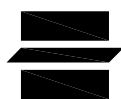


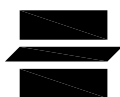
# Regione Lombardia

Direzione Generale Infrastrutture, Trasporti e Mobilità sostenibile



## FERROVIENORD

FNM GROUP



## NORD\_ING

FNM GROUP

CODICE  
COMMESSA

B 3 2

LIVELLO  
PROGETTAZIONE

D

D.P.R.  
207/10

f

PROGRESSIVO  
ELABORATO

1 0 3

CATEGORIA  
OPERA

I T

NUMERO  
OPERA

- -

REVISIONE

R 0

SCALA

---

LINEA BRESCIA- ISEO-EDOLO - COMUNE DI ROVATO  
IMPIANTO DI DEPOSITO E MANUTENZIONE TRENI  
*Progetto Definitivo*

OPERE CIVILI  
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE  
Corpo 2

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3				
	2				
	1				
	0	MAGG. 2022	PRIMA EMISSIONE		

NORD\_ING

NORD\_ING Srl  
IL DIRETTORE TECNICO  
Ing. Luca Erba

FERROVIENORD

FERROVIENORD S.p.A.  
DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURA  
IL DIRETTORE  
Ing. Marco Mariani

Progettista



NORD\_ING  
FNM GROUP

PROF. ING. ERBA LUCA  
Sez. A - Settori:  
a) civile e ambientale  
b) infrastrutturale  
c) dell'informazione  
n° A 639

Collaborazione

REDATTO

CONTROLLATO

APPROVATO

DATA

CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE

AGG.

## SOMMARIO

<b>1. INTRODUZIONE .....</b>	<b>5</b>
1.1. Generalità .....	5
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>6</b>
2.1. Norme generali.....	6
2.2. Norme sismiche .....	7
2.3. Eurocodici .....	7
2.4. Istruzioni ferroviarie .....	7
2.5. Altre norme .....	7
<b>3. BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>7</b>
<b>4. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE.....</b>	<b>8</b>
4.1. Vita nominale di progetto .....	8
4.2. Classe d'uso e periodo di riferimento .....	8
<b>5. MATERIALI.....</b>	<b>9</b>
5.1. Calcestruzzo.....	9
5.1.1. <i>Magroni</i> .....	9
5.1.2. <i>Pali di fondazione</i> .....	9
5.1.3. <i>Struttura scatolare in opera</i> .....	10
5.1.4. <i>Elevazioni prefabbricate</i> .....	10
5.2. Acciaio .....	11
5.2.1. <i>Acciaio in tondo da c.a.</i> .....	11
5.2.2. <i>Reti</i> .....	11
5.2.3. <i>Acciaio da carpenteria</i> .....	11
5.2.4. <i>Bulloni, tasselli e tirafondi</i> .....	12
5.2.5. <i>Saldature</i> .....	12
5.2.6. <i>Inghisaggi</i> .....	12

<b>6. GEOTECNICA E SISMICITA' DEL SITO .....</b>	<b>12</b>
6.1. Stratigrafia .....	12
6.2. Falda .....	13
6.3. Categoria di sottosuolo .....	13
6.4. Categoria topografica .....	13
<b>7. CRITERI DI CALCOLO.....</b>	<b>14</b>
7.1. Codici di calcolo .....	14
7.2. Verifiche di resistenza .....	15
7.2.1. <i>Verifiche allo stato limite ultimo.....</i>	<i>15</i>
7.2.2. <i>Verifiche agli stati limite di esercizio: calcestruzzo.....</i>	<i>15</i>
7.2.3. <i>Verifiche agli stati limite di esercizio: acciaio .....</i>	<i>18</i>
<b>8. COMBINAZIONE DELLE AZIONI .....</b>	<b>19</b>
8.1. Combinazioni per gli stati limiti ultimi.....	19
8.2. Combinazioni per gli stati limiti ultimi connessi al sisma .....	19
8.3. Combinazioni per gli stati limiti di esercizio .....	19
8.4. Coefficienti parziali di sicurezza .....	20
8.5. Coefficienti di combinazione .....	20
<b>9. AZIONI SULLE COSTRUZIONI.....</b>	<b>21</b>
9.1. Pesi propri dei materiali strutturali .....	21
9.2. Pesi propri degli elementi strutturali .....	21
9.3. Carichi permanenti non strutturali.....	22
9.4. Azioni variabili verticali.....	24
9.4.1. <i>Ambienti interni .....</i>	<i>24</i>
9.5. Azione del vento.....	24
9.5.1. <i>Vento sull'edificio servizi.....</i>	<i>25</i>
9.6. Azione della neve.....	28
9.7. Azione sismica .....	29
9.7.1. <i>Spettro SLV e parametri di definizione.....</i>	<i>31</i>
9.7.2. <i>Spettro SLD e parametri di definizione .....</i>	<i>33</i>
9.7.3. <i>Comportamento strutturale, fattore di comportamento, tipo di analisi e di struttura.....</i>	<i>34</i>

9.8. Definizione delle masse sismiche – pannelli prefabbricati.....	35
<b>10. ELEMENTI SECONDARI .....</b>	<b>36</b>
10.1. Pannelli di tamponamento prefabbricati .....	36
10.1.1. Premessa.....	36
10.2. Calcolo azione sismica sul pannello.....	37
10.3. Schema di collegamento dei pannelli orizzontali .....	37
10.4. Calcolo dell'azione del vento sui pannelli .....	38
<b>11. EDIFICIO SERVIZI: Descrizione delle opere .....</b>	<b>39</b>
11.1. Analisi svolta con l'ausilio di un software di calcolo .....	40
11.2. Modello di calcolo .....	41
11.3. Schema unifilare .....	41
11.4. Casi di carico .....	42
11.5. Combinazioni di carico .....	46
11.5.1. Combinazioni statiche SLU.....	46
11.5.2. Combinazioni statiche SLE .....	47
11.5.3. Combinazioni sismiche SLV .....	48
11.5.4. Combinazioni sismiche SLD.....	48
11.6. Periodi e masse partecipanti .....	49
11.6.1. Analisi agli autovalori .....	49
11.6.2. Masse partecipanti .....	50
11.7. Verifica non linearità geometriche.....	50
11.8. Verifica spostamenti di interpiano .....	51
11.9. Spostamenti in combinazione sismica.....	52
11.9.1. Combinazione SLV.....	52
11.9.2. Combinazione SLD.....	53
11.10. Inviluppo delle sollecitazioni struttura in elevazione .....	55
11.10.1. Inviluppo SLU .....	55
11.10.2. Inviluppo SLE RARA.....	58
11.10.3. Inviluppo SLE FREQUENTE .....	63
11.10.4. Inviluppo SLE QUASI PERMANENTE.....	67
11.10.5. Inviluppo SLV .....	70

11.11.	Verifiche.....	73
11.11.1.	<i>Verifiche strutturali.....</i>	74
11.12.	Verifiche dei pilastri.....	75
11.12.1.	<i>Verifiche strutturali.....</i>	76
11.12.2.	<i>Collegamento al piede.....</i>	88
<b>12.</b>	<b>Elementi prefabbricati .....</b>	<b>88</b>
12.1.	Prescrizioni generali aggiuntive.....	88
12.1.1.	<i>Componente verticale del sisma.....</i>	88
12.2.	Solai Alveolari .....	88
12.2.1.	<i>Solai di copertura.....</i>	88
12.2.2.	<i>Effetti del sisma verticale sugli elementi precompressi.....</i>	89
12.2.3.	<i>Connessioni.....</i>	89
12.2.4.	<i>Serramenti strutturali in copertura.....</i>	90
<b>13.</b>	<b>GIUNTO TRA CORPO 1 e CORPO 2 .....</b>	<b>90</b>
13.1.	Identificazione degli appoggi.....	90
13.2.	Appoggi scorrevoli in corrispondenza del giunto (asse C).....	91
13.2.1.	<i>Spostamenti.....</i>	91
13.2.2.	<i>Carichi verticali sull'appoggio mobile .....</i>	91
13.2.3.	<i>Conclusioni .....</i>	92
13.3.	Appoggi fissi (asse D).....	92
13.3.1.	<i>Carichi verticali sull'appoggio.....</i>	92
13.3.2.	<i>Carichi orizzontali sull'appoggio.....</i>	92
13.3.3.	<i>Conclusioni .....</i>	92

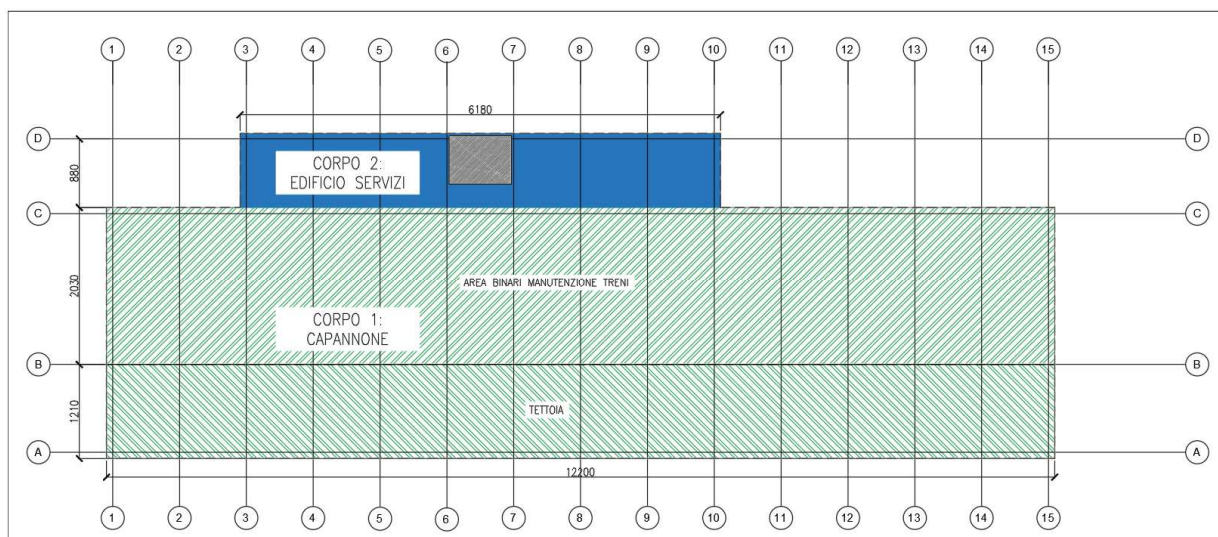
## 1. INTRODUZIONE

### 1.1. Generalità

La presente Relazione di calcolo interessa il dimensionamento e la verifica delle opere in conglomerato cementizio armato (normale, precompresso, gettato in opera e prefabbricato) relative al capannone del nuovo impianto di manutenzione rotabili, localizzato in corrispondenza della stazione di Rovato FN e del relativo parco, nell'ambito del progetto "H2IseO".

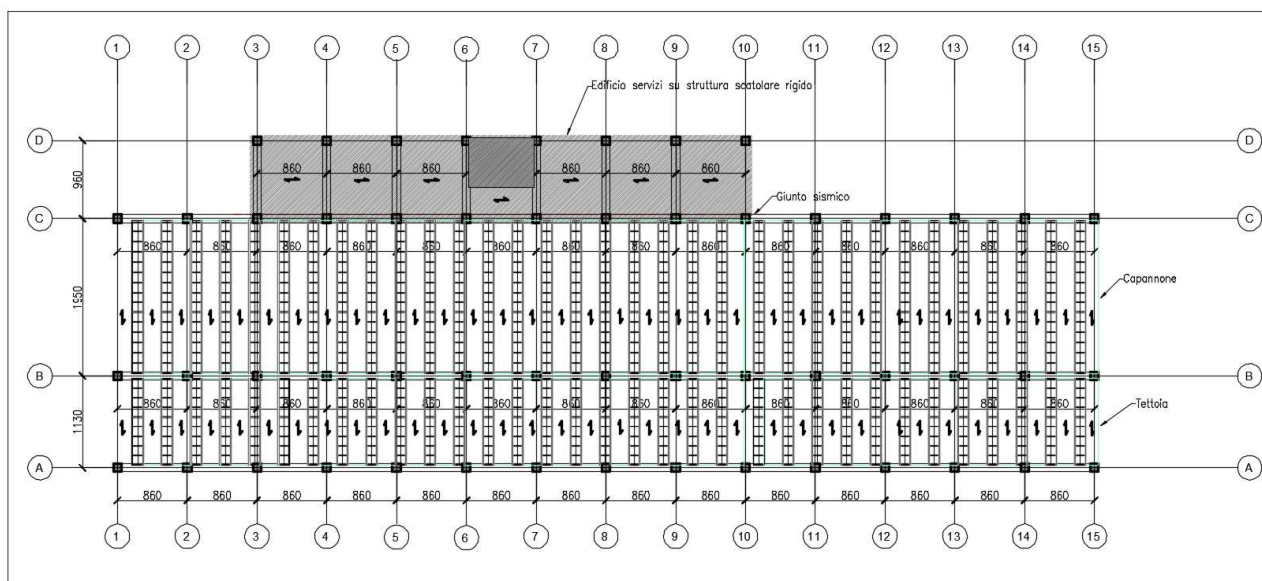
Il nuovo impianto sarà destinato alla manutenzione dei nuovi treni alimentati ad idrogeno, per il servizio di trasporto regionale passeggeri sulla tratta ferroviaria Brescia-Iseo-Edolo; nella fattispecie, i due corpi principali che costituiscono l'opera nel suo complesso sono evidenziati in Figura 1.

In particolare, l'edificio servizi, oggetto della presente relazione, ospita la struttura a servizio del nuovo impianto di manutenzione, disposta su quattro distinti livelli e piano interrato. Il vano scala è indipendente.



**Figura 1 – Planimetria con identificazione dei due corpi principali**

Tra i due corpi è presente un giunto sismico che, per la parte fuori terra, separa sismicamente i due corpi lungo l'allineamento C; il giunto viene realizzato collocando appoggi mobili in corrispondenza di ogni orizzontamento sui pilastri dell'allineamento C in comune tra i due corpi, svincolando in entrambe le direzioni orizzontali le travi principali dell'edificio servizi dal capannone. Tale separazione non prosegue nella struttura interrata, concepita come uno scatolare rigido. La struttura viene considerata pertinente all'edificio servizi.



**Figura 2 – Planimetria con orditura solai e posizione giunto sismico**

## **2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Il progetto è stato sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica facendo riferimento, qualora necessario, anche alle normative precedentemente vigenti, in particolare:

### **2.1. Norme generali**

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Ministero delle Infrastrutture. Decreto ministeriale 17 gennaio 2018 “Nuove Norme tecniche per le costruzioni 2018”.
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”.
- UNI EN 1991-3:2006 “Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 3: Azioni indotte da gru e macchinari”
- UNI EN 1993-6:2007 “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento”
- UNI EN 1993-1-5:2006/A2:2019 “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra”

## **2.2. Norme sismiche**

- Ordinanza del Presidente del Consiglio n°3274 del 20 marzo 2003, e allegati “Normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica e connessa classificazione sismica del territorio nazionale”.
- Dipartimento della Protezione Civile – Ufficio servizio Sismico Nazionale “Nota esplicativa dell’ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri n.3274 del 20 marzo 2003” datata 4 giugno 2003.

## **2.3. Eurocodici**

- EUROCODICE 1 Azioni sulle strutture.
- EUROCODICE 2 Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- EUROCODICE 3 Progettazione delle strutture in acciaio.
- EUROCODICE 4 Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- EUROCODICE 7 Progettazione geotecnica.
- EUROCODICE 8 indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.

## **2.4. Istruzioni ferroviarie**

- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A “Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie”
- RFI DTC INC PO SP IFS 005 A “Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario”
- RFI DTC INC PO SP IFS 002 A “Specifica per la progettazione e l’esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria”

## **2.5. Altre norme**

- UNI EN 1090-1:2012 “Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 1: Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali”

## **3. BIBLIOGRAFIA**

- “Linee guida ASSOBETON per la progettazione sismica di strutture prefabbricate” ASSOBETON Sezione Strutture Prefabbricate

- “Guida all’uso dell’Eurocodice 2 – Progetto strutturale di edifici civili ed industriali in calcestruzzo armato, Vol. II” Associazione Italiana Calcestruzzo Armato e Precompresso, Edizione pubblicazione
- “Edifici Monopiano ad Uso Industriale” A. Dall'Asta, R. Landolfo, W. Salvatore, Fondazione Promozione Acciaio - Dario Flaccovio Editore
- “Manuale pratico per la progettazione delle strutture in acciaio” B. Cordova, Hoepli
- “Il Solaio Alveolare – Progettazione e Impieghi” Associazione Produttori di Solai Alveolari Precompressi

#### 4. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

In generale, la vita utile di progetto di una struttura è intesa come il periodo di tempo nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di eventuale collasso dell’opera, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso. Le azioni sismiche sono valutate in relazione al periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava per ciascuna costruzione moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d’uso  $C_U$  in funzione della classe d’uso di appartenenza dell’opera.

##### 4.1. Vita nominale di progetto

Con riferimento alla Tab. 2.4.I NTC, e per tutti gli interventi in progetto, si considera un Tipo di costruzione **2** a cui corrisponde una Vita nominale di **50** anni.

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

##### 4.2. Classe d’uso e periodo di riferimento

Con riferimento al § 2.4.2 NTC, , e per tutti gli interventi in progetto, si considera una Classe d’uso **II** (Costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti). Il Coefficiente d’uso per quanto di cui alla Tab. 2.4.II NTC assume pertanto un valore pari a **1.0** e il periodo di riferimento è conseguentemente di **50** anni.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

## 5. MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei materiali meglio elencati nel seguito. Per quanto qui non espressamente citato si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

### 5.1. Calcestruzzo

#### 5.1.1. Magroni

CALCESTRUZZO MAGRO	X0	C12/15	S4
Condizioni ambientali	Ordinarie		
Dimensione massima aggregati	$d_{max}$	20	mm

#### 5.1.2. Pali di fondazione

CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA	XC2	C25/30	S4
Condizioni ambientali	Ordinarie		
Classe di abbassamento al cono	Slump	da 160 a 210	mm
Massimo diametro barre da c.a.	$\Phi_{max}$	32	mm
Dimensione massima aggregati	$d_{max}$	32	mm
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	30	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	24.90	MPa
Resistenza media cilindrica	$f_{cm}$	32.90	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	2.56	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	1.79	MPa
Modulo elastico	$E_{cm}$	31447	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu$	0/0,2	ad
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	$10 \cdot 10^{-6}$	1/°C
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	14.11	MPa
Tensione max. di compressione SLE rara	$\sigma_{c\_rara}$	14.94	MPa
Tensione max. di compressione SLE quasi permanente	$\sigma_{c\_qp}$	11.21	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd}$	1.19	MPa
Resistenza tangenziale di aderenza	$f_{bd}$	2.69	MPa
Tensione max. a trazione in esercizio	$\sigma_{ct\_ese}$	2.13	MPa

### 5.1.3. Struttura scatolare in opera

CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA	XC4	C45/55	S4
Condizioni ambientali	Aggressive		
Classe di abbassamento al cono	Slump	da 160 a 210	mm
Massimo diametro barre da c.a.	$\Phi_{max}$	32	mm
Dimensione massima aggregati	$d_{max}$	32	mm
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	55	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	45.65	MPa
Resistenza media cilindrica	$f_{cm}$	53.65	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	3.83	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	2.68	MPa
Modulo elastico	$E_{cm}$	36416	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu$	0/0,2	ad
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	$10 \cdot 10^{-6}$	1/°C
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	25.87	MPa
Tensione max. di compressione SLE rara	$\sigma_{c\_rara}$	27.39	MPa
Tensione max. di compressione SLE quasi permanente	$\sigma_{c\_qp}$	20.54	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd}$	1.79	MPa
Resistenza tangenziale di aderenza	$f_{bd}$	4.02	MPa
Tensione max. a trazione in esercizio	$\sigma_{ct\_ese}$	3.19	MPa

### 5.1.4. Elevazioni prefabbricate

CALCESTRUZZO PER GETTI IN STABILIMENTO	XC4	C45/55	S4
Condizioni ambientali	Aggressive		
Classe di abbassamento al cono	Slump	da 160 a 210	mm
Massimo diametro barre da c.a.	$\Phi_{max}$	32	mm
Dimensione massima aggregati	$d_{max}$	32	mm
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	55	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	45.65	MPa
Resistenza media cilindrica	$f_{cm}$	53.65	MPa
Resistenza caratteristica cubica allo sbanco	$R_{ckj}$	35	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	3.83	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	2.68	MPa
Modulo elastico	$E_{cm}$	36416	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu$	0/0,2	-
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	$10 \cdot 10^{-6}$	1/°C
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	27.72	MPa
Tensione max. di compressione all'atto della precompressione	$\sigma_{c\_sb}$	20.34	MPa
Tensione max. di compressione nella zona di ancoraggio	$\sigma_{c\_anc}$	26.15	MPa
Tensione max. di compressione SLE rara	$\sigma_{c\_rara}$	27.39	MPa
Tensione max. di compressione SLE quasi permanente	$\sigma_{c\_qp}$	20.54	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd}$	1.92	MPa
Resistenza tangenziale di aderenza	$f_{bd}$	4.31	MPa
Tensione max. a trazione in esercizio	$\sigma_{ct\_ese}$	3.19	MPa

## 5.2. Acciaio

### 5.2.1. Acciaio in tondo da c.a.

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO		B 450	C
È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili qualificati secondo le procedure di cui alle vigenti NTC e controllati con le modalità riportate nelle stesse			
Densità	$\rho$	78.50	kN/m <sup>3</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	$\geq 540$	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	$\geq 450$	MPa
Allungamento	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,5$	%
Caratteristiche di duttilità	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15 < 1,35$	-
	$(f_y/f_{y_{no m}})_k$	$\leq 1,25$	-
Resistenza di calcolo	$f_{yd}$	391	MPa
Tensione massima in esercizio	$f_{yd}$	360	MPa
Modulo elastico	$E_s$	210000	MPa
Limitazione sui diametri	$\Phi_{barre}$	$>=6 <=40$	mm
Acciai forniti in rotoli	$\Phi_{rotoli}$	$<=16$	mm

### 5.2.2. Reti

RETI E TRALICCI ELETTRICALI		B 450	C
Densità	$\rho$	78.50	kN/m <sup>3</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	$\geq 540$	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	$\geq 450$	MPa
Allungamento	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,5$	%
Caratteristiche di duttilità	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15 < 1,35$	-
	$(f_y/f_{y_{no m}})_k$	$\leq 1,25$	-
Resistenza di calcolo	$f_{yd}$	391	MPa
Massimo interasse delle barre	$f_{yd}$	330	mm
Modulo elastico	$E_s$	210000	MPa
Limitazione sui diametri	$\Phi_{barre}$	$>=6 <=16$	mm
Rapporto tra i diametri	$\Phi_{rotoli}$	$>=0,6$	-

### 5.2.3. Acciaio da carpenteria

ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE		S355	t $\leq 40$
Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+, e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto A del § 11.1 NTC.			
Modulo elastico	$E_s$	210000	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu$	0.3	MPa
Modulo di elasticità trasversale	$G$	80769	MPa
Coefficiente di espansione termica lineare T<100°C	$\alpha$	$12 \cdot 10^{-6}$	1/°C
Densità	$\rho$	78.50	kN/m <sup>3</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	510	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	355	MPa

#### 5.2.4. Bulloni, tasselli e tirafondi

BULLONI		Classe	10.9
I bulloni - conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 devono appartenere alle classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001, associate nel modo indicato nella Tab. 11.3.XIII.b NTC.			
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tb}$	1000	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yb}$	900	MPa

#### 5.2.5. Saldature

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni delle norme CNR e in ottemperanza alle NTC. Tutte le saldature, inoltre, sono da realizzarsi a piena penetrazione o a cordoni d'angolo ove espressamente indicato negli elaborati grafici di progetto.

#### 5.2.6. Inghisaggi

MALTE CEMENTIZIE		EMACO S55 o sim.	
Malta cementizia espansiva applicabile mediante colaggio conforme ai limiti ed ai requisiti di accettazione indicate da UNI 8993 e UNI 8994 circa le classi di consistenza per i tipi superfluido, fluido e plastico; UNI 8994 e UNI 8996, UNI 8147 per l'espansione sia in fase plastica che indurita; UNI 8998, circa l'assenza di bleeding.			
Resistenza a compressione	Classe	R4	-
Modulo elastico minimo	E	>20	GPa
Densità	ρ	19.50	kN/m3

### 6. GEOTECNICA E SISMICITA' DEL SITO

Gli aspetti geologici/geotecnici sono compendati nella relazione redatta all'uopo da Tecnostudio per conto di Nord\_Ing che, con la presente, costituisce parte integrante della documentazione progettuale.

#### 6.1. Stratigrafia

Da quanto espresso si evince per il terreno oggetto di intervento una stratigrafia che consta di tre unità litotecniche principali riconoscibili. Seguono le proprietà di interesse strato per strato impiegate nelle calcolazioni:

Profondità [m]	Tipologia	$\phi$ [°]	E [MPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$V_{s,eq}$ [m/s]
0,00 – 1,00	Ghiaia sabbiosa	34	36	18,5	21	274
1,00 – 2,50	Sabbia debolmente limosa	28	12,5	17,5	18,8	

2,50 – 20,00	Ghiaia sabbiosa	36	60	20	21	
--------------	-----------------	----	----	----	----	--

Categoria di sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

## 6.2. Falda

La falda è presente a una profondità superiore a 20m da p.c.

## 6.3. Categoria di sottosuolo

Come si evince dalla relazione geologica/geotecnica allegata alla presente e con riferimento alla Tab. 3.2.II NTC riportata in calce la categoria di sottosuolo è di tipo **B**.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>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.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente 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 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

## 6.4. Categoria topografica

Dalla Tab. 3.2.III NTC riportata in calce si desume una categoria topografica di tipo **T1** (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ).

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

## 7. CRITERI DI CALCOLO

La presente relazione strutturale di calcolo illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Essa comprende solo una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate nella presente sono state condotte analogamente a quelle descritte e risultano disponibili nelle minute di studio. Lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi. La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale. Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sui materiali, secondo normativa vigente, sono assunti pari a:

- Opere in cemento armato

Stato limite	Acciaio $\gamma_s$	Calcestruzzo $\gamma_c$
ultimo	1.15	1.50 per c.a. normale
di esercizio	1.00	1.00

- Opere in carpenteria metallica

Stato limite	Acciaio $\gamma_m$
ultimo	1.05
di esercizio	1.00

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche e isotrope ed omogenee.

### 7.1. Codici di calcolo

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

- L'analisi delle strutture tridimensionali, il calcolo delle sollecitazioni agenti sui singoli elementi strutturali modellati e le relative verifiche sono condotti utilizzando il codice **Midas Gen** prodotto da MIDAS IT Information Technology Co. Ltd Korea e distribuito in Italia da

Harpaceas s.r.l. dotato di regolare licenza d'uso. Per la descrizione degli elementi finiti in uso, le convenzioni adottate e l'interpretazione dei risultati ottenuti si rimanda al manuale del software.

- Le verifiche sezionali delle sezioni in c.a. sono condotte utilizzando i **fogli di calcolo** redatti e testati dallo scrivente e/o utilizzando il codice di calcolo **Sax 10** prodotto e distribuito da Aztec Informatica;
- Le verifiche geotecniche sono condotte utilizzando i codici di calcolo **Carl 14** e **Max 15** prodotti e distribuiti da Aztec Informatica.

## **7.2. Verifiche di resistenza**

Le verifiche delle sezioni più sollecitate sono state condotte seguendo le prescrizioni del D.M. 17/01/2018 e relativa Circolare esplicativa.

### **7.2.1. Verifiche allo stato limite ultimo**

Si è verificato che il valore di progetto degli effetti delle azioni, ovvero delle sollecitazioni flettenti  $M_{Ed}$  sia minore dei corrispondenti momenti resistenti  $M_{Rd}$  delle sezioni di progetto. La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico. Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato nel D.M. 17 gennaio 2018. Per quanto concerne le membrature in acciaio vale quanto previsto nel § 4.2.4.1 NTC.

### **7.2.2. Verifiche agli stati limite di esercizio: calcestruzzo**

#### **7.2.2.1. *Condizioni ambientali***

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 e UNI 11104:2004. Per le opere trattate nella presente relazione si adotta quanto segue:

Pali di fondazione: Classe di esposizione XC2

Struttura scatolare interrata: Classe di esposizione XC4-XF2

Elevazioni: Classe di esposizione XC4-XF2

In ragione di ciò e per quanto previsto dalle NTC nella Tab. 4.1.III si evince che:

- per i pali in c.a. di fondazione presenti trattasi di condizioni ambientali "ordinarie"
- per gli elementi in c.a. di fondazione presenti trattasi di condizioni ambientali "aggressive"
- per gli elementi in c.a. di impalcato trattasi di condizioni ambientali "aggressive"

#### 7.2.2.2. Verifiche allo stato limite di fessurazione

La Tab. 4.1.IV NTC riportata in calce indica i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento sia al tipo di armatura che alle condizioni ambientali:

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	$\leq w_1$

Lo stato limite considerato per i vari elementi strutturali è pertanto il seguente:

- per i **pali in c.a. di fondazione** trattasi di "apertura delle fessure" per armature "poco sensibili" nelle combinazioni frequente e quasi permanente;
- per gli elementi in c.a. del **plinto di fondazione** e di **fondazione diretta** trattasi di "apertura delle fessure" per armature "poco sensibili" nelle combinazioni frequente e quasi permanente;
- per gli elementi di **elevazione in c.a. gettato in opera** trattasi di "apertura delle fessure" per armature "poco sensibili" nelle combinazioni frequente e quasi permanente;
- per gli elementi di **elevazione in c.a.p. prefabbricato** trattasi di "apertura delle fessure" per armature "poco sensibili" nella combinazione frequente e di "decompressione" per armature "sensibili" nella combinazione quasi permanente.

In ottemperanza al § 4.1.2.2.4 punto c) delle NTC, vale quanto segue:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$w_3 = 0.4 \text{ mm}$

### 7.2.2.3. Copriferri e interferri

Al fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro per gli elementi in calcestruzzo armato. Il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più prossima, individua il cosiddetto "copriferro nominale" ed è determinato secondo quanto di cui al § 4.1.6.1.3 NTC. Segue la determinazione analitica dei copriferri in progetto per le varie tipologie di elementi in ottemperanza a quanto previsto nella Tab. C.4.1.IV della Circ. 7/2019 sotto riportata:

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

Per i pali di fondazione si ottiene il seguente valore minimo:

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	<100 anni	
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.7/19)	elemento	Altro c.a.	
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Ordinarie	
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera	
Classe di resistenza del calcestruzzo	$C_{fck}/R_{ck}$	C25/30	MPa
Tolleranze di posa (Valore consigliato EC2 4.4.1.3 = 10 mm)	toll	10	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.7/19)	c	35	mm

Si adotta un copriferro pari a **60 mm**.

Per lo scatolare in opera si ottiene:

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	<100 anni	
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.7/19)	elemento	Altro c.a.	
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Aggressive	
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera	
Classe di resistenza del calcestruzzo	$C_{fck}/R_{ck}$	C45/55	MPa
Tolleranze di posa (Valore consigliato EC2 4.4.1.3 = 10 mm)	toll	10	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.7/19)	c	40	mm

Si adotta un copriferro minimo pari a **50mm**.

Per le elevazioni prefabbricate si ottiene il seguente valore minimo:

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	<100 anni	
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.7/19)	elemento	Altro c.a.	
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Aggressive	
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera	
Classe di resistenza del calcestruzzo	$C_{fck}/R_{ck}$	C45/55	MPa
Tolleranze di posa (Valore consigliato EC2 4.4.1.3 = 10 mm)	toll	5	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.7/19)	c	35	mm

Si adotta un copriferro minimo pari a **50mm**

### 7.2.3. Verifiche agli stati limite di esercizio: acciaio

Nello specifico, lo stato limite di esercizio da considerare, al fine di evitare deformazioni e spostamenti che possono compromettere l'uso efficiente della costruzione è, secondo quanto di cui al § 4.2.2.1 NTC, quello di "deformazione e/o spostamento". Vale, pertanto, quanto espresso nel § 4.2.4.2 NTC. I limiti di deformabilità sono compendati nelle Tab. 4.2.XII e 4.2.XIII NTC. Per quanto concerne la Classe di Esecuzione (EXC) di una struttura, quest'ultima deve essere fatta prima dell'inizio della costruzione e si basa su criteri di affidabilità, sul tipo di struttura e sulla tipologia di carico di progetto ed è compito del Progettista. La Classe di Conseguenza (CC) per quanto specificato nella norma UNI EN 1990 - Appendice B è assunta per la struttura in oggetto pari a **CC2** come meglio descritto nel prospetto sottostante:

Prospetto B.1 – Definizione della classe di conseguenze		
Classe di conseguenze	Descrizione	Esempi di edifici e di opere di ingegneria civile
CC3	Elevate conseguenze per perdita di vite umane, o conseguenze molto gravi in termini economici, sociali o ambientali	Gradinate in impianti sportivi, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono alte (per esempio, una sala concerti)
CC2	Conseguenze medie per perdita di vite umane, conseguenze considerevoli in termini economici, sociali o ambientali	Edifici residenziali e per uffici, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono medie (per esempio un edificio per uffici)
CC1	Conseguenze basse per perdita di vite umane, e conseguenze modeste o trascurabili in termini economici, sociali o ambientali	Costruzioni agricole, nei quali generalmente nessuno entra (per esempio, i magazzini), serre

Individuata la Classe di Conseguenza (CC) è quindi possibile determinare la Classe di Esecuzione (EXC) facendo riferimento alla Tabella C.1 della UNI EN 1993-1-1:2014 (Annex C – Selection of execution class) sotto riportata:

Table C.1 - Choice of execution class (EXC)		
Reliability Class (RC) or Consequences Class (CC)	Type of loading	
	Static, quasi-static or seismic DCL <sup>a</sup>	Fatigue <sup>b</sup> or seismic DCM or DCH <sup>a</sup>
RC3 or CC3	EXC3 <sup>c</sup>	EXC3 <sup>c</sup>
RC2 or CC2	EXC2	EXC3
RC1 or CC1	EXC1	EXC2
<sup>a</sup> Seismic ductility classes are defined in EN 1998-1: Low=DCL; Medium=DCM; High=DCH.		
<sup>b</sup> See EN 1993-1-9.		
<sup>c</sup> EXC4 may be specify for structures with extreme consequences of structural failure.		

Per la struttura in oggetto ne consegue una Classe di Esecuzione tipo **EXC2**.

## 8. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

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

### 8.1. Combinazioni per gli stati limiti ultimi

Per le verifiche agli stati limite ultimi SLU si adottano le combinazioni del tipo:

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

dove:

$G_1$  = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

$G_2$  = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

$P$  = pretensione e precompressione

$Q_{kj}$  = azioni variabili della combinazione con  $j=1$  per l'azione dominante

$\gamma_{Gi}$  = coefficienti parziali per i carichi permanenti/permanenti non strutturali nelle verifiche SLU

$\gamma_{Qi}$  = coefficienti parziali per i carichi variabili nelle verifiche SLU

$\gamma_P$  = coefficiente parziale della precompressione nelle verifiche SLU

$\psi_{0i}$  = coefficiente di combinazione

### 8.2. Combinazioni per gli stati limiti ultimi connessi al sisma

Per le verifiche agli stati limite ultimi connesse all'azione sismica si adottano combinazioni del tipo:

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

dove:

$E$  = azione sismica

$G_1$  = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

$G_2$  = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

$P$  = pretensione e precompressione

$Q_{kj}$  = azioni variabili della combinazione con  $j=1$  per l'azione dominante

$\psi_{0i}$  = coefficiente di combinazione

### 8.3. Combinazioni per gli stati limiti di esercizio

Per le verifiche agli stati limite di esercizio SLE si adottano combinazioni del tipo:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad \text{SLE rara}$$

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots \quad \text{SLE frequente}$$

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots \quad \text{SLE quasi permanente}$$

dove:

$G_1$  = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

$G_2$  = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

$P$  = pretensione e precompressione

$Q_{kj}$  = azioni variabili della combinazione con  $j=1$  per l'azione dominante

$\psi_{ji}$  = coefficiente di combinazione

#### 8.4. Coefficienti parziali di sicurezza

I valori considerati per i coefficienti parziali di sicurezza sono desunti dalle Tab. 2.6.I e 5.2.V NTC sotto riportate. In particolare:

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili $Q$	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> 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.

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ced}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

#### 8.5. Coefficienti di combinazione

I valori dei coefficienti di combinazione sono desunti dalla Tab. 2.5.I e 5.2.VI NTC sotto riportate. In particolare:

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
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 $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	$gr_1$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
Gruppi di	$gr_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
carico	$gr_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_4$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

## 9. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Si fa espressamente riferimento a quanto previsto nei §§ 3.1 e 5.2 NTC.

### 9.1. Pesi propri dei materiali strutturali

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei più comuni materiali possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nel Tab. 3.1.I NTC. In particolare:

Calcestruzzo ordinario	24.0 kN/m <sup>3</sup>
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25.0 kN/m <sup>3</sup>
Acciaio	78.5 kN/m <sup>3</sup>

### 9.2. Pesi propri degli elementi strutturali

Alveolare prefabbricato in opera altezza 40 cm	5.30 kN/m <sup>2</sup>
--	------------------------

### 9.3. Carichi permanenti non strutturali

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione. Essi devono essere valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi di unità di volume dei materiali costituenti.

Le stratigrafie adottate sono verificabili nei seguenti elaborati grafici:

- B32Ec007FB--R0

- B32Ec010FB--R0

- B32Ec012FB--R0

In particolare:

Pacchetto di finiture a pavimento piano -1	Cappa in calcestruzzo in copertura: sp. medio 10 cm	2.5 kN/m <sup>2</sup>
	Pavimentazione	0.4 kN/m <sup>2</sup>
	Sottofondo sp. 5cm	1.0 kN/m <sup>2</sup>
	Isolante	0.1 kN/m <sup>2</sup>
	Soletta in c.a. sp. 8cm	2.0 kN/m <sup>2</sup>
	<b>Totale carico permanente agente sopra l'elemento alleggerito</b>	<b>3.5 kN/m<sup>2</sup></b>
	Getto cls a raso elementi di alleggerimento H 20cm (consumo cls 0.034 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	0.85 kN/m <sup>2</sup>
	Elementi di alleggerimento H 20cm	0.04 kN/m <sup>2</sup>
	Sottofondo sp. 2cm	0.4 kN/m <sup>2</sup>
	<b>Carico applicato</b>	<b>4.8 kN/m<sup>2</sup></b>
Pacchetto di finiture a pavimento piano terra	Pavimentazione	0.4 kN/m <sup>2</sup>
	Sottofondo sp. 4cm	0.8 kN/m <sup>2</sup>
	Isolante	0.1 kN/m <sup>2</sup>
	Massetto 4,5cm	1.0 kN/m <sup>2</sup>
	<b>Carico applicato</b>	<b>2.3 kN/m<sup>2</sup></b>

Piano primo e piano secondo – zona con pavimento flottante **Carico applicato** **0.5 KN/m<sup>2</sup>**

Piano primo e piano secondo – zona lisciata al quarzo **Carico applicato** **1.5 KN/m<sup>2</sup>**

Controsoffitto e finiture in copertura 0.8 KN/m<sup>2</sup>

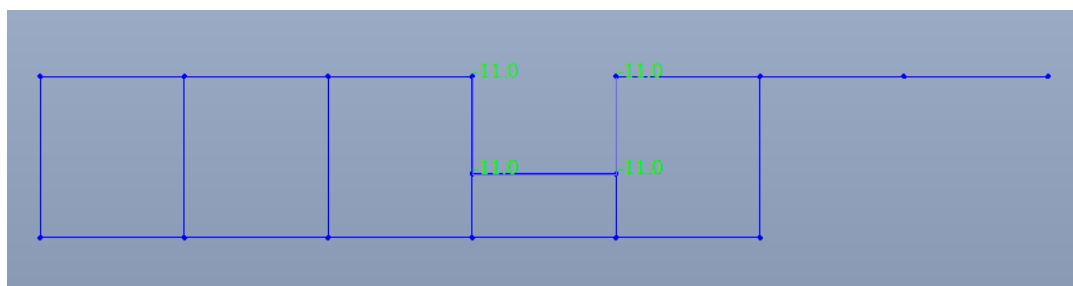
Controsoffitto 0.3 KN/m<sup>2</sup>

Pannelli di tamponamento prefabbricati sp. 30 cm 4.20 kN/m<sup>2</sup>

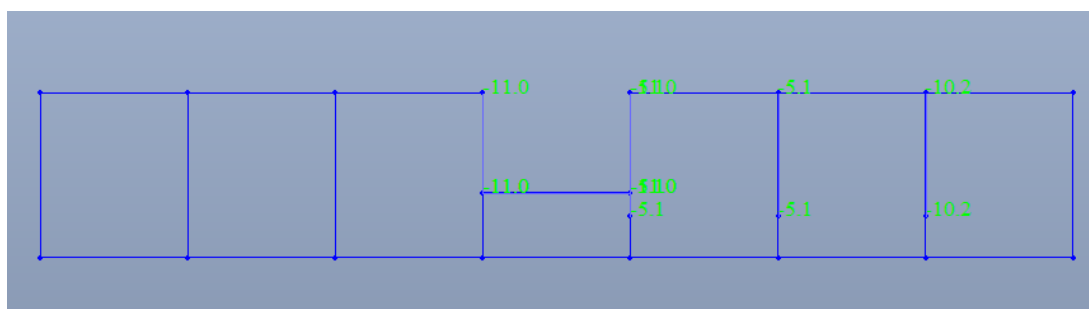
Tramezzi in cartongesso 0.8 KN/ m<sup>2</sup>

Tramezzi piano terra 12 KN/m

Tramezzi piano primo Figura 3 e Figura 4



**Figura 3 - Schematizzazione tramezzi piano primo**



**Figura 4 - Schematizzazione tramezzi piano secondo**

Impianti situazione tipica 0.1 KN/m<sup>2</sup>

Impianti copertura piano interrato 0.2 KN/m<sup>2</sup>

Impianti copertura magazzino 3.0 KN/m<sup>2</sup>

## 9.4. Azioni variabili verticali

### 9.4.1. Ambienti interni

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera. In particolare, dalla Tab. 3.1.II NTC si evince che:

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale</b>			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	<b>Uffici</b>			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b>			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

## 9.5. Azione del vento

Il vento, la cui direzione si considera orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali come quelle in oggetto tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al § 3.3.3 NTC. In particolare, in ottemperanza a quanto di cui al § 3.3 NTC si determina quanto segue:

### Azione del vento secondo NTC2018

#### Dati di Input

Stazione FNM	Rovato FN	-
Luogo dove sorge l'opera	Lombardia	-
Zona	1	-
Quota s.l.m. dove sorge l'opera - $a_s$	160	m
Periodo di ritorno - $T_R$	50	anni
Classe di rugosità del terreno	D	-

Categoria di esposizione	II	-
Altezza dal suolo dell'opera - z	13.55	m

#### Dati di Output

Velocità base di riferimento a livello del mare - $v_{b0}$	25	m/s
Altitudine di riferimento - $a_0$	1000	m
Coefficiente - $k_s$	0.40	-
Coefficiente di altitudine - $c_a$	1	-
Velocità base di riferimento - $v_b = v_{b0} \cdot c_a$	25.0	m/s
Coefficiente di ritorno - $c_r$	1.00	-
Velocità di riferimento - $v_r = v_b \cdot c_r$	25.0	m/s
Densità dell'aria - $\rho$	1.25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento - $q_r$	391.2	N/mq
Coefficiente - $K_r$	0.19	-
Altezza di base dal suolo - $z_0$	0.05	m
Altezza minima dal suolo - $z_{min}$	4	m
Coefficiente di topografia - $c_t$	1	-
Coefficiente di esposizione - $c_e$	2.55	-
Coefficiente dinamico - $c_d$	1	-
Coefficiente di attrito - $c_f$	0	-
<b>Pressione del vento sopravvento - <math>p_{sopravvento}</math></b>	<b>1.00</b>	<b>kN/mq</b>
<b>Pressione del vento sottovento - <math>p_{sottovento}</math></b>	<b>1.00</b>	<b>kN/mq</b>

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  è ottenuto applicando l'espressione 3.3.7 delle NTC2018, considerando cautelativamente un'altezza dal suolo pari a 13.55m.

A meno del coefficiente di pressione, da valutarsi per ogni casistica, si ottiene una pressione del vento di progetto pari a 1.00 kN/m<sup>2</sup>.

#### 9.5.1. Vento sull'edificio servizi

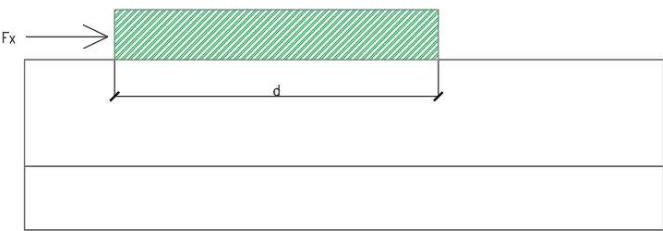
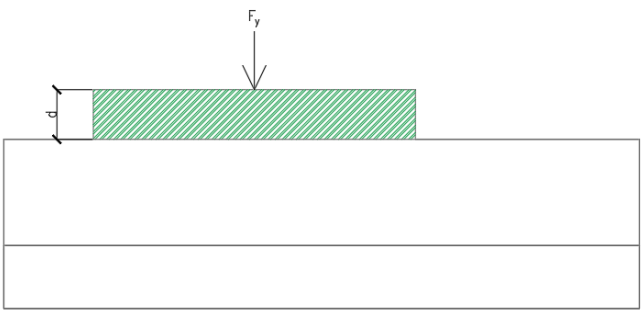
Il vento agente in una direzione produce pressione su tutte le pareti dell'edificio, sia su quelle ortogonali alla direzione del vento, sia su quelle parallele.

Si ottengono tre coefficienti di pressione:

- per pareti sopravvento;
- per pareti sottovento;
- per pareti parallele alla direzione del vento.

In riferimento alla Tab. C3.3.I si ottengono i valori riportati di seguito.

	h/d e direzione del vento	Faccia sopravvento	Faccia laterale	Faccia sottovento
--	---------------------------	--------------------	-----------------	-------------------

Caso 1	d=61.80m h=13.55m h/d=0.22		$c_{pe}=0.8^*$  (*valore cautelativo)	$c_{pe}=-0.7$	$c_{pe}=-0.34$
Caso 2	d=10.80m h=13.55m h/d=1.25		$c_{pe}=0.8$	$c_{pe}=-0.9$	$c_{pe}=-0.51$

**Tabella 1 – determinazione dei valori di  $c_{pe}$  globali**

In aggiunta, in accordo con la Tab. C3.3.II, si riportano i coefficienti di pressione locali  $c_{pe,10}$ .

Caso 1  $e=\min(b;2h)=\min(10.8;27.1)=10.8m$

Caso 2  $e=\min(b;2h)=\min(61.8;27.1)=27.1m$

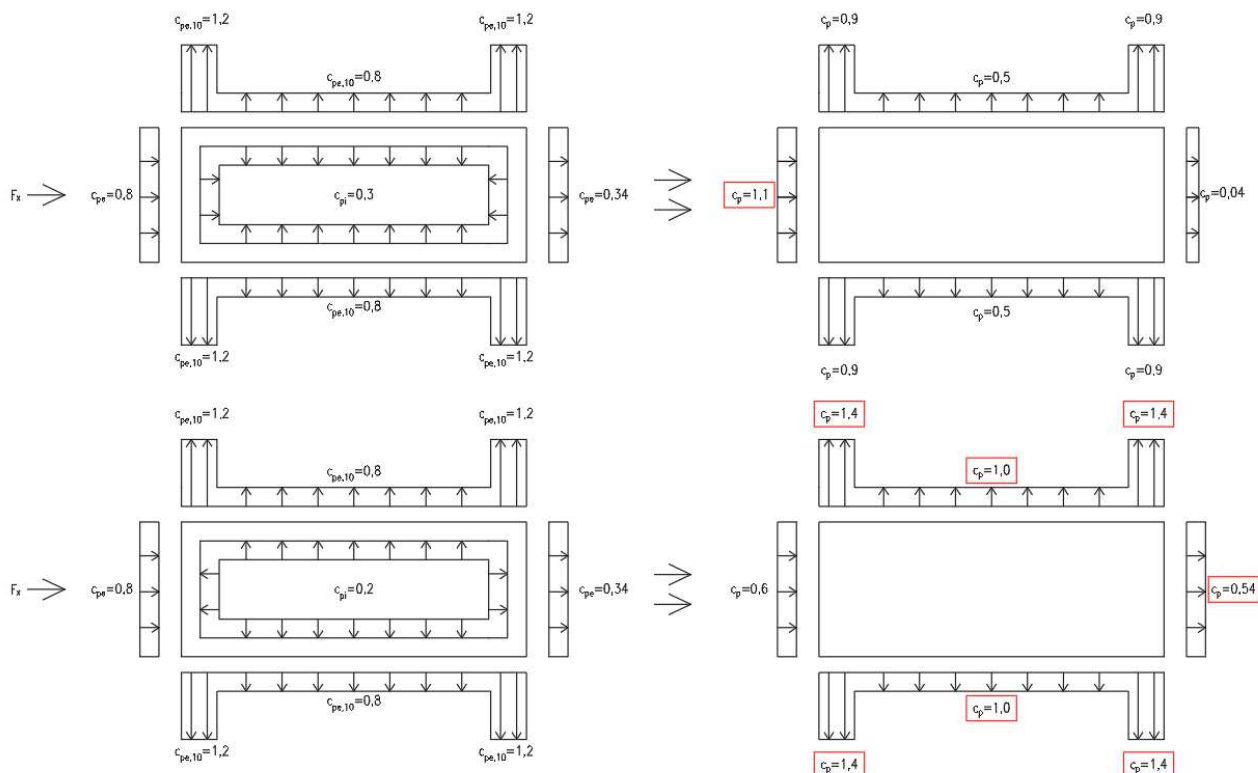
	Zona	A	B	C
	$h/d$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
Caso 1	$\leq 0.25$	-1.2	-0.8	-0.5
Caso 2	1	-1.2	-0.8	-0.5

**Tabella 2 – determinazione dei valori di  $c_{pe,10}$**

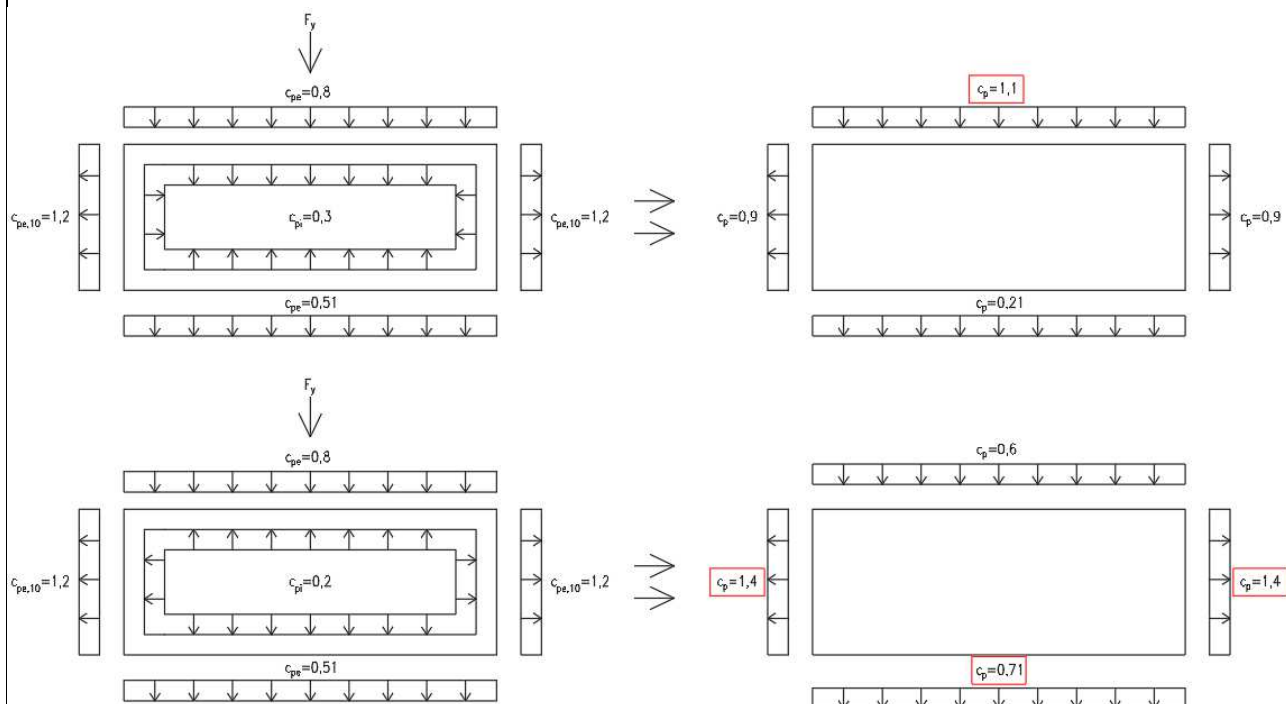
Per quanto riguarda i coefficienti di pressione interna, si adottano i valori di  $c_{pi}=+0.2$  e  $c_{pi}=-0.3$ , considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

Si valutano le condizioni di carico riportate in Tabella 3.

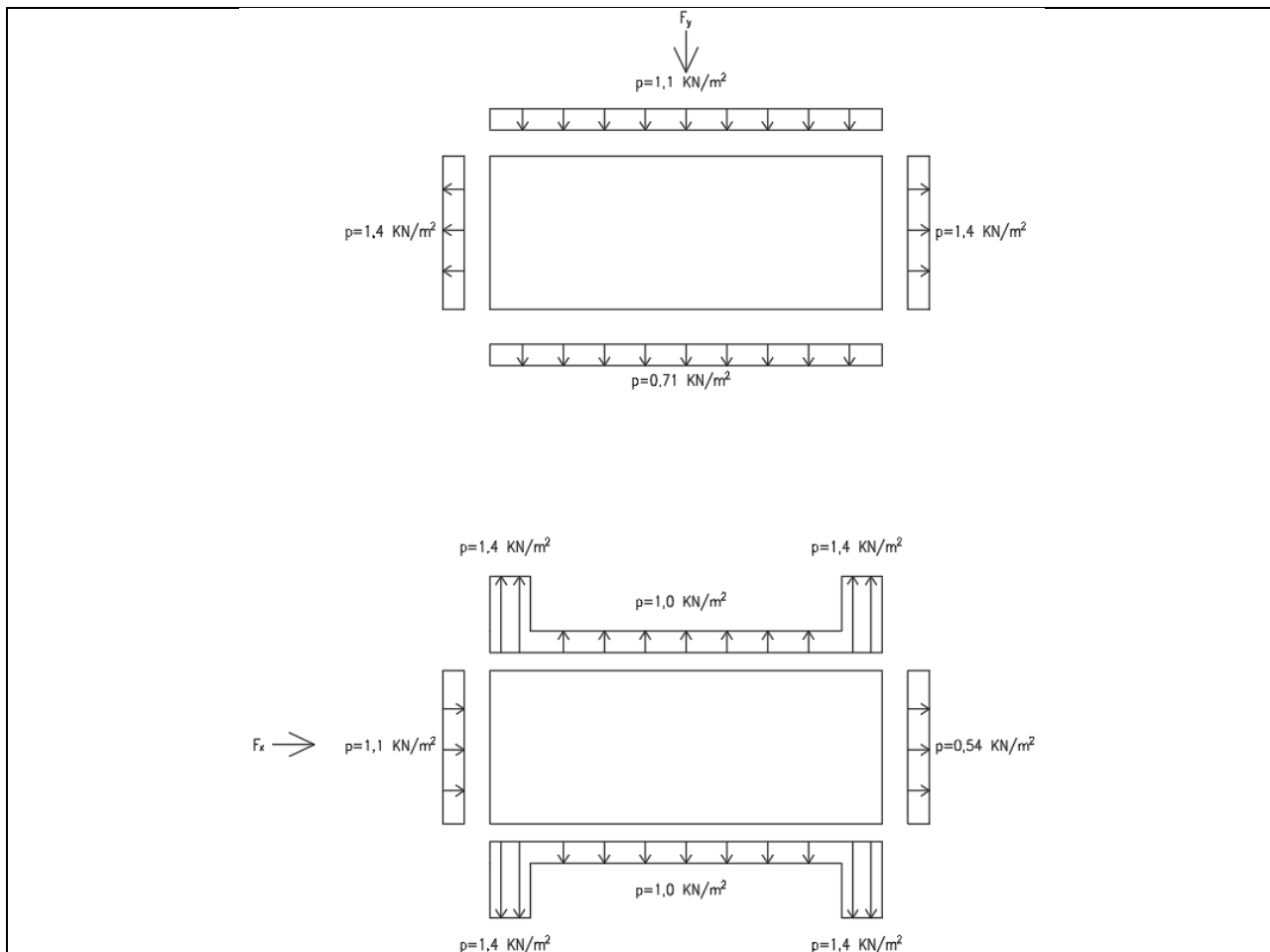
Vento in direzione X positiva (per simmetria vento in direzione X negativa)



Vento in direzione Y



**Tabella 3 – coefficienti di pressione da progetto**



**Figura 5 – pressione del vento di progetto**

## 9.6. Azione della neve

In ottemperanza a quanto di cui al § 3.4 NTC si determina quanto segue:

### Azione della neve secondo NTC2018

#### Dati di Input

Stazione FNM	Rovato FN	-
Luogo dove sorge l'opera	Brescia	-
Zona	Zona I - Alpina	-
Quota s.l.m. dove sorge l'opera - a <sub>s</sub>	160	m
Ostacolo sulla parte più bassa della falda	No	-
Topografia	Normale	-

#### Dati di Output

Valore di riferimento del carico da neve al suolo - q <sub>sk</sub>	1.5	kN/mq
Angolo di inclinazione falda sull'orizzontale - α	0	deg
Coefficiente di forma della copertura - μ <sub>i</sub>	0.8	-
Coefficiente di esposizione - C <sub>e</sub>	1.0	-
Coefficiente termico - C <sub>t</sub>	1	-
<b>Carico della neve sulle coperture - q<sub>s</sub></b>	<b>1.20</b>	<b>kN/mq</b>

Si ottiene una pressione della neve di progetto pari a  $1.20 \text{ kN/m}^2$ .

### 9.7. Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale. Ai fini delle vigenti NTC le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento VR, a partire dai valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_c$  per i quali si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti. Per il Comune di Rovato (BS) oggetto dell'intervento vale quanto segue:

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE  
10.0011

LATITUDINE  
45.5667

☐ Ricerca per comune

REGIONE  
Lombardia

PROVINCIA  
Brescia

COMUNE  
Rovato

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

**Nodi del reticolo intorno al sito**

**Reticolo di riferimento**

Controllo sul reticolo

☒ Sito esterno al reticolo

☐ Interpolazione su 3 nodi

☐ Interpolazione corretta

**Interpolazione**

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

### Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>

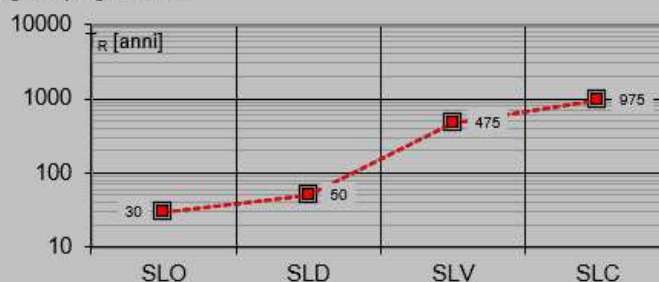
### Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

### LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

### Strategia di progettazione



INTRO

FASE 1

**FASE 2**

FASE 3

### 9.7.1. Spettro SLV e parametri di definizione

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato SLV [info](#)

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo B [info](#)  $S_S = 1.200$   $C_C = 1.424$  [info](#)

Categoria topografica T1 [info](#)  $h/H = 0.000$   $S_T = 1.000$  [info](#)

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%) 5  $\eta = 1.000$  [info](#)

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_0$  1.5 Regol. in altezza si [info](#)

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore  $q$  1.5  $\eta = 0.667$  [info](#)

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ➔

Parametri e punti spettri di risposta ➔

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

Spettri di risposta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

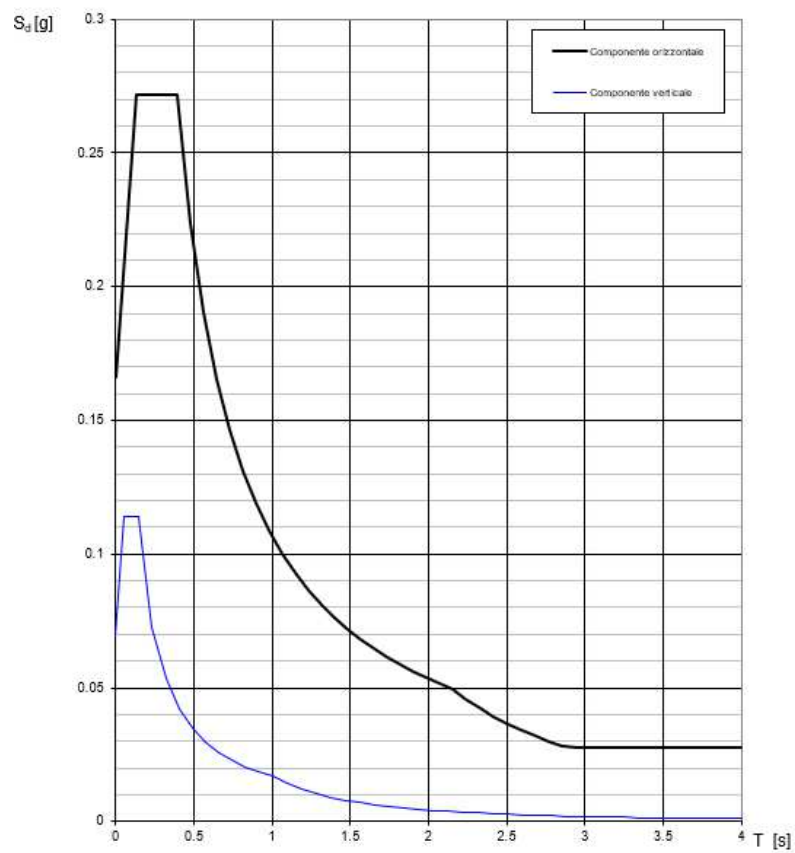
#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_q$	0.138 g
$F_o$	2.458
$T_C^*$	0.275 s
$S_S$	1.200
$C_C$	1.424
$S_T$	1.000
$q$	1.500

#### Parametri dipendenti

$S$	1.200
$\eta$	0.667
$T_B$	0.130 s
$T_C$	0.391 s
$T_D$	2.154 s

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



### 9.7.2. Spettro SLD e parametri di definizione

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**  
Stato Limite considerato: SLD [info](#)

**Risposta sismica locale**

Categoria di sottosuolo: B [info](#)

Categoria topografica: T1 [info](#)

$S_S =$  1.200 [info](#)

$C_C =$  1.474 [info](#)

$h/H =$  0.000 [info](#)  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

$S_T =$  1.000 [info](#)

**Compon. orizzontale**

☒ Spettro di progetto elastico (SLE)

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Smorzamento  $\xi$  (%): 5 [info](#)

Fattore  $q_o$ : 1.5 [info](#)

$\eta =$  1.000 [info](#)

Regol. in altezza: sì [info](#)

**Compon. verticale**  
Spettro di progetto

Fattore  $q$ : 1.5 [info](#)

$\eta =$  0.667 [info](#)

**Elaborazioni**

Grafici spettri di risposta [→](#)

Parametri e punti spettri di risposta [→](#)

**Spettri di risposta**

— Spettro di progetto - componente orizzontale  
— Spettro di progetto - componente verticale  
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

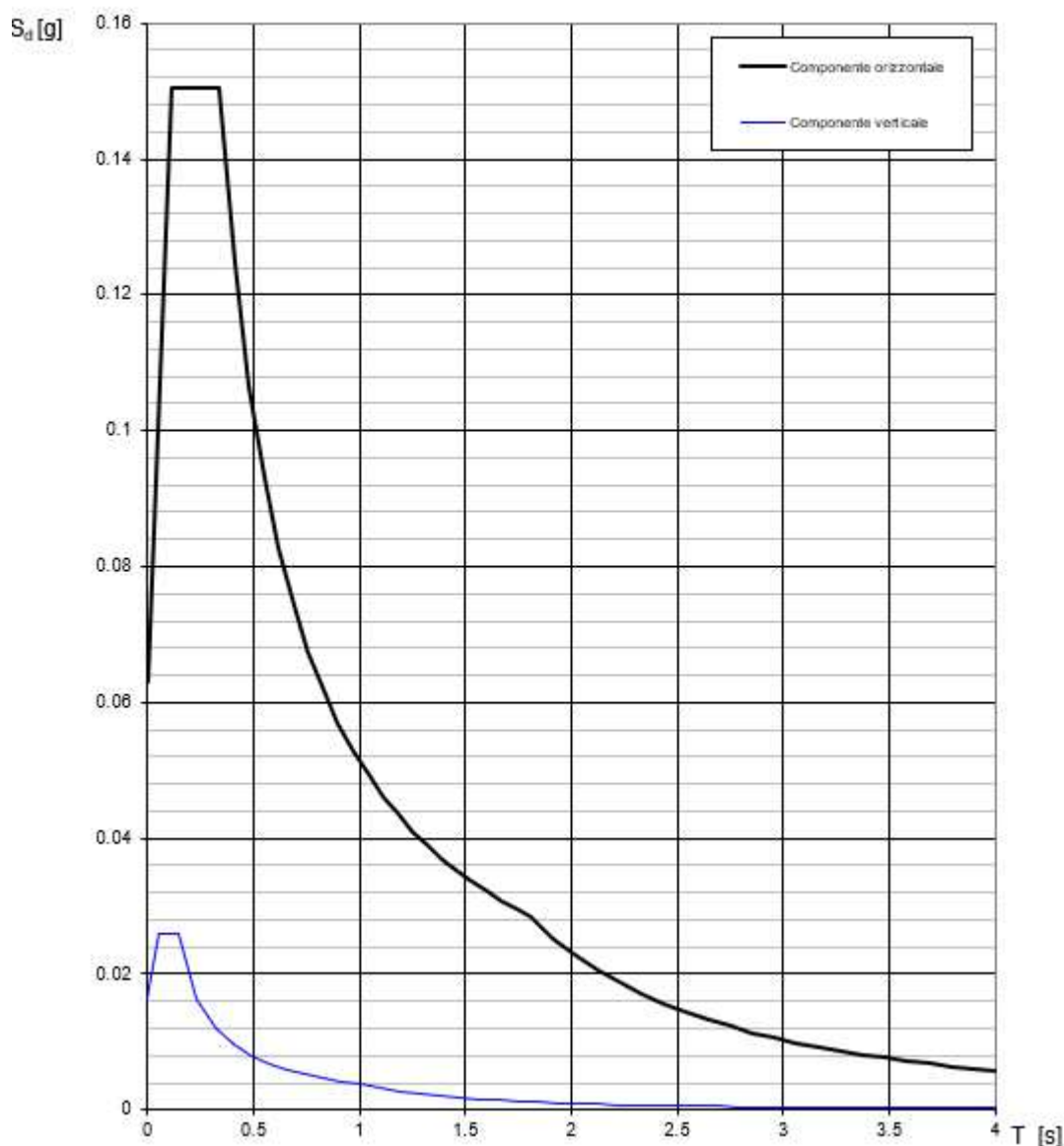
#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
$a_q$	0.053 g
$F_o$	2.384
$T_C^*$	0.232 s
$S_S$	1.200
$C_C$	1.474
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.200
$\eta$	1.000
$T_B$	0.114 s
$T_C$	0.342 s
$T_D$	1.810 s

### Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLD



#### **9.7.3. Comportamento strutturale, fattore di comportamento, tipo di analisi e di struttura**

Le costruzioni soggette all'azione sismica devono essere progettate in accordo con uno dei comportamenti strutturali di cui al § 7.2.2. NTC.

##### ***9.7.3.1. Edificio servizi***

Si progetta con un comportamento strutturale non dissipativo, pertanto, nella valutazione della domanda, tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico. La domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto

delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico. L'analisi è di tipo "lineare" secondo quanto previsto nel § 7.3.1 NTC. La domanda sismica è calcolata con riferimento allo spettro di progetto ottenuto assumendo per il fattore di comportamento  $q$  i limiti di cui alla Tab. 7.3.I NTC con i valori di base  $q_0$  della Tab. 7.3.II. Nello specifico il fattore di comportamento, per struttura non dissipativa, si assume pari a 1.5 in accordo con l'espressione [7.3.2] NTC. La tipologia strutturale è del tipo "prefabbricata con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati".

Segue uno stralcio della Tab. 7.3.I delle NTC:

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Il metodo di analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica è l'analisi modale con spettro di risposta o "dinamica". In essa l'azione sismica è modellata attraverso lo spettro di progetto di cui al § 3.2.3.5 NTC.

## 9.8. Definizione delle masse sismiche – pannelli prefabbricati

I pannelli prefabbricati di tamponamento sono stati presi in considerazione solo come masse partecipanti all'evento sismico e il loro contributo irrigidente è stato trascurato. Nell'edificio servizi i pannelli sono orizzontali e le connessioni sono disposte in corrispondenza dei pilastri.

Si riporta di seguito la determinazione delle masse dovute ai pannelli prefabbricati:

- Massa per unità di superficie del pannello  $m=4.20 \text{ KN/m}^2$
- Lunghezza massima pannello (cautelativa)  $L_p=8.6\text{m}$
- Altezza di interpiano massima  $h_p=4.55/2+4.05/2=4.3\text{m}$
- Massa totale  $M=L_p \cdot h_p \cdot m=155 \text{ KN}$

Tale massa viene applicata in corrispondenza di ogni pilastro, alla quota di ciascun orizzontamento, ad eccezione dei pilastri di bordo, dove la massa sismica è ridotta dalla differente superficie di influenza.

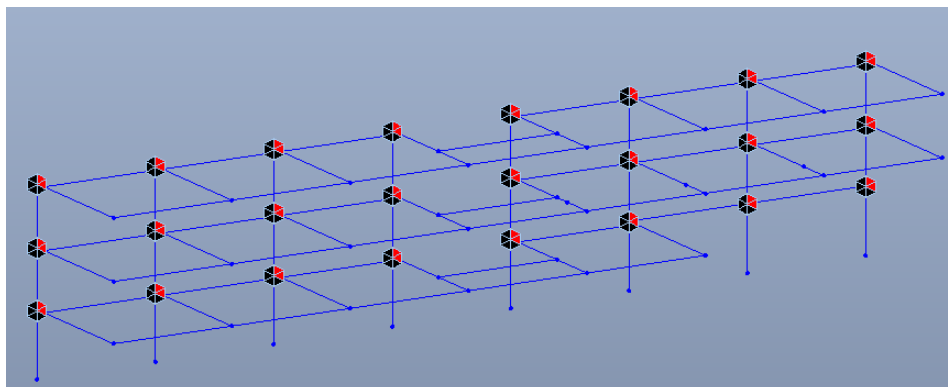


Figura 6 – Applicazione al modello di calcolo delle masse sismiche dovute ai pannelli di tamponamento prefabbricati

## 10. ELEMENTI SECONDARI

### 10.1. Pannelli di tamponamento prefabbricati

#### 10.1.1. Premessa

Al punto 7.2.3, le NTC 2018 prescrivono che la capacità degli elementi non strutturali deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare. I pannelli adottati nell'edificio servizi sono pannelli orizzontali collegati ai pilastri.

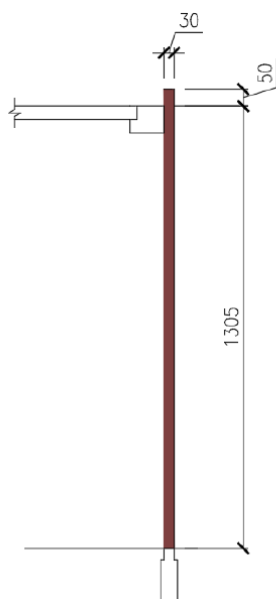


Figura 7 – rappresentazione schematica del pannello prefabbricato di facciata

Si evidenzia che è necessario verificare i pannelli e i suoi collegamenti sia per effetto dell'azione sismica, sia per effetto del carico del vento.

L'azione sismica e l'azione del vento sono riportate nel § 10.2 e nel § 10.4 rispettivamente.

La tipologia di vincolo da garantire al pannello è descritta nel § 10.3.

## 10.2. Calcolo azione sismica sul pannello

Di seguito si riporta il procedimento seguito per la determinazione del carico sismico agente sul pannello.

Larghezza massima pannello  $L=10.8\text{m}$

Larghezza pannello  $b=2.5\text{m}$

Peso proprio pannello:  $g_{2k\_pannello}=4.20\text{ KN/m}^2$

### Parametri sismici

$a_g/g=0.138$

$S=1.2$

$q_a=2$  (NTC 2018, Tab. C7.2.I, elemento non strutturale a pareti interne ed esterne)

$T_1=1.50\text{s}$  periodo proprio della struttura principale a telaio

$T_a=0.27\text{s}$

In accordo alla Tab. C7.2.II, poiché  $T_1>1.0\text{s}$ , si ha:

$a=0.3$

$b=1.0$

$a_p=2.5$

Da cui:

$a_{T_1}=0.405\text{s}$

$b_{T_1}=1.50\text{s}$

Pertanto,  $T_a < a_{T_1}$

$$S_a(T_a) = \alpha S \left(1 + \frac{Z}{H}\right) \frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{a_{T_1}}\right)^2} = 0.138 \cdot 1.2 \cdot (1 + 1) \frac{2.5}{1 + (2.5 - 1) \left(1 - \frac{0.27}{0.405}\right)^2} = 0.71$$

Cautelativamente si è assunto  $Z=H$ .

$F_a = S_a W_a / q_a = 0.71 \cdot 4.20 / 2 = 1.50\text{ KN/m}^2$

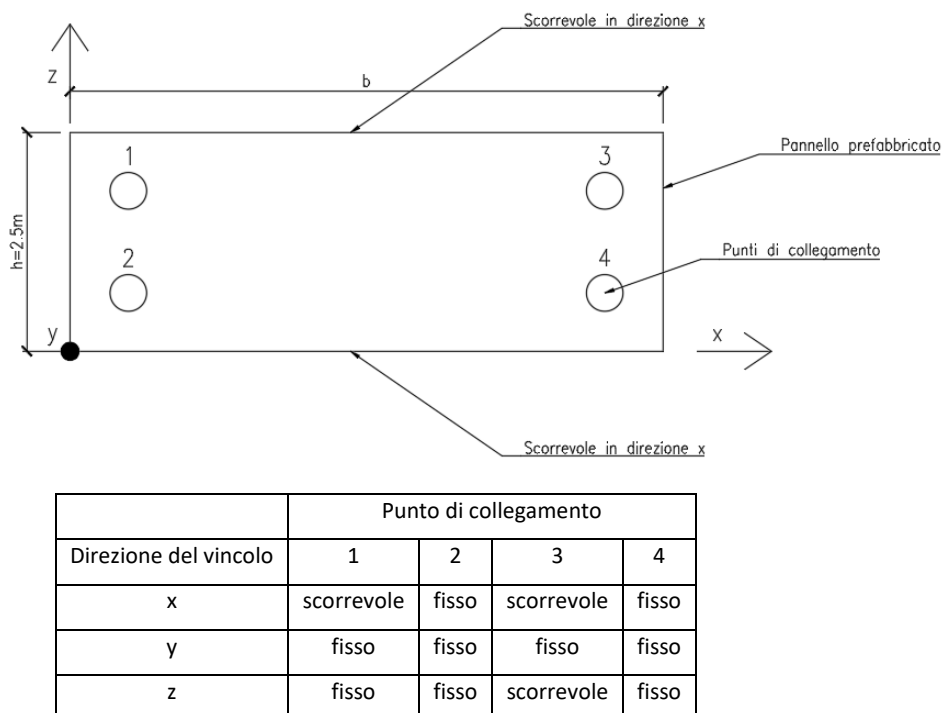
Il pannello, l'armatura del pannello e le sue connessioni devono essere dimensionati considerando che l'azione sismica equivalente agente in direzione ortogonale al pannello è pari a:

$F_a=1.50\text{ KN/m}^2$

## 10.3. Schema di collegamento dei pannelli orizzontali

La prevede una connessione tra pannelli di pareti e struttura principale che garantisca un assetto isostatico al pannello stesso.

Lo schema adottato è illustrato in Figura 8.



**Figura 8 – tipologia di vincolo dei punti di collegamento (pannello orizzontale con assetto isostatico)**

#### 10.4. Calcolo dell'azione del vento sui pannelli

In riferimento a quanto riportato nel § 9.5.1, la pressione del vento, a meno dei coefficienti di pressione, è pari a:

$$p' = 1 \text{ KN/m}^2$$

Per il dimensionamento del pannello è necessario adottare  $c_{pe,10} = 1.2$ .

Per il dimensionamento dei collegamenti del pannello è necessario adottare  $c_{pe,1} = 1.4$ .

A favore di sicurezza, tale valore viene sommato ad un coefficiente di pressione pari a 0.2.

La pressione del vento agente ortogonalmente al pannello, in entrambe le direzioni, è riportata in Tabella 4.

	Pressione caratteristica del vento	Pressione del vento SLU
Verifiche del pannello	$p = 1 \cdot (1.2 + 0.2) = 1.4 \text{ KN/m}^2$	$p_{SLU} = 1.5 \cdot 1.4 = 2.1 \text{ KN/m}^2$
Verifiche dei collegamenti	$p = 1 \cdot (1.4 + 0.2) = 1.6 \text{ KN/m}^2$	$p_{SLU} = 1.5 \cdot 1.6 = 2.4 \text{ KN/m}^2$

**Tabella 4 – Valori della pressione del vento per la verifica dei pannelli**

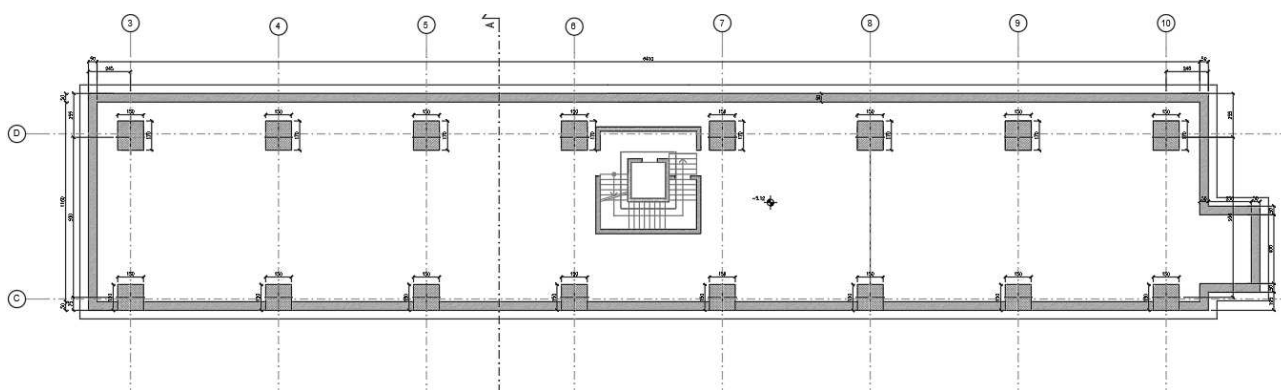
## 11. EDIFICIO SERVIZI: DESCRIZIONE DELLE OPERE

La costruzione analizzata è a pianta rettangolare, di dimensioni planimetriche complessive di 65.1 x 12.6m, composta da piano interrato, piano terra, due piani fuori terra e dalla copertura. La struttura è realizzata con telai ad interasse di 8.60m, ad una campata di 9,60m circa. L'altezza massima è pari a 13m circa dal piano del ferro. Il vano scala presente al centro dell'edificio è sismicamente indipendente.

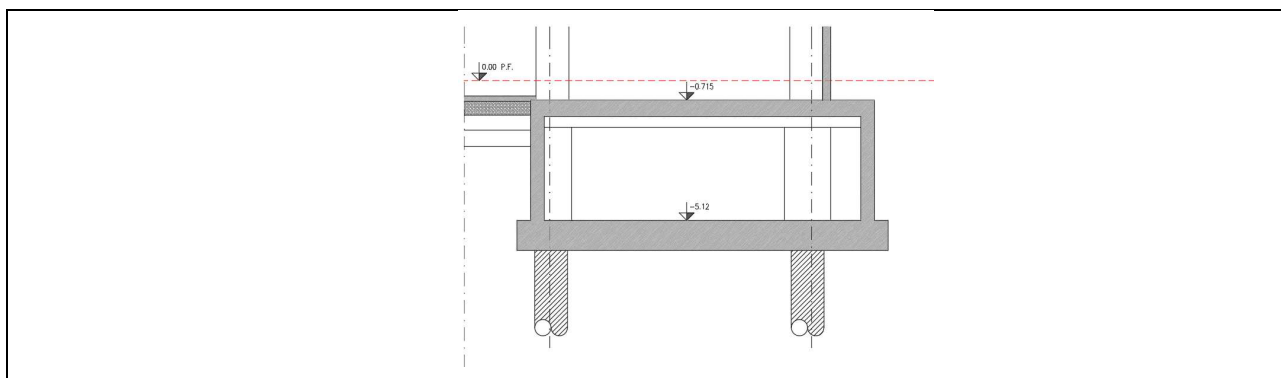
In corrispondenza dell'allineamento C è presente un giunto con il capannone, realizzato per mezzo di appoggi scorrevoli su mensole.

La struttura portante è in calcestruzzo armato ordinario e precompresso. I pilastri sono a sezione quadrata in c.a. di dimensioni 100x100cm e rettangolare di dimensioni 100x120cm.

Lungo gli assi C e D, i pilastri emergenti sono collegati monoliticamente con le elevazioni della struttura interrata, le quali proseguono fino alla soletta di fondazione della sottostruttura.



**Figura 9 - Pianta piano interrato – Elevazioni**



**Figura 10 - Sezione**

Poiché la struttura interrata è uno scatolare rigido progettato con comportamento non dissipativo, la struttura soprastante, ovvero l'edificio servizi nella parte fuori terra, viene progettato su un modello con incastri alla base, in accordo al §7.2.1 delle NTC 2018, ponendo l'incastro alla quota di

estradosso della soletta, a quota piano terra. Le azioni derivanti dall'analisi sono trasmesse alla sottostruttura, così come descritto nella relazione dedicata.

La struttura fuori terra è costituita da travi a I e a L in c.a.p., di lunghezza 8.6m circa, sulle quali appoggiano le lastre alveolari in c.a.p., complete di cappa collaborante armata con spessore medio pari a 10cm in copertura e minimo di 5cm nei piani I e II. Le lastre alveolari hanno larghezza pari a 1.20m e altezza pari a 40cm.

Dove è presente il giunto, su ciascun pilastro collocato all'interfaccia tra i due corpi sono previste mensole in calcestruzzo armato, utilizzate per supportare le travi principali dell'edificio servizi in corrispondenza di ogni orizzontamento. Per garantire lo svincolo nel piano orizzontale, si predispongono appoggi mobili bidirezionali.

Lo schema statico presuppone pilastri incastrati alla base, continui per tutta l'altezza, e travi incernierate con appoggio scorrevole in corrispondenza del giunto. Le travi principali dell'edificio servizi sono pertanto sismicamente indipendenti dai pilastri presenti sull'allineamento C. Le lastre alveolari collegate alle travi seguono lo schema statico cerniera-cerniera.

Il vincolo di incastro alla base è allo spiccato della struttura interrata gettata in opera, la quale a sua volta è sostenuta da fondazioni profonde su pali di grande diametro. Il collegamento tra pilastro e struttura interrata, per mezzo della predisposizione di dispositivi certificati.

#### **11.1. Analisi svolta con l'ausilio di un software di calcolo**

La modellazione numerica della struttura ha previsto l'impiego di elementi tipo "beam" che descrivono gli elementi di elevazione (pilastri e travi). Il vincolo implementato tra travi di impalcato e pilastri e tra lastre alveolari e travi è tale da non trasferire le componenti di momento (a meno di quella dovuta all'eccentricità dell'appoggio). In corrispondenza del giunto è stato inserito un vincolo scorrevole. Stante la presenza della cappa in calcestruzzo collaborante in copertura, l'impalcato è considerato rigido nell'analisi condotta; nel modello di calcolo, gli elementi "beam" presenti schematizzano travi e pilastri e il comportamento sismico di controventamento di piano offerto dal solaio viene considerato assegnando a ciascun livello la proprietà di diaframma rigido.

La quota di zero per l'analisi sismica coincide con l'estradosso della copertura della struttura interrata. Il vincolo implementato a tale quota è di incastro rigido. I pannelli verticali di chiusura perimetrale non sono stati modellati in termine di elementi ma introdotti come massa sismica (oltre che carico gravitazionale) in quanto, per il sistema di vincolo adottato, non interferiscono significativamente con il comportamento modale della struttura. Come richiesto dalle vigenti NTC,

nel rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali (tipicamente i pilastri) si è tenuto conto della fessurazione. Pertanto, la rigidezza flessionale per la sola analisi sismica è stata ridotta al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati.

### 11.2. Modello di calcolo

Nell'immagine seguente la vista tridimensionale del modello di calcolo in uso:

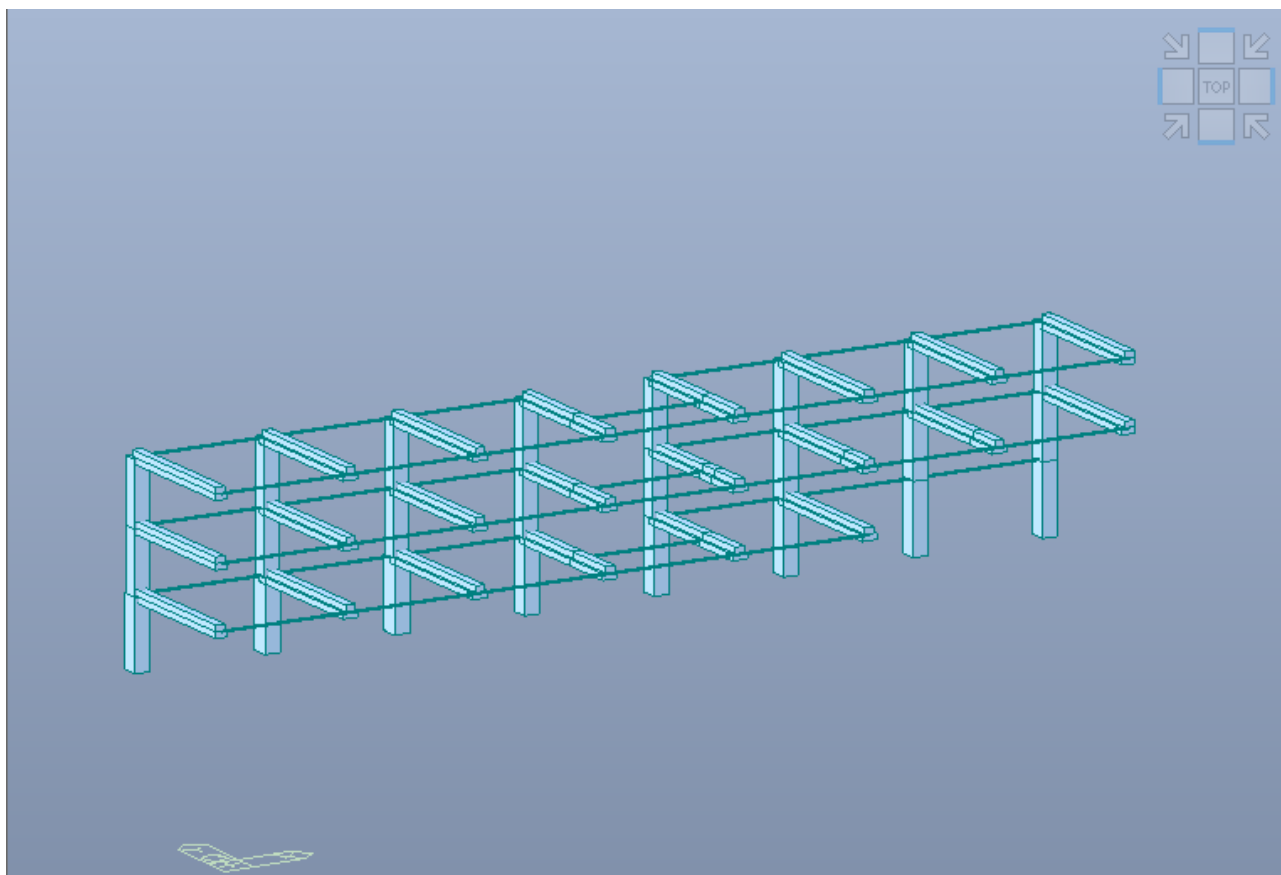
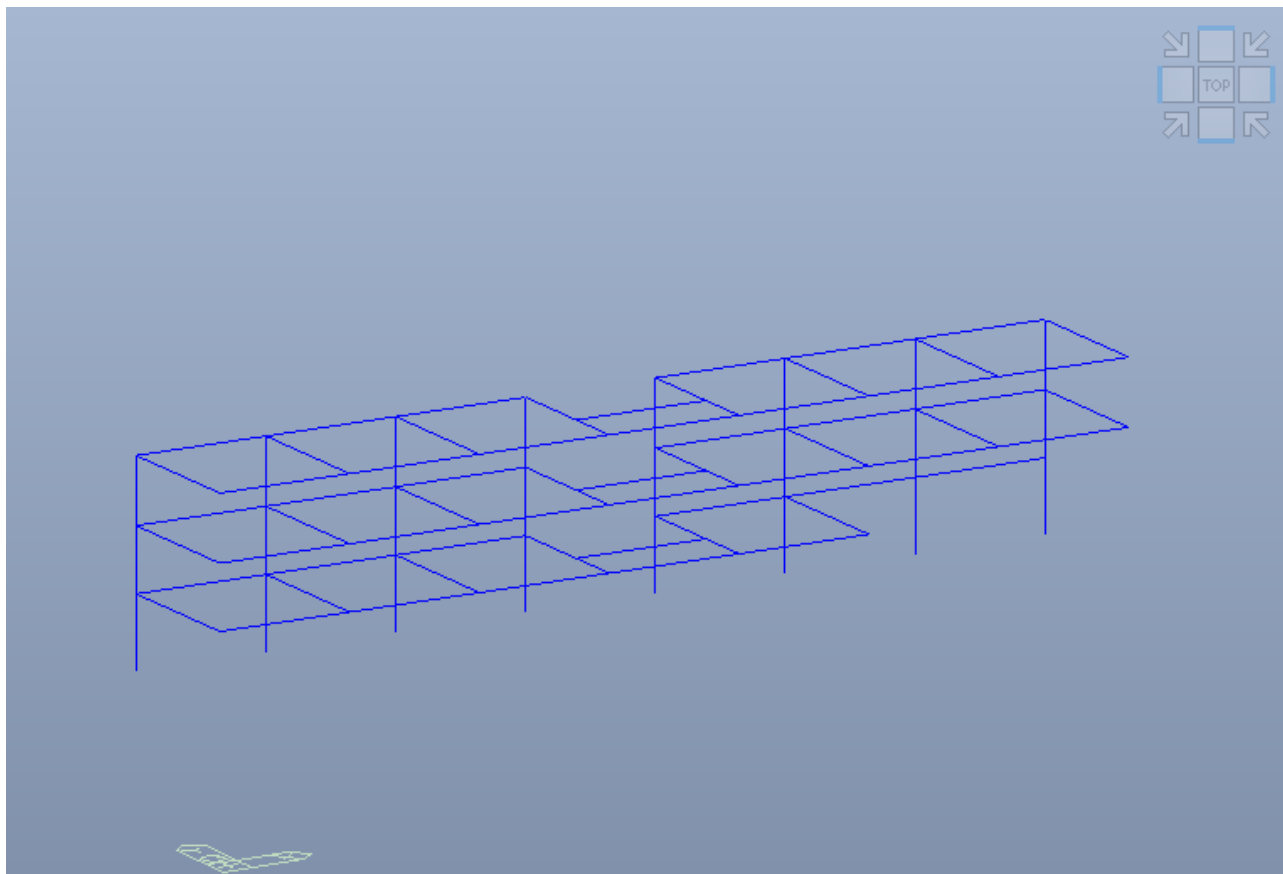


Figura 11 - Vista 3D della struttura

### 11.3. Schema unifilare

Nell'immagine seguente lo schema unifilare della struttura. In evidenza nodi, aste, elementi plate e il sistema di riferimento globale adottato Oxyz:



**Figura 12 – Schema unifilare**

#### 11.4. Casi di carico

Nell'immagine seguente sono riportati i casi di carico implementati nell'analisi numerica. In evidenza la numerazione usata nelle combinazioni, il tipo e la descrizione:

	No	Name	Type	Description
►	1	PP	Dead Load (D)	peso proprio
	2	PERM	Dead Load (D)	permanenti portati
	3	VAR_IMP	Live Load (L)	carico d'uso impalcato
	4	NEVE	Snow Load (S)	carico da neve
	5	W+X	Wind Load on Structu	Vento direzione +X
	6	W-X	Wind Load on Structu	Vento direzione -X
	7	W-Y	Wind Load on Structu	Vento direzione -Y

**Figura 13 – Casi di carico elementari**

Il carico dato dai solai alveolari per peso proprio viene accomunato agli altri carichi verticali distribuiti di impalcato, modellati per mezzo di "Floor Loads" unidirezionali.

	Load Case	Floor Load	
1.	PP	-6.75	... kN/m <sup>2</sup>
2.	PERM	-1.7	... kN/m <sup>2</sup>
3.	VAR_IMP	-3	... kN/m <sup>2</sup>
4.	NONE	0	... kN/m <sup>2</sup>
5.	NONE	0	... kN/m <sup>2</sup>
6.	NONE	0	... kN/m <sup>2</sup>
7.	NONE	0	... kN/m <sup>2</sup>
8.	NONE	0	... kN/m <sup>2</sup>

**Figura 14 – Floor loads – Piano primo e piano secondo zona uffici**

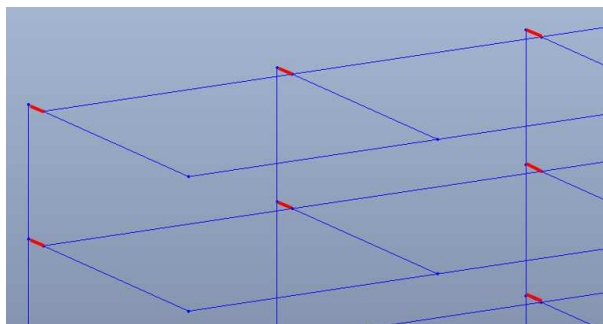
	Load Case	Floor Load	
1.	PP	-6.75	... kN/m <sup>2</sup>
2.	PERM	-4.8	... kN/m <sup>2</sup>
3.	VAR_IMP	-4	... kN/m <sup>2</sup>
4.	NONE	0	... kN/m <sup>2</sup>
5.	NONE	0	... kN/m <sup>2</sup>
6.	NONE	0	... kN/m <sup>2</sup>
7.	NONE	0	... kN/m <sup>2</sup>
8.	NONE	0	... kN/m <sup>2</sup>

**Figura 15 – Floor loads – Piano secondo – Zona magazzini e centrale termica**

	Load Case	Floor Load	
1.	PP	-7.8	... kN/m <sup>2</sup>
2.	PERM	-0.9	... kN/m <sup>2</sup>
3.	NEVE	-1.2	... kN/m <sup>2</sup>
4.	NONE	0	... kN/m <sup>2</sup>
5.	NONE	0	... kN/m <sup>2</sup>
6.	NONE	0	... kN/m <sup>2</sup>
7.	NONE	0	... kN/m <sup>2</sup>
8.	NONE	0	... kN/m <sup>2</sup>

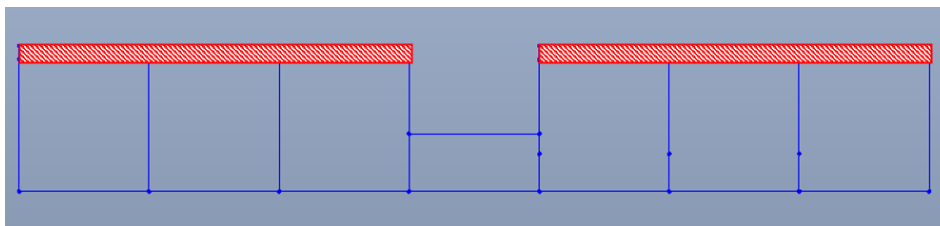
**Figura 16 – Floor loads – Copertura**

Per considerare l'effetto dell'eccentricità di carico in corrispondenza dell'appoggio fisso, si è inserito un elemento rigido di lunghezza pari a 90cm.

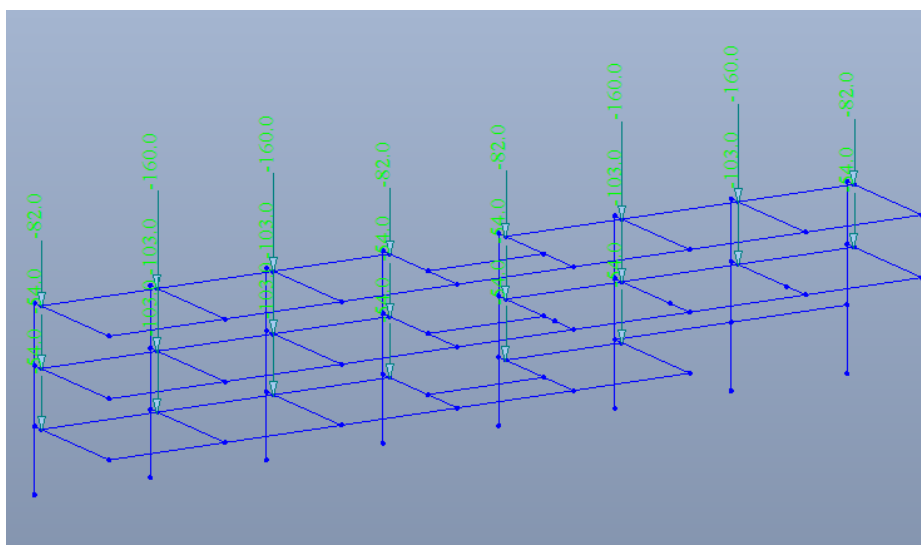


**Figura 17: elementi rigidi (in rosso)**

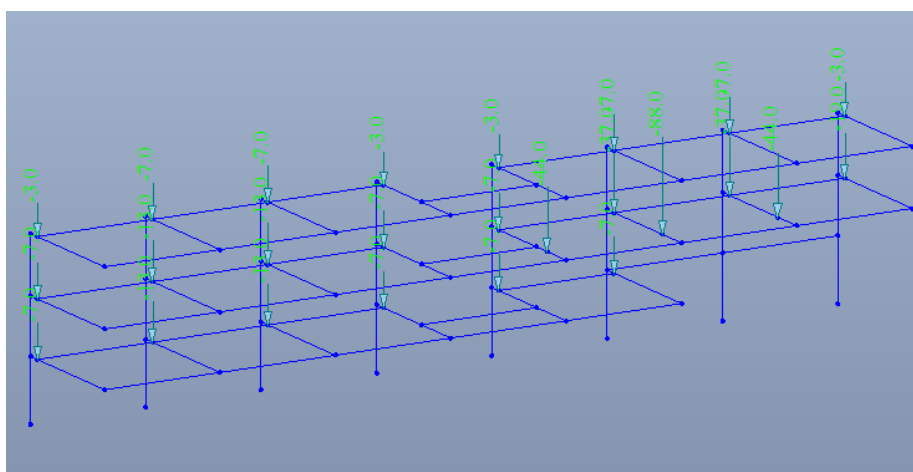
In corrispondenza del nodo di estremità dell'elemento rigido vengono applicati i carichi aggiuntivi dovuti dalla porzione di solaio indicata in figura.



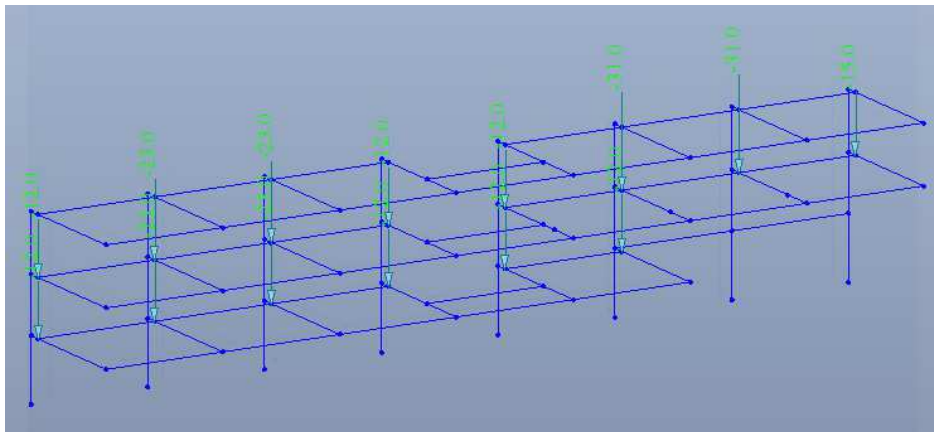
**Figura 18: superficie di influenza per determinazione carichi concentrati aggiuntivi**



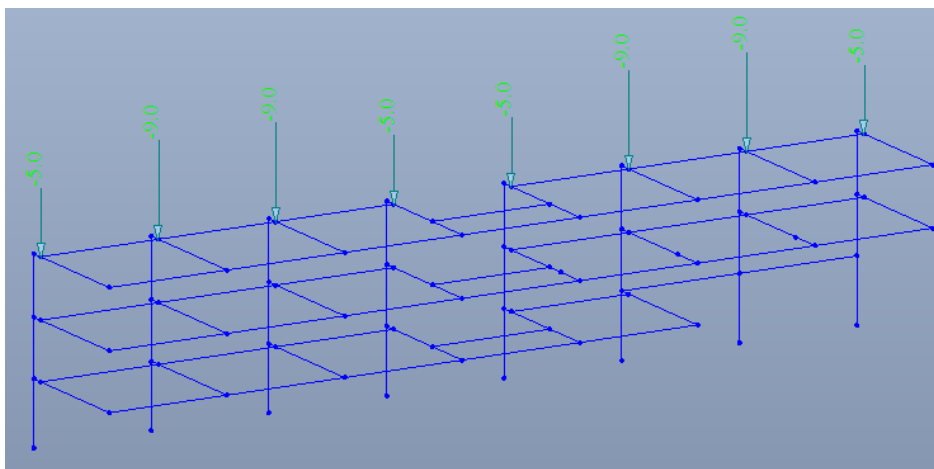
**Figura 19: carichi concentrati aggiuntivi – peso proprio travi e solaio**



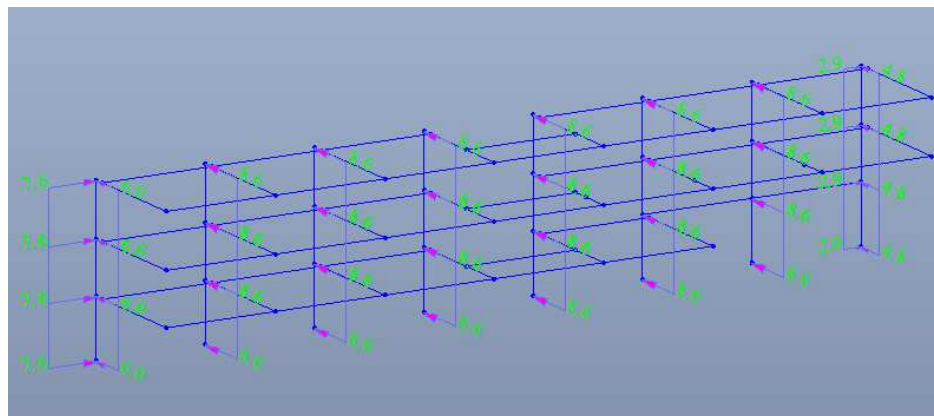
**Figura 20: carichi concentrati aggiuntivi – permanente**



**Figura 21: carichi concentrati aggiuntivi – variabile impalcato**



**Figura 22: carichi concentrati aggiuntivi – neve**



**Figura 23: vento - +X**

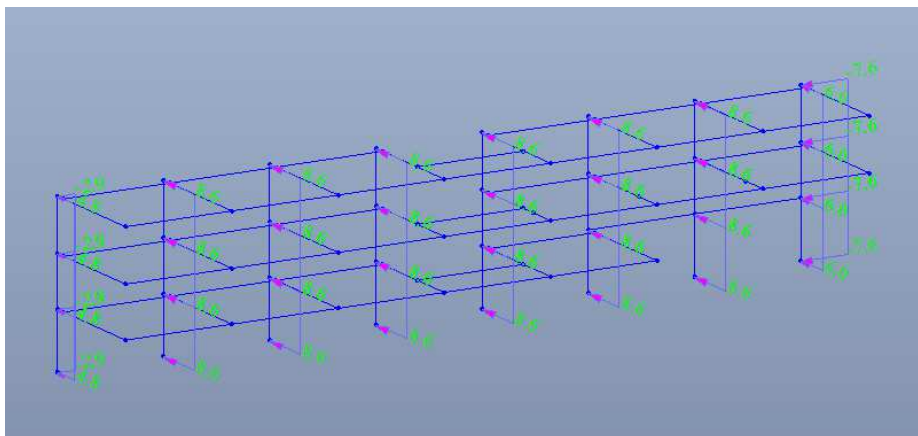


Figura 24: vento - -X

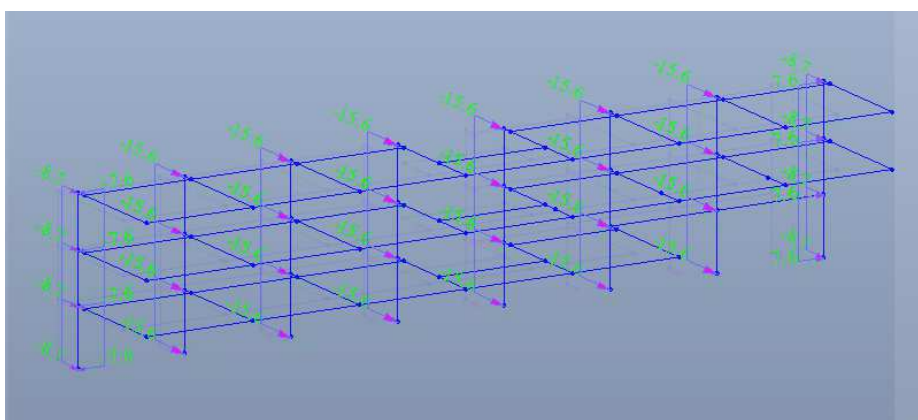


Figura 25: vento - -Y

### 11.5. Combinazioni di carico

Seguono le combinazioni di carico in uso:

#### 11.5.1. Combinazioni statiche SLU

	Peso proprio	Permanenti	Carico variabile impalcati	Neve	Vento +X	Vento -X	Vento -Y
SLU1	1.3	1.5	1.5	0.75	0.9		
SLU2	1.3	1.5	1.5	0.75		0.9	
SLU3	1.3	1.5	1.5	0.75			
SLU4	1.3	1.5	1.5	0.75			0.9
SLU5	1.3	1.5	1.05	1.5	0.9		
SLU6	1.3	1.5	1.05	1.5		0.9	
SLU7	1.3	1.5	1.05	1.5			
SLU8	1.3	1.5	1.05	1.5			0.9
SLU9	1.3	1.5	1.05	0.75	1.5		0.9
SLU10	1.3	1.5	1.05	0.75		1.5	
SLU11	1.3	1.5	1.05	0.75			
SLU12	1.3	1.5	1.05	0.75			1.5
SLU13	1	1			1.5		
SLU14	1	1				1.5	
SLU15	1	1					

SLU16	1	1					1.5
-------	---	---	--	--	--	--	-----

Figura 26 – Combinazioni SLU

### 11.5.2. Combinazioni statiche SLE

	Peso proprio	Permanenti	Carico variabile impalcati	Neve	Vento +X	Vento -X	Vento -Y
RA1	1	1	1	0.5	0.6		
RA2	1	1	1	0.5		0.6	
RA3	1	1	1	0.5			
RA4	1	1	1	0.5			0.9
RA5	1	1	0.7	1	0.6		
RA6	1	1	0.7	1		0.6	
RA7	1	1	0.7	1			
RA8	1	1	0.7	1			0.6
RA9	1	1	0.7	0.5	1		0.6
RA10	1	1	0.7	0.5		1	
RA11	1	1	0.7	0.5			
RA12	1	1	0.7	0.5			1
RA13	1	1			1		
RA14	1	1				1	
RA15	1	1					
RA16	1	1					1

Figura 27 – Combinazioni SLE – RARA

	Peso proprio	Permanenti	Carico variabile impalcati	Neve	Vento +X	Vento -X	Vento -Y
FR1	1	1	0.5	0.2	0.2		
FR2	1	1	0.5	0.2		0.2	
FR3	1	1	0.5	0.2			
FR4	1	1	0.5	0.2			0.2
FR5	1	1	0.3	0.5	0.2		
FR6	1	1	0.3	0.5		0.2	
FR7	1	1	0.3	0.5			
FR8	1	1	0.3	0.5			0.2
FR9	1	1	0.3	0.2	0.6		0.2
FR10	1	1	0.3	0.2		0.6	
FR11	1	1	0.3	0.2			
FR12	1	1	0.3	0.2			0.6
FR13	1	1			0.6		
FR14	1	1				0.6	
FR15	1	1					
FR16	1	1					0.6

Figura 28 – Combinazioni SLE – FREQUENTE

	Peso proprio	Permanenti	Carico variabile impalcati	Neve	Vento +X	Vento -X	Vento -Y
QP1	1	1	0.3				

Figura 29 – Combinazioni SLE – QUASI PERMANENTE

### 11.5.3. Combinazioni sismiche SLV

	Peso proprio	Permanenti	Carico variabile impalcati	SLV_X (RS)	SLV_Y (RS)	SLV_X (ES)	SLV_Y (ES)
SLV1	1	1	0.3	1	0.3	1	0.3
SLV2	1	1	0.3	1	0.3	-1	-0.3
SLV3	1	1	0.3	1	-0.3	1	-0.3
SLV4	1	1	0.3	1	-0.3	-1	0.3
SLV5	1	1	0.3	0.3	1	0.3	1
SLV6	1	1	0.3	0.3	1	-0.3	-1
SLV7	1	1	0.3	-0.3	1	-0.3	1
SLV8	1	1	0.3	-0.3	1	0.3	-1
SLV9	1	1	0.3	1	0.3	1	-0.3
SLV10	1	1	0.3	1	0.3	-1	0.3
SLV11	1	1	0.3	1	-0.3	1	0.3
SLV12	1	1	0.3	1	-0.3	-1	-0.3
SLV13	1	1	0.3	0.3	1	-0.3	1
SLV14	1	1	0.3	0.3	1	0.3	-1
SLV15	1	1	0.3	-0.3	1	0.3	1
SLV16	1	1	0.3	-0.3	1	-0.3	-1
SLV17	1	1	0.3	-1	-0.3	-1	-0.3
SLV18	1	1	0.3	-1	-0.3	1	0.3
SLV19	1	1	0.3	-1	0.3	-1	0.3
SLV20	1	1	0.3	-1	0.3	1	-0.3
SLV21	1	1	0.3	-0.3	-1	-0.3	-1
SLV22	1	1	0.3	-0.3	-1	0.3	1
SLV23	1	1	0.3	0.3	-1	0.3	-1
SLV24	1	1	0.3	0.3	-1	-0.3	1
SLV25	1	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
SLV26	1	1	0.3	-1	-0.3	1	-0.3
SLV27	1	1	0.3	-1	0.3	-1	-0.3
SLV28	1	1	0.3	-1	0.3	1	0.3
SLV29	1	1	0.3	-0.3	-1	0.3	-1
SLV30	1	1	0.3	-0.3	-1	-0.3	1
SLV31	1	1	0.3	0.3	-1	-0.3	-1
SLV32	1	1	0.3	0.3	-1	0.3	1

Figura 30 – Combinazioni SLV

### 11.5.4. Combinazioni sismiche SLD

	Peso proprio	Permanenti	Carico variabile impalcati	SLD_X (RS)	SLD_Y (RS)	SLD_X(ES)	SLD_Y(ES)
SLD1	1	1	0.3	1	0.3	1	0.3
SLD2	1	1	0.3	1	0.3	-1	-0.3
SLD3	1	1	0.3	1	-0.3	1	-0.3
SLD4	1	1	0.3	1	-0.3	-1	0.3
SLD5	1	1	0.3	0.3	1	0.3	1
SLD6	1	1	0.3	0.3	1	-0.3	-1
SLD7	1	1	0.3	-0.3	1	-0.3	1

SLD8	1	1	0.3	-0.3	1	0.3	-1
SLD9	1	1	0.3	1	0.3	1	-0.3
SLD10	1	1	0.3	1	0.3	-1	0.3
SLD11	1	1	0.3	1	-0.3	1	0.3
SLD12	1	1	0.3	1	-0.3	-1	-0.3
SLD13	1	1	0.3	0.3	1	-0.3	1
SLD14	1	1	0.3	0.3	1	0.3	-1
SLD15	1	1	0.3	-0.3	1	0.3	1
SLD16	1	1	0.3	-0.3	1	-0.3	-1
SLD17	1	1	0.3	-1	-0.3	-1	-0.3
SLD18	1	1	0.3	-1	-0.3	1	0.3
SLD19	1	1	0.3	-1	0.3	-1	0.3
SLD20	1	1	0.3	-1	0.3	1	-0.3
SLD21	1	1	0.3	-0.3	-1	-0.3	-1
SLD22	1	1	0.3	-0.3	-1	0.3	1
SLD23	1	1	0.3	0.3	-1	0.3	-1
SLD24	1	1	0.3	0.3	-1	-0.3	1
SLD25	1	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
SLD26	1	1	0.3	-1	-0.3	1	-0.3
SLD27	1	1	0.3	-1	0.3	-1	-0.3
SLD28	1	1	0.3	-1	0.3	1	0.3
SLD29	1	1	0.3	-0.3	-1	0.3	-1
SLD30	1	1	0.3	-0.3	-1	-0.3	1
SLD31	1	1	0.3	0.3	-1	-0.3	-1
SLD32	1	1	0.3	0.3	-1	0.3	1

Figura 31 – Combinazioni SLD

## 11.6. Periodi e masse partecipanti

In ottemperanza a quanto previsto nel § 7.3.3 NTC, si verifica che nell'analisi dinamica lineare condotta la massa partecipante associata ai modi considerati sia superiore all'85%.

### 11.6.1. Analisi agli autovalori

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS							
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance		
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
	1	4.1839	0.6659	1.5017	0.0000e+000		
	2	4.9597	0.7894	1.2668	0.0000e+000		
	3	5.7183	0.9101	1.0988	0.0000e+000		
	4	25.3134	4.0288	0.2482	0.0000e+000		
	5	28.0710	4.4676	0.2238	0.0000e+000		
	6	32.5372	5.1785	0.1931	0.0000e+000		
	7	71.0516	11.3082	0.0884	3.3084e-050		

Si osserva un periodo di primo modo di vibrare di **1.50 sec.**

### 11.6.2. Masse partecipanti

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	71.8067	71.8067	0.0360	0.0360	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0025	0.0025	4.9580	4.9580
	2	0.1185	71.9252	74.6912	74.7272	0.0416	0.0417	0.0161	0.0161	0.0004	0.0029	0.0002	4.9582
	3	4.7689	76.6940	0.3570	75.0842	0.0001	0.0418	0.0003	0.0164	0.0362	0.0391	73.0659	78.0241
	4	14.4963	91.1903	1.1712	76.2554	0.0016	0.0433	0.0007	0.0172	0.0175	0.0566	3.0618	81.0859
	5	1.4552	92.6455	17.9458	94.2012	0.0812	0.1245	0.0338	0.0509	0.0000	0.0566	1.1804	82.2663
	6	2.4599	95.1054	0.4284	94.6296	0.0163	0.1408	0.0061	0.0571	0.1101	0.1667	12.7981	95.0645
	7	2.8947	98.0001	1.2988	95.9284	0.0053	0.1461	0.0020	0.0590	0.0023	0.1690	1.1007	96.1652
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
	1	1768.68	1768.68	0.8861	0.8861	0.0004	0.0004	0.0041	0.0041	3.5854	3.5854	42081.6	42081.6
	2	2.9193	1771.60	1839.73	1840.61	0.1724	0.1728	0.7244	0.7284	0.6545	4.2399	1.4227	42083.0
	3	117.462	1889.06	8.7944	1849.41	0.0002	0.1731	0.0138	0.7422	52.7292	56.9691	620154.	662237.
	4	357.059	2246.12	28.8472	1878.25	0.0064	0.1795	0.0331	0.7753	25.5587	82.5278	25987.7	688224.
	5	35.8435	2281.96	442.026	2320.28	0.3364	0.5159	1.5235	2.2988	0.0280	82.5558	10018.7	698243.
	6	60.5900	2342.55	10.5519	2330.83	0.0674	0.5833	0.2762	2.5750	160.487	243.043	108625.	806869.
	7	71.3008	2413.85	31.9909	2362.82	0.0219	0.6052	0.0894	2.6644	3.3594	246.402	9342.18	816211.

### 11.7. Verifica non linearità geometriche

Secondo il § 7.3.1 NTC, le non linearità geometriche sono prese in conto attraverso il fattore  $\theta$  che, in assenza di più accurate determinazioni, può essere definito come dall'espressione [7.3.3] NTC, di seguito riportata.

$$\theta = \frac{P \cdot d_{Er}}{V \cdot h}$$

Dove:

- P è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante;
- $d_{Er}$  è lo spostamento medio di interpiano allo SLV, ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostanti, entrambi valutati come indicato nel § 7.3.3.3;
- V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento  $q$ ;
- h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Gli effetti delle suddette non linearità geometriche possono essere trascurati, quando  $\theta$  è minore di 0.1 come nel caso in oggetto. Infatti, nelle condizioni di carico elementari sismiche SLV (nelle due direzioni principali x e y), si verifica che:

Load Case	Story	Story Height (m)	Vertical Load (kN)	Story Shear Force (kN)	Modified Story Drift (m)	Beta (Beta)	Stability Coefficient (Theta)	Allowable Limit	Remark	P-Delta Incremental Factor
Cd=1, Ie=1, Scale Factor=1 Press right mouse button and click 'Set Stability Coefficient Parameters...' menu to change Cd/Ie/Scale Factor/Beta!										
SLV_X(RS)	3F	4.16	4394.2941	973.5882	0.0229	5.0000	0.0249	0.1000	OK	1.0000
SLV_X(RS)	2F	4.05	9397.1532	1216.9506	0.0178	5.0000	0.0339	0.1000	OK	1.0000
SLV_X(RS)	1F	4.55	12986.8805	1630.3796	0.0085	5.0000	0.0149	0.1000	OK	1.0000
SLV_Y(RS)	3F	4.16	4394.2941	209.7986	0.0011	5.0000	0.0054	0.1000	OK	1.0000
SLV_Y(RS)	2F	4.05	9397.1532	168.5023	0.0006	5.0000	0.0084	0.1000	OK	1.0000
SLV_Y(RS)	1F	4.55	12986.8805	329.9930	0.0005	5.0000	0.0045	0.1000	OK	1.0000

Load Case	Story	Story Height (m)	Vertical Load (kN)	Story Shear Force (kN)	Modified Story Drift (m)	Beta (Beta)	Stability Coefficient (Theta)	Allowable Limit	Remark	P-Delta Incremental Factor
Cd=1, Ie=1, Scale Factor=1 Press right mouse button and click 'Set Stability Coefficient Parameters...' menu to change Cd/Ie/Scale Factor/Beta!										
SLV_X(RS)	3F	4.16	4394.2941	185.2742	0.0012	5.0000	0.0067	0.1000	OK	1.0000
SLV_X(RS)	2F	4.05	9397.1532	171.3833	0.0007	5.0000	0.0090	0.1000	OK	1.0000
SLV_X(RS)	1F	4.55	12986.8805	329.9930	0.0010	5.0000	0.0085	0.1000	OK	1.0000
SLV_Y(RS)	3F	4.16	4394.2941	1130.1302	0.0213	5.0000	0.0199	0.1000	OK	1.0000
SLV_Y(RS)	2F	4.05	9397.1532	1480.2436	0.0156	5.0000	0.0244	0.1000	OK	1.0000
SLV_Y(RS)	1F	4.55	12986.8805	1952.5348	0.0071	5.0000	0.0103	0.1000	OK	1.0000

**Figura 32 – Non linearità geometriche (direzione X e direzione Y)**

Si osserva che il valore di  $\theta$  non eccede **0.1**, quale valore limite previsto dalle NTC.

### 11.8. Verifica spostamenti di interpiano

Secondo il § 7.3.6.1 NTC, la condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Nel caso delle costruzioni civili e industriali come quella in oggetto, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla CU considerati siano inferiori ai limiti indicati nelle NTC. Per costruzioni di Classe d'uso II, come si evince dalla Tab. 7.3.III NTC riportata in calce, lo stato limite di riferimento per le verifiche di rigidezza è lo SLD.

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM <sup>(*)</sup>
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT <sup>(**)</sup>			DUT <sup>(**)</sup>		

Per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano  $d_{rp}$ , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura deve valere l'espressione [7.3.12] NTC nella quale il limite è fissato in 0.010 volte l'altezza di interpiano. Infatti:

Load Case	Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
					Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Drift Factor (Maximum)	Story Drift Ratio	Remark
RMC,Not Used, Cd=1, Ie=1, Scale Factor=1, Allowable Ratio=0.01														
Press right mouse button and click 'Set Story Drift Parameters...' menu to change RMC or Cd/Ie/Scale Factor/Allowable Ratio/Beta!														
SLD_X(RS)	3F	4.16	1.00	0.0100	9	0.0107	0.0107	0.0026	OK	0.0112	0.0112	0.9540	0.0027	OK
SLD_X(RS)	2F	4.05	1.00	0.0100	11	0.0083	0.0083	0.0020	OK	0.0087	0.0087	0.9539	0.0021	OK
SLD_X(RS)	1F	4.55	1.00	0.0100	1	0.0040	0.0040	0.0009	OK	0.0042	0.0042	0.9600	0.0009	OK
SLD_Y(RS)	3F	4.16	1.00	0.0100	9	0.0007	0.0007	0.0002	OK	0.0006	0.0006	1.1691	0.0001	OK
SLD_Y(RS)	2F	4.05	1.00	0.0100	11	0.0004	0.0004	0.0001	OK	0.0003	0.0003	1.2848	0.0001	OK
SLD_Y(RS)	1F	4.55	1.00	0.0100	1	0.0003	0.0003	0.0001	OK	0.0003	0.0003	1.0526	0.0001	OK

Load Case	Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
					Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Drift Factor (Maximum)	Story Drift Ratio	Remark
RMC,Not Used, Cd=1, Ie=1, Scale Factor=1, Allowable Ratio=0.01 Press right mouse button and click 'Set Story Drift Parameters...' menu to change RMC or Cd/Ie/Scale Factor/Allowable Ratio/Beta!														
SLD_X(RS)	3F	4.16	1.00	0.0100	9	0.0059	0.0059	0.0014	OK	0.0006	0.0006	9.7277	0.0001	OK
SLD_X(RS)	2F	4.05	1.12	0.0100	11	0.0043	0.0048	0.0012	OK	0.0003	0.0004	13.1643	0.0001	OK
SLD_X(RS)	1F	4.55	1.00	0.0100	1	0.0021	0.0021	0.0005	OK	0.0005	0.0005	4.1436	0.0001	OK
SLD_Y(RS)	3F	4.16	1.00	0.0100	9	0.0116	0.0116	0.0028	OK	0.0104	0.0104	1.1148	0.0025	OK
SLD_Y(RS)	2F	4.05	1.00	0.0100	11	0.0083	0.0083	0.0020	OK	0.0076	0.0076	1.0888	0.0019	OK
SLD_Y(RS)	1F	4.55	1.00	0.0100	1	0.0036	0.0036	0.0008	OK	0.0035	0.0035	1.0280	0.0008	OK

**Figura 33 – Spostamenti di interpiano**

Si osserva che il valore dello spostamento di interpiano adimensionalizzato non eccede **0.010** quale valore limite previsto dalle NTC.

## 11.9. Spostamenti in combinazione sismica

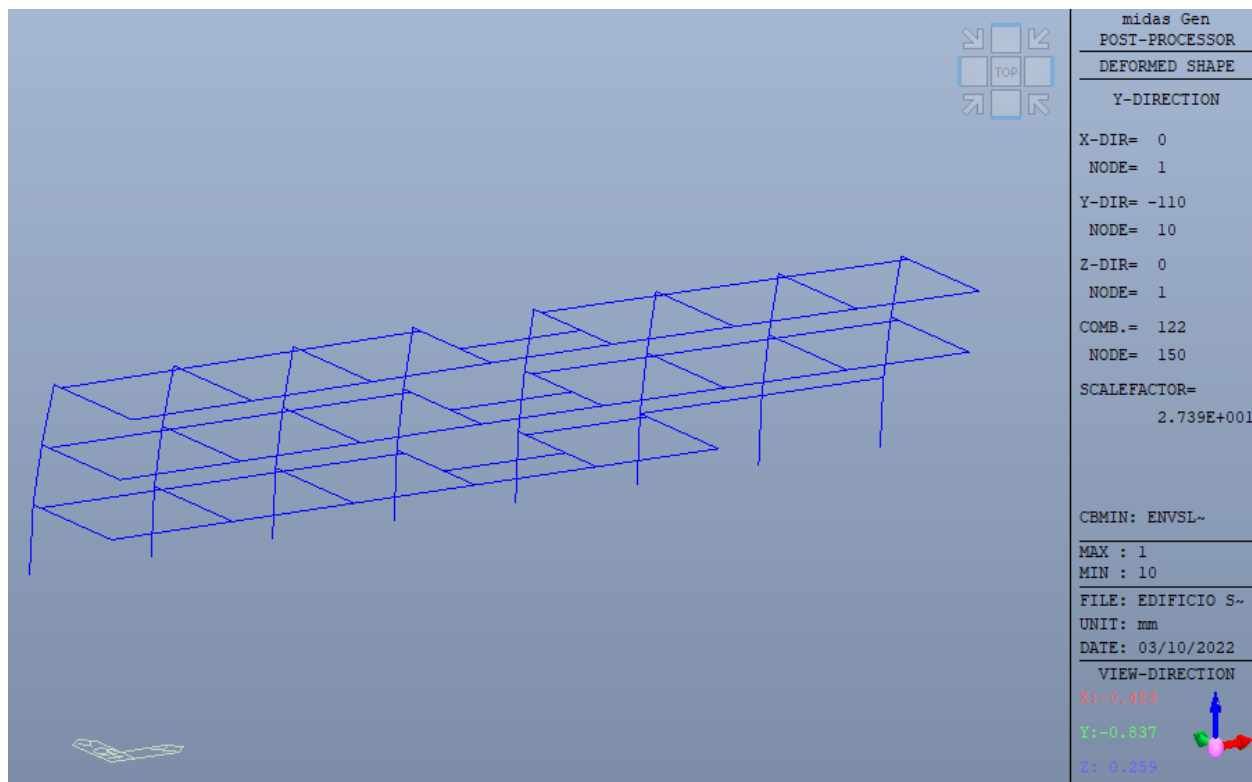
### 11.9.1. Combinazione SLV

Nelle immagini seguenti, e nelle relative tabelle, sono compendati i massimi spostamenti attesi in combinazione SLV al netto del fattore di comportamento  $q$  assunto pari a 1.5.

In accordo alle NTC 2018, § 7.3.3.3, gli spostamenti  $d_e$  sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento  $\mu_d$  i valori  $d_e$  ottenuti dall'analisi lineare.

**Figura 34 – Spostamenti SLV, direzione X**

In direzione X si registra uno spostamento massimo letto alla quota copertura pari a  $1.5 \cdot 56 = 84$  mm.



**Figura 35 – Spostamenti SLV, direzione Y**

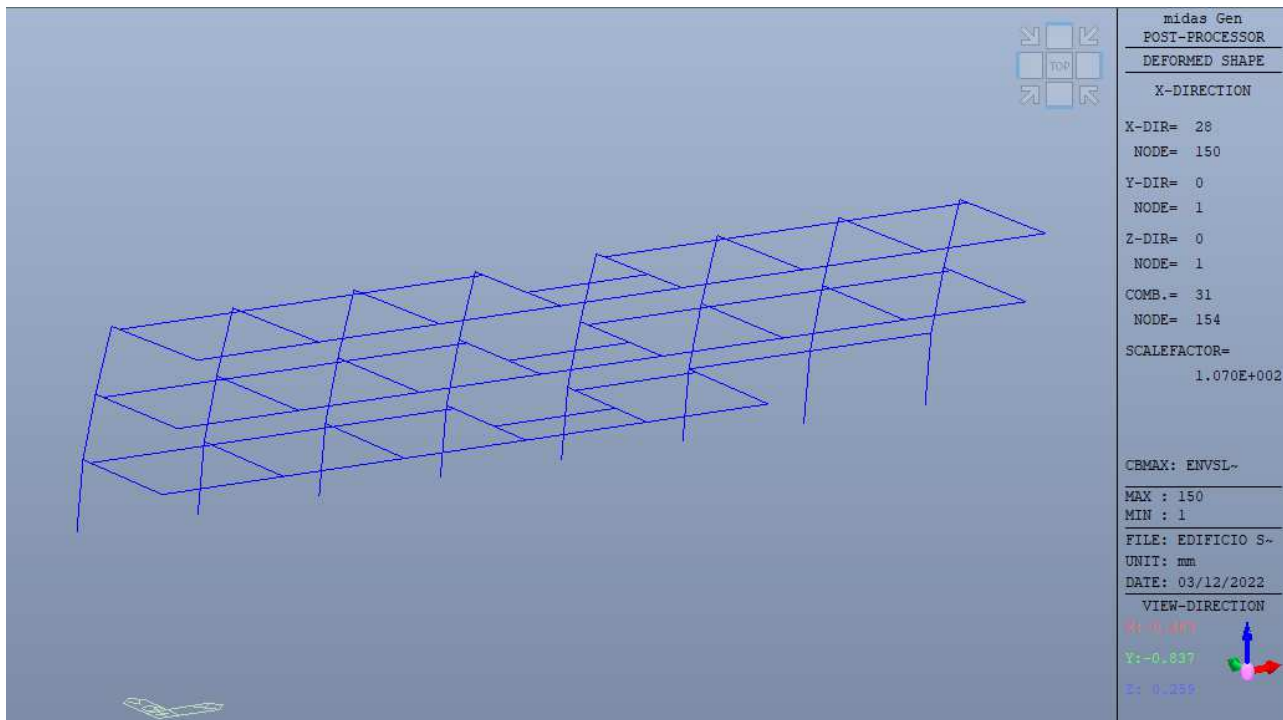
In direzione Y si registra uno spostamento massimo letto alla quota della copertura pari a  $1.5 \cdot 110 = 165$  mm.

Si riportano di seguito gli spostamenti lungo X e lungo Y sull'allineamento del giunto con il corpo 2, alla quota di ogni piano fuori terra.

Piano	Z [m]	$\Delta x$ [mm]	$\Delta y$ [mm]	$1.5 \cdot \Delta x$ [mm]	$1.5 \cdot \Delta y$ [mm]
1	4.4	9.6	16.1	14.4	24.2
2	8.45	28.9	54.8	43.4	82.2
Copertura	12.61	53.7	109.9	80.6	164.9

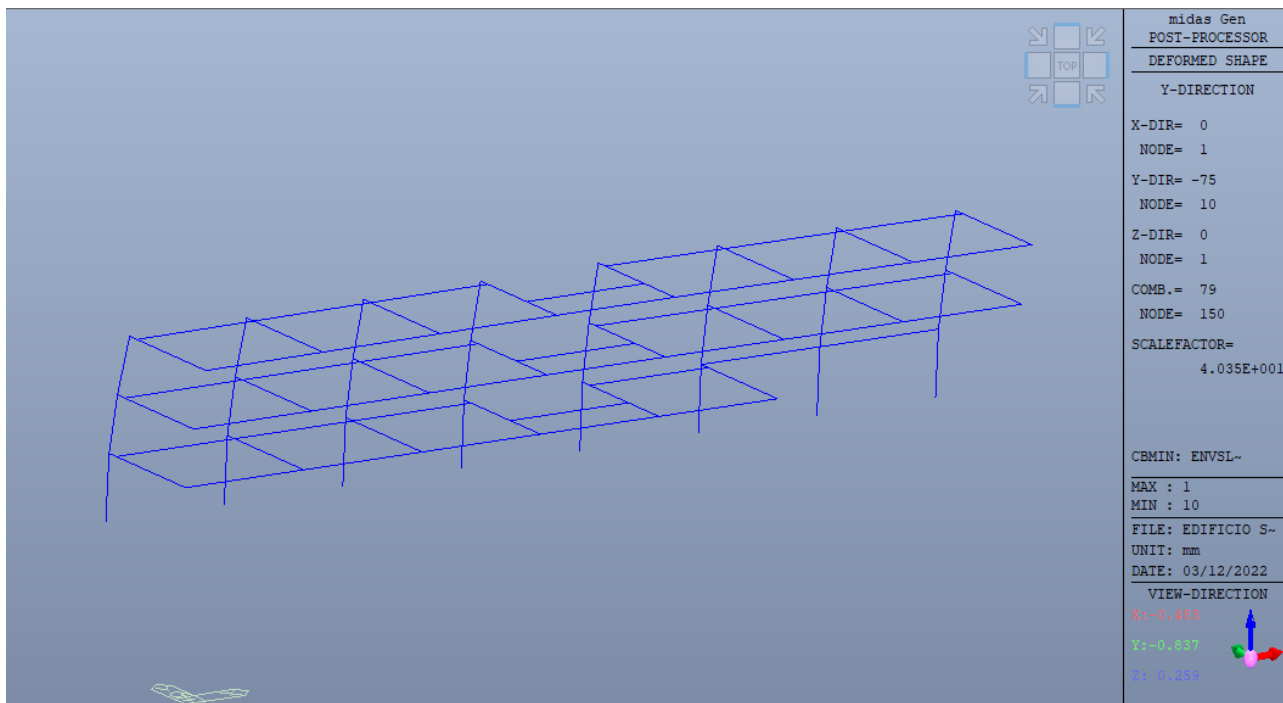
### **11.9.2. Combinazione SLD**

Nelle immagini seguenti, e nelle relative tabelle, sono compendati i massimi spostamenti attesi in combinazione SLD al netto del fattore di comportamento  $q$  assunto pari a 1.0:



**Figura 36 – Spostamenti SLD, direzione X**

In direzione X si registra uno spostamento massimo letto alla quota dell'impalcato pari a  $1.0 \cdot 28 = 28$  mm.



**Figura 37 – Spostamenti SLD, direzione Y**

In direzione Y si registra uno spostamento massimo letto alla quota dell'impalcato pari a  $1.0 \cdot 75 = 75$  mm.

## 11.10. Inviluppo delle sollecitazioni struttura in elevazione

### 11.10.1. Inviluppo SLU

Seguono gli involuppi delle sollecitazioni in combinazione SLU:

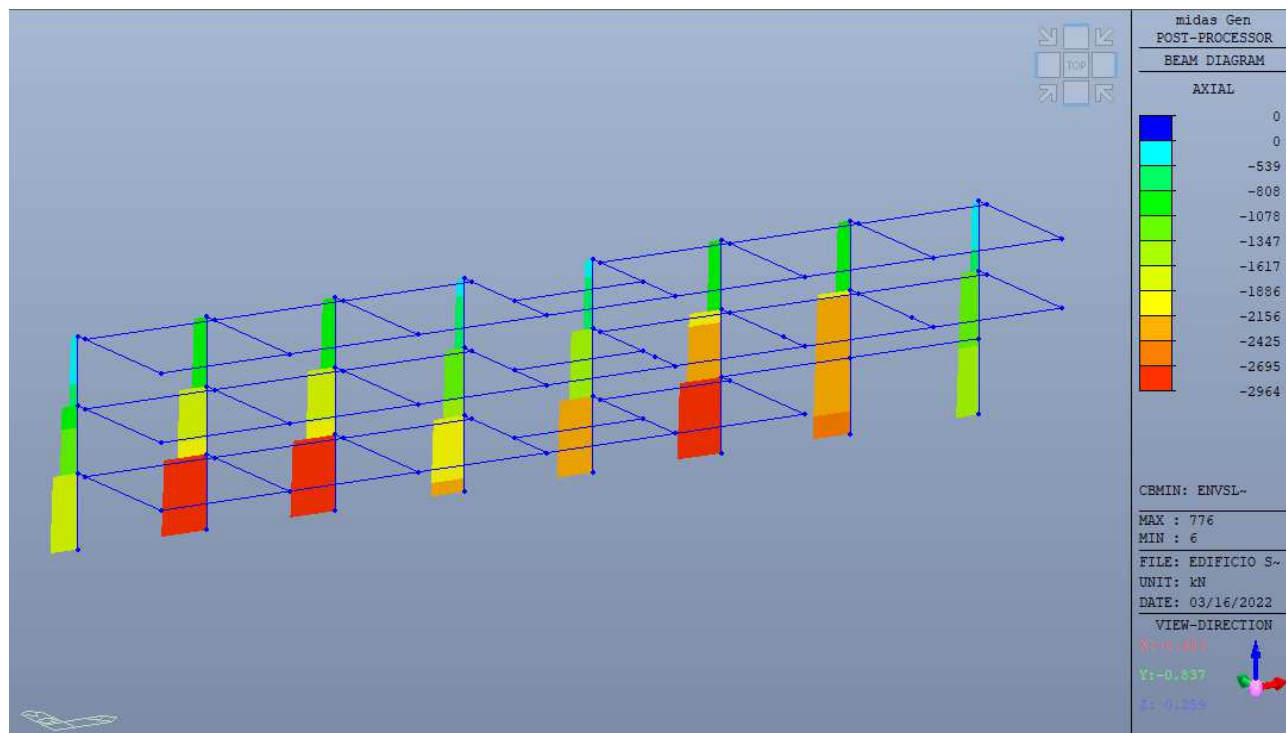


Figura 38 – Azioni assiali FX min

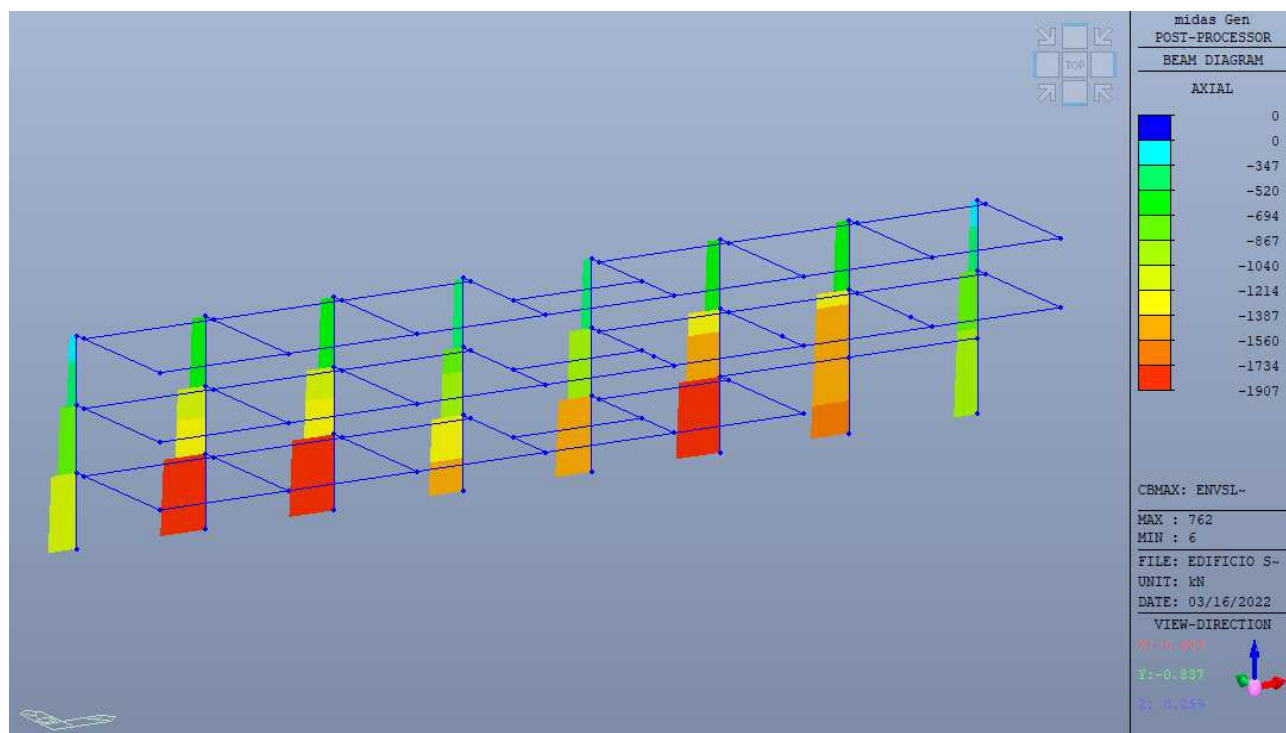


Figura 39 – Azioni assiali FX max

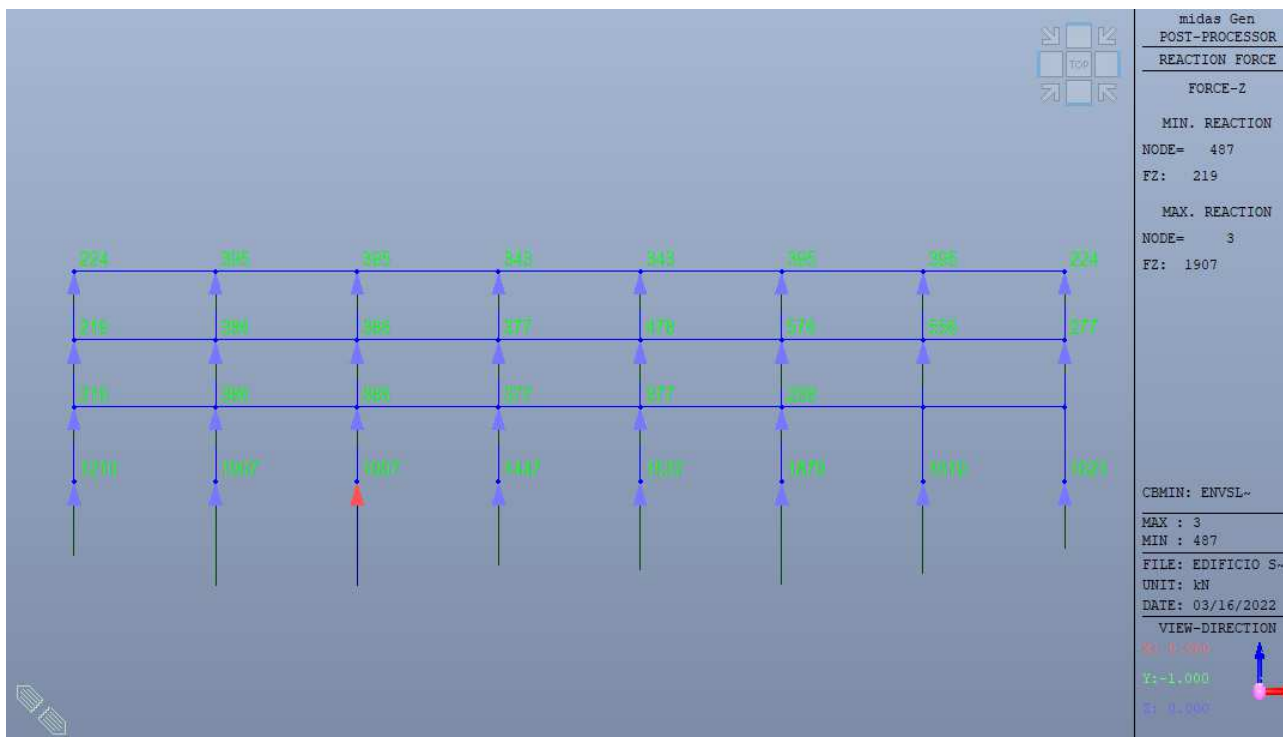


Figura 40 – Reazioni verticali ai vincoli RZ min

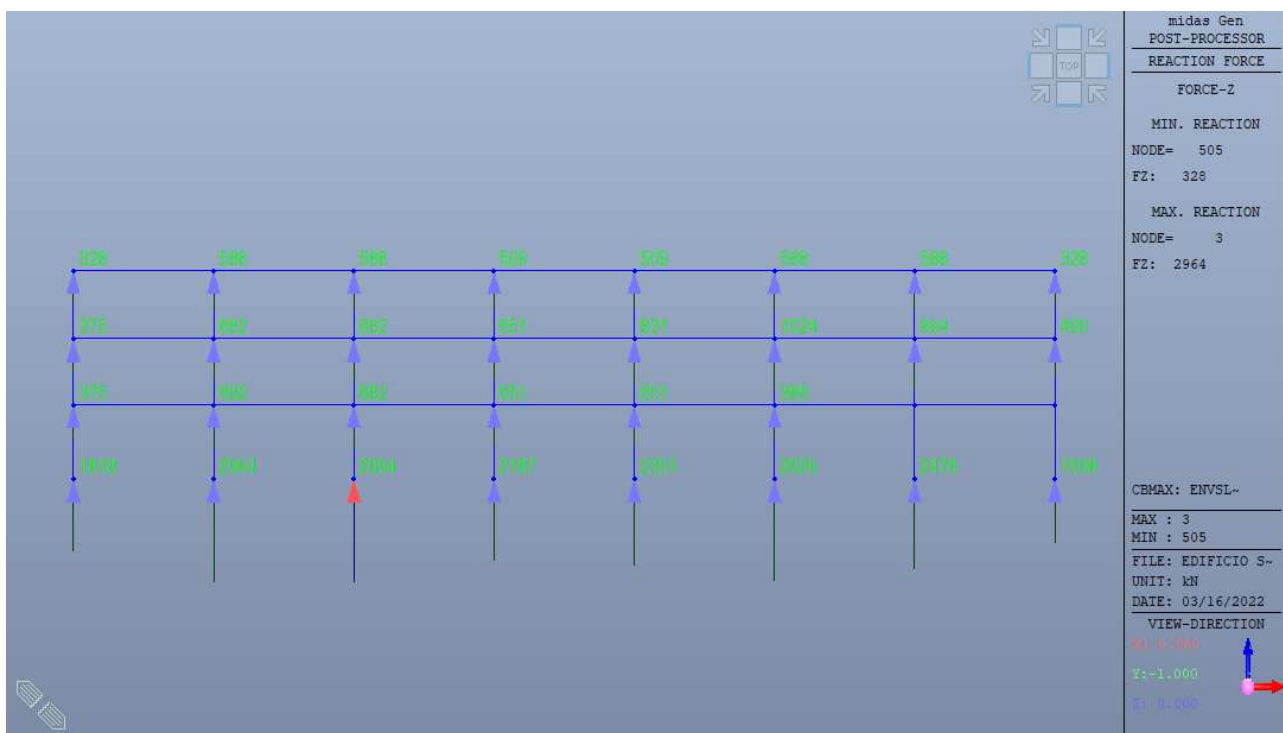


Figura 41 – Reazioni verticali ai vincoli RZ max

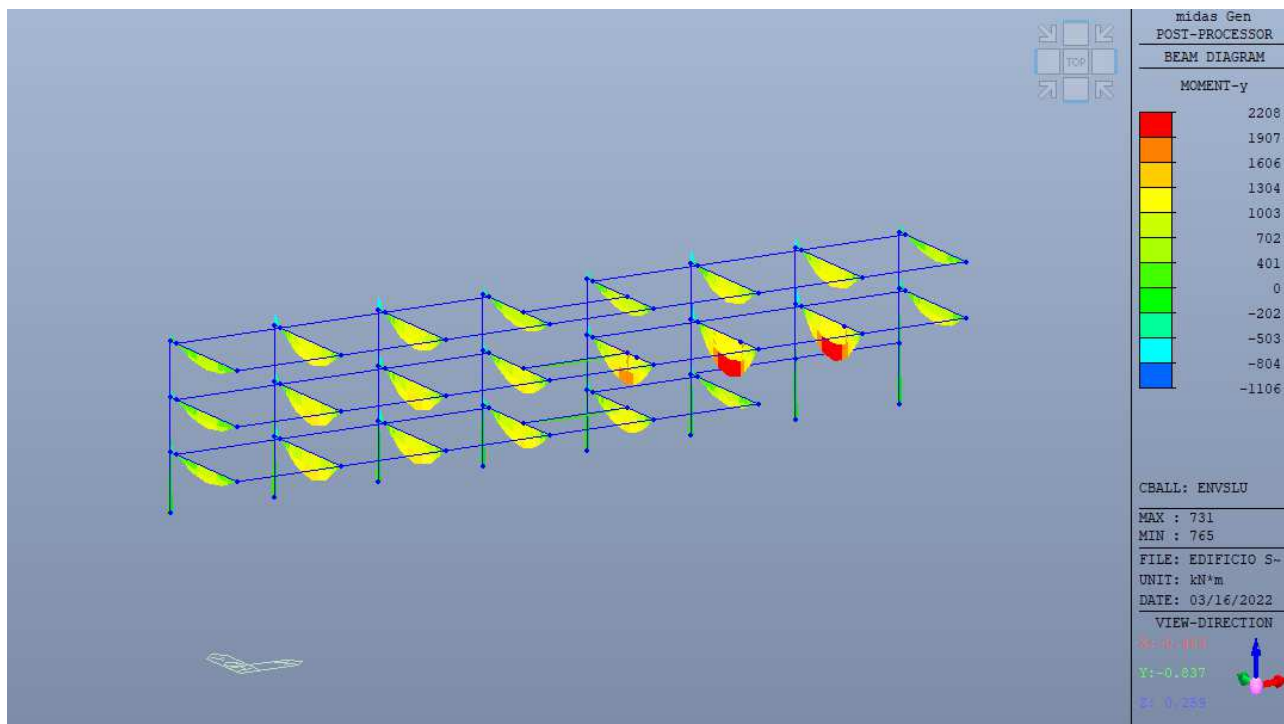


Figura 42 – Momenti MY

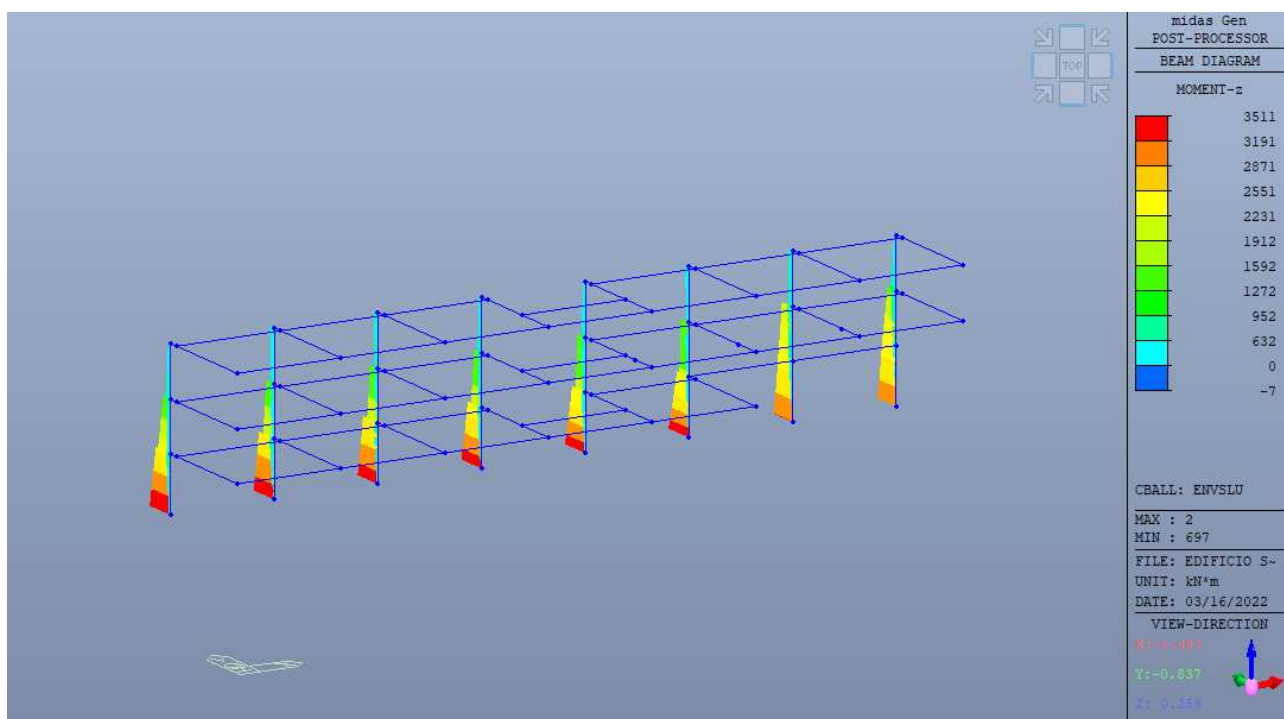


Figura 43 – Momenti MZ

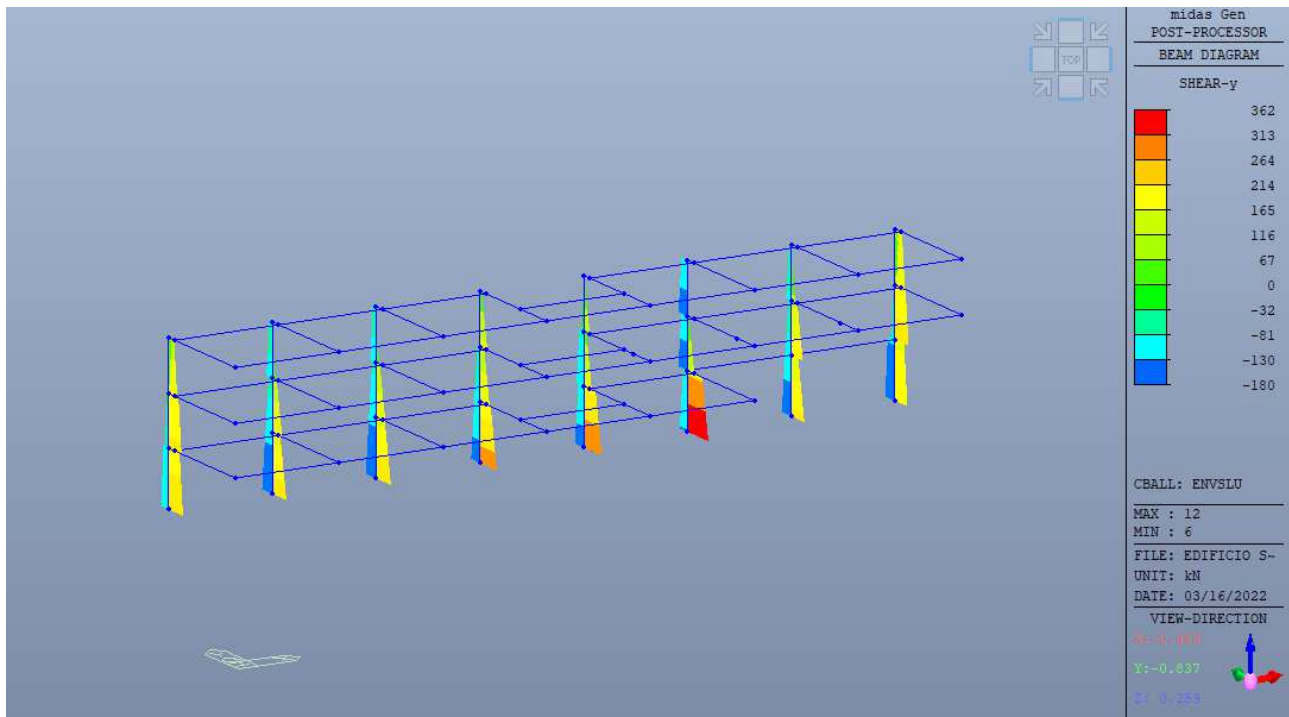


Figura 44 – Taglio FY

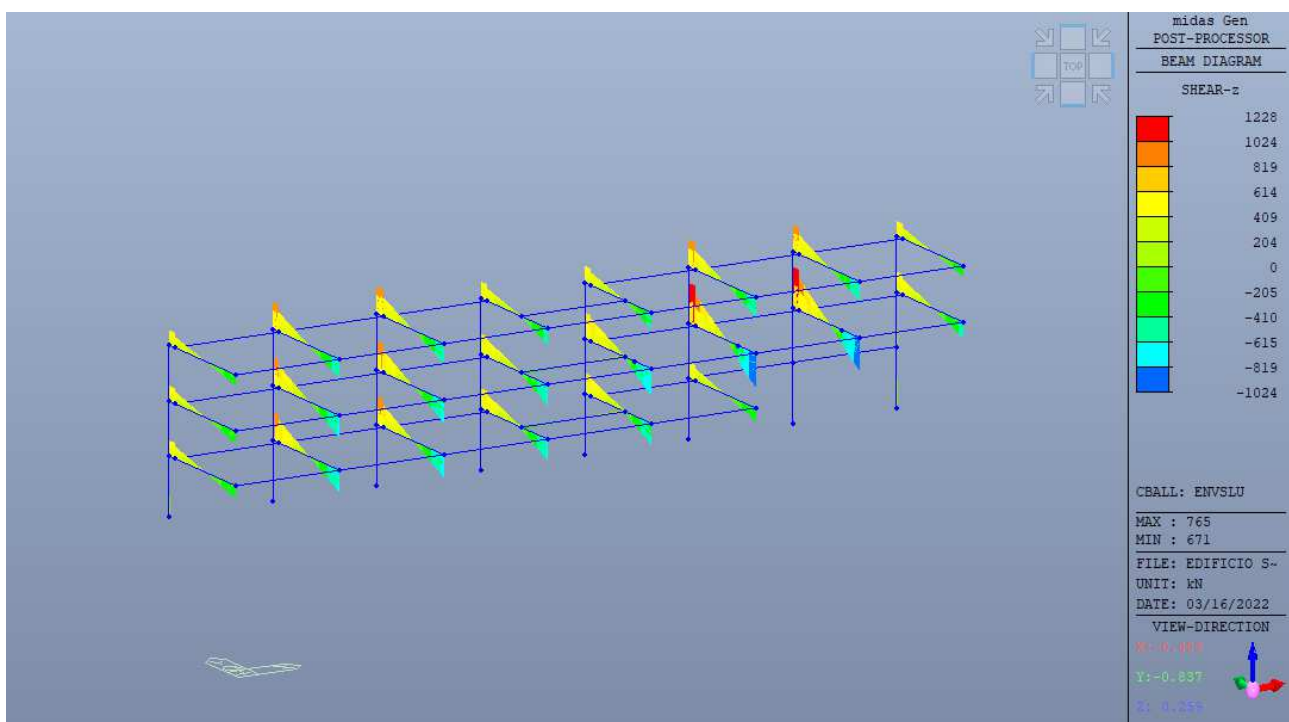


Figura 45 – Taglio FZ

### 11.10.2. Involuppo SLE RARA

Seguono gli involuppi delle sollecitazioni in combinazione SLE RARA:

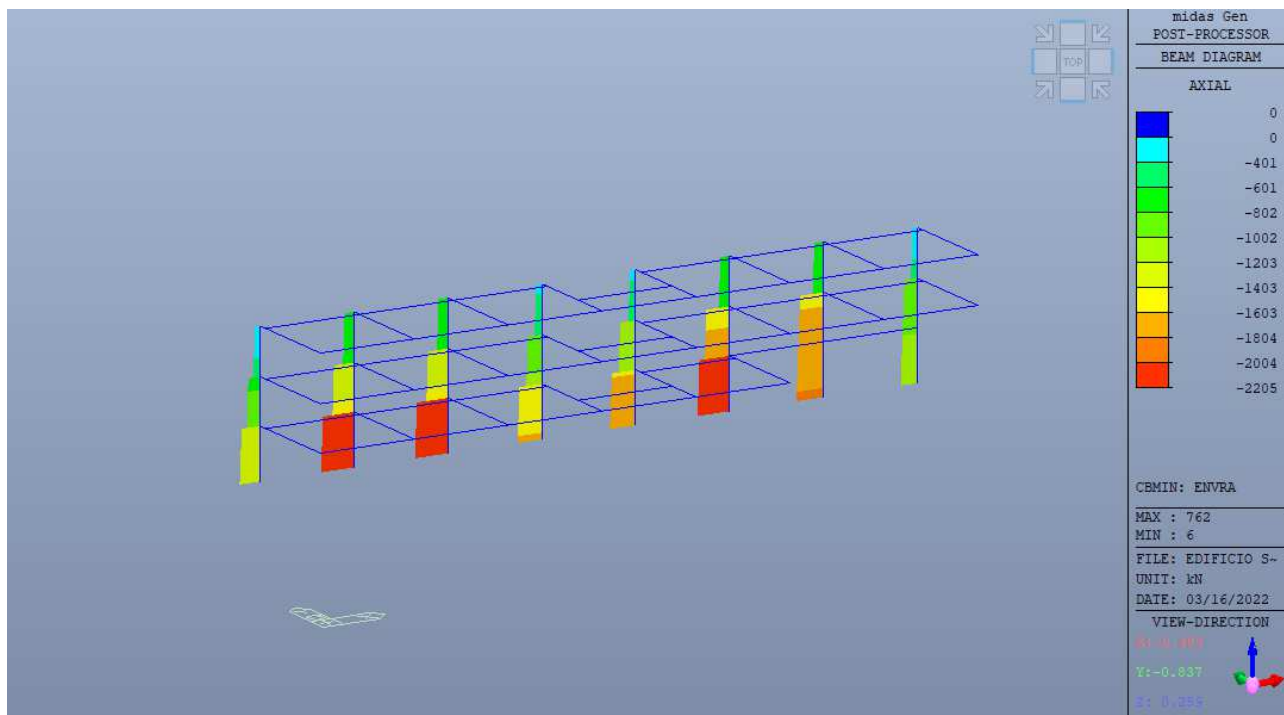


Figura 46 – Azioni assiali FX min

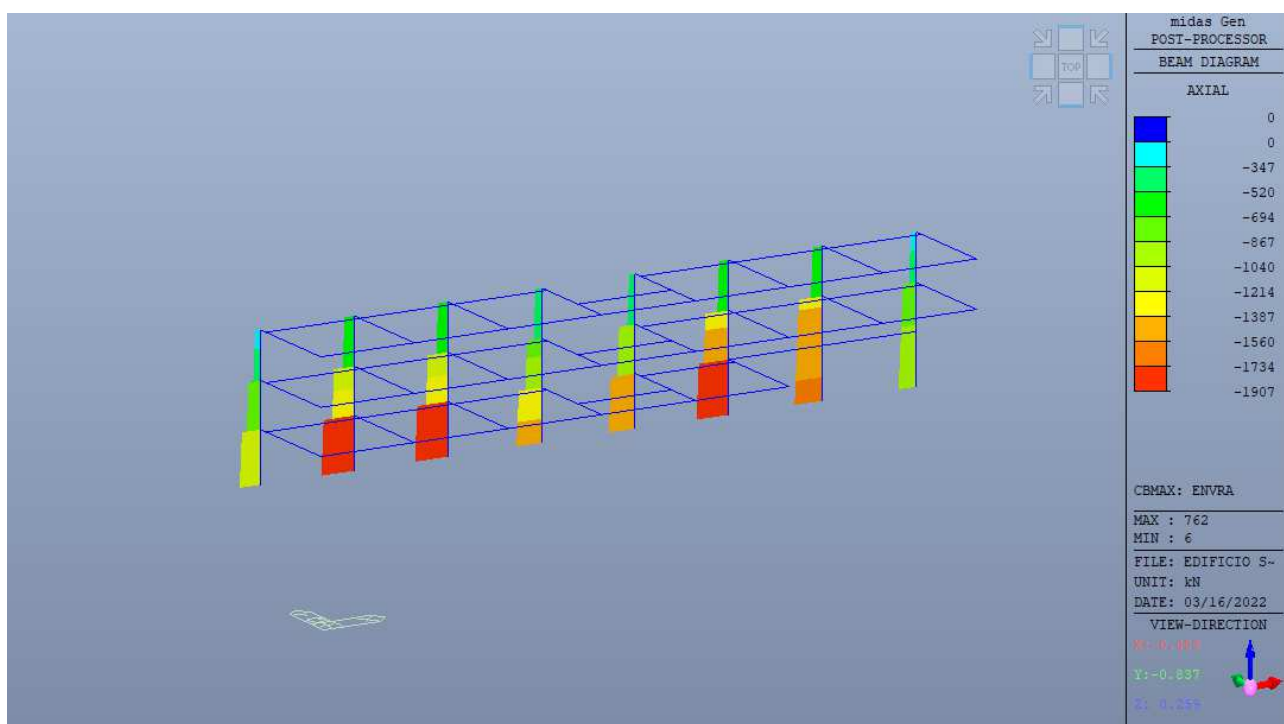


Figura 47 – Azioni assiali FX max

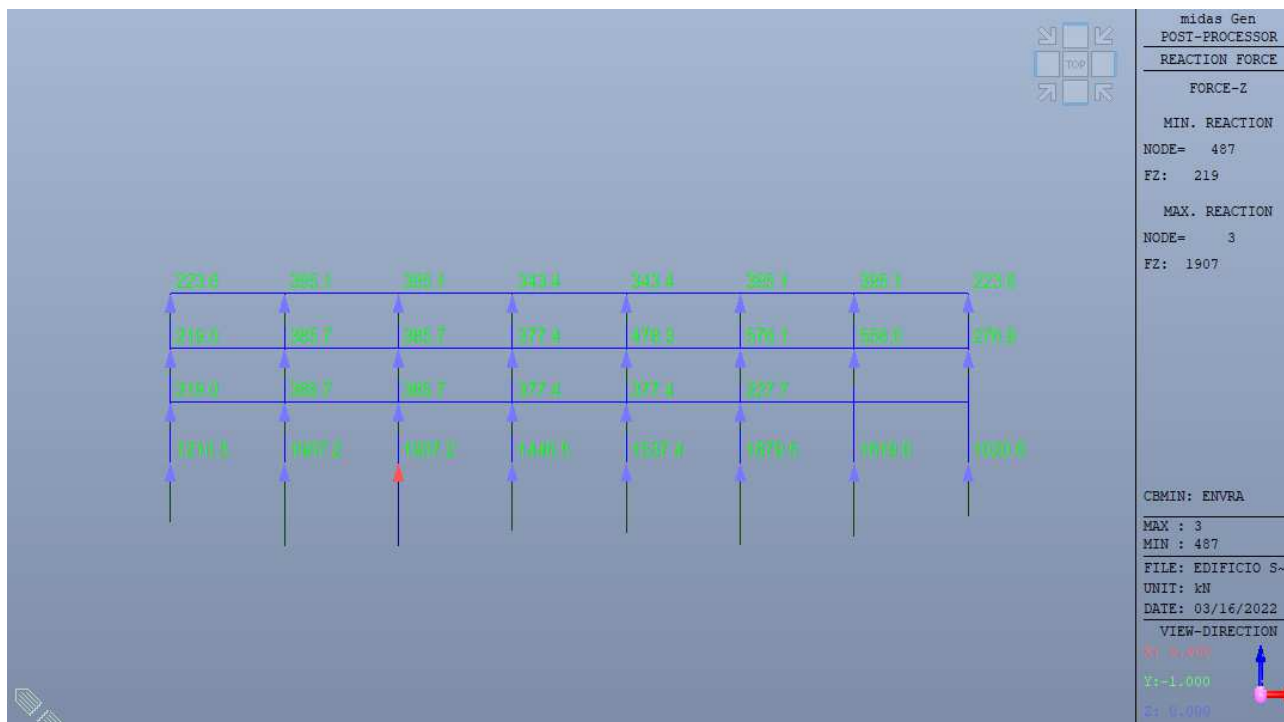


Figura 48 – Reazioni verticali ai vincoli RZ min

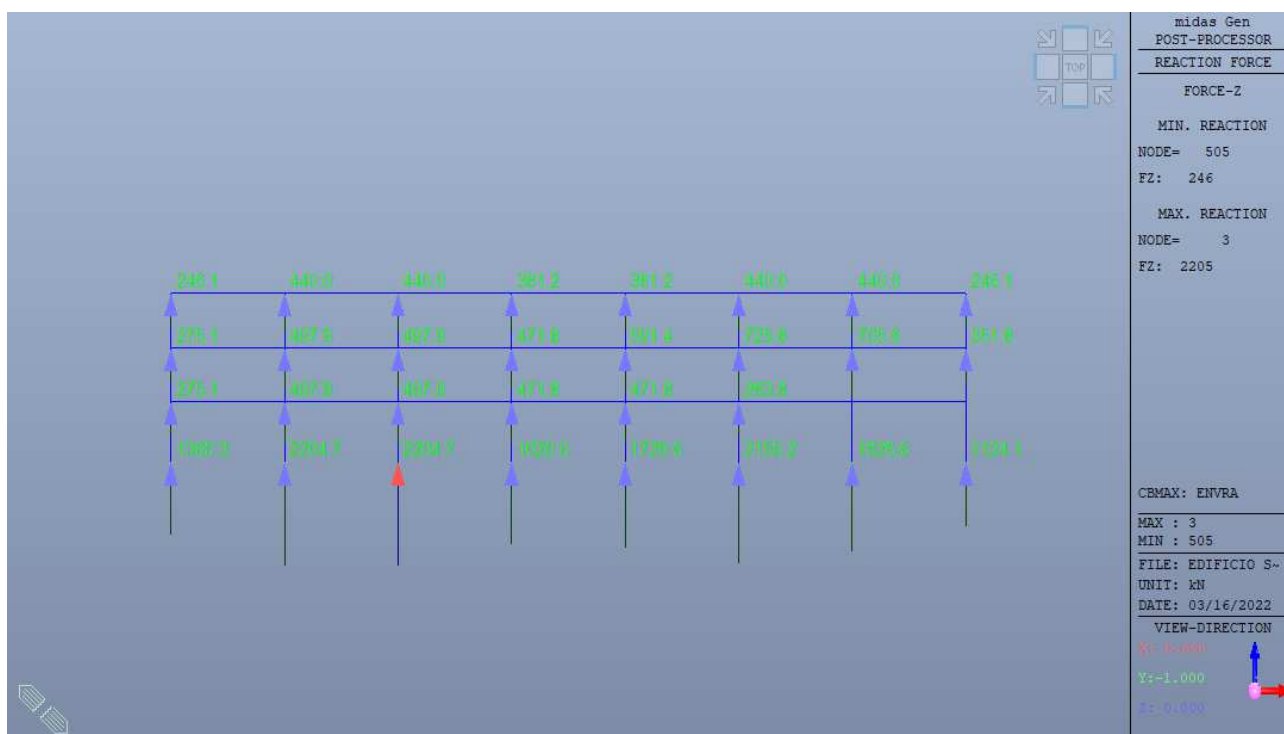


Figura 49 – Reazioni verticali ai vincoli RZ max

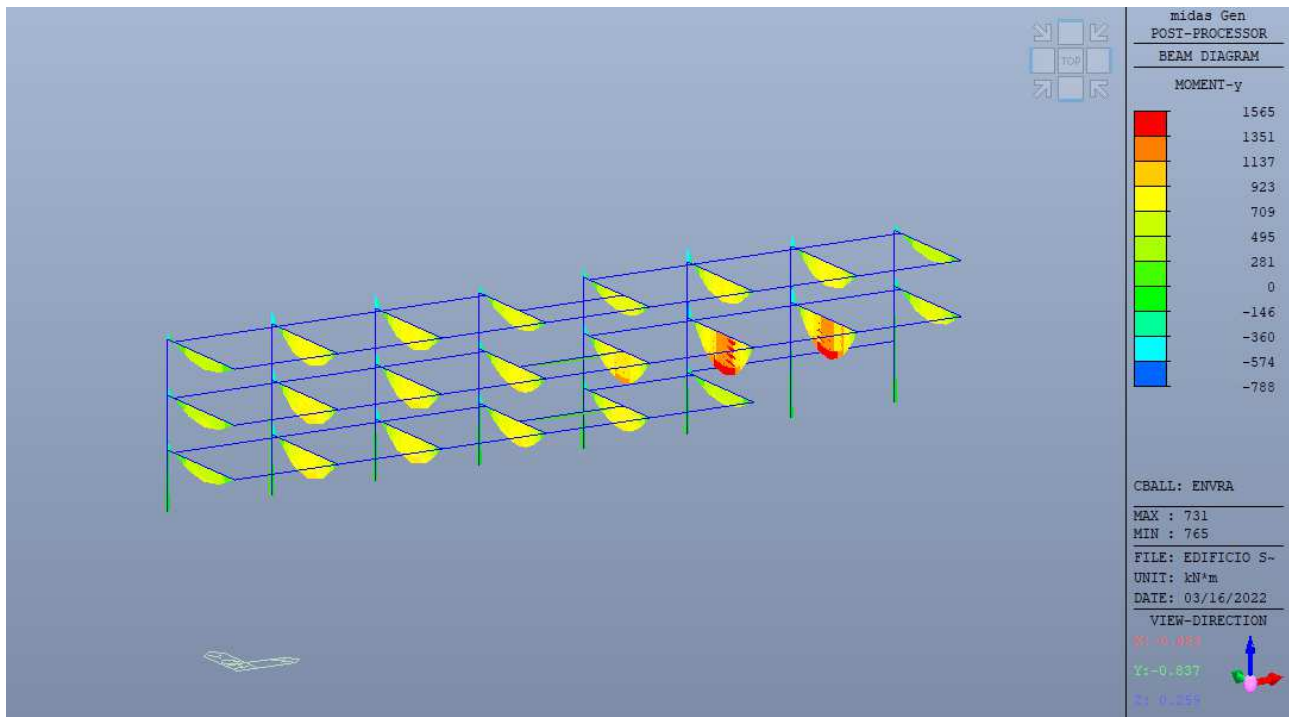


Figura 50 – Momenti MY

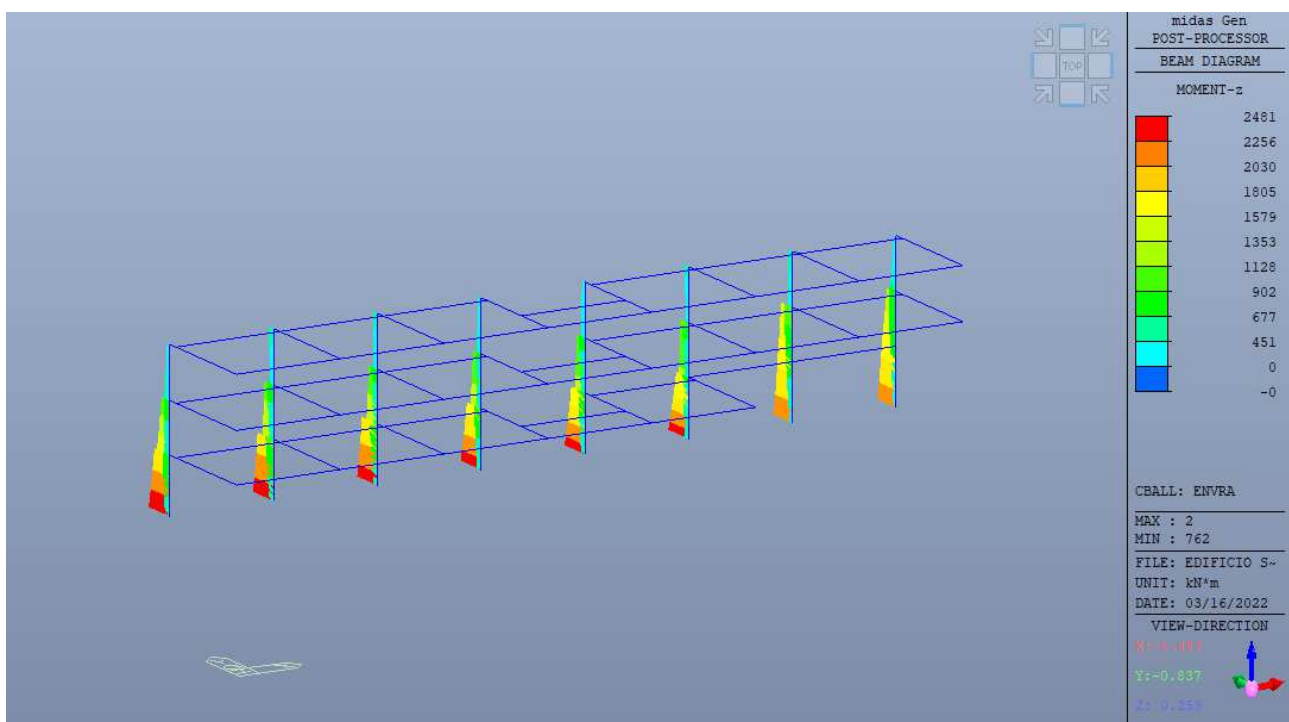


Figura 51 – Momenti MZ

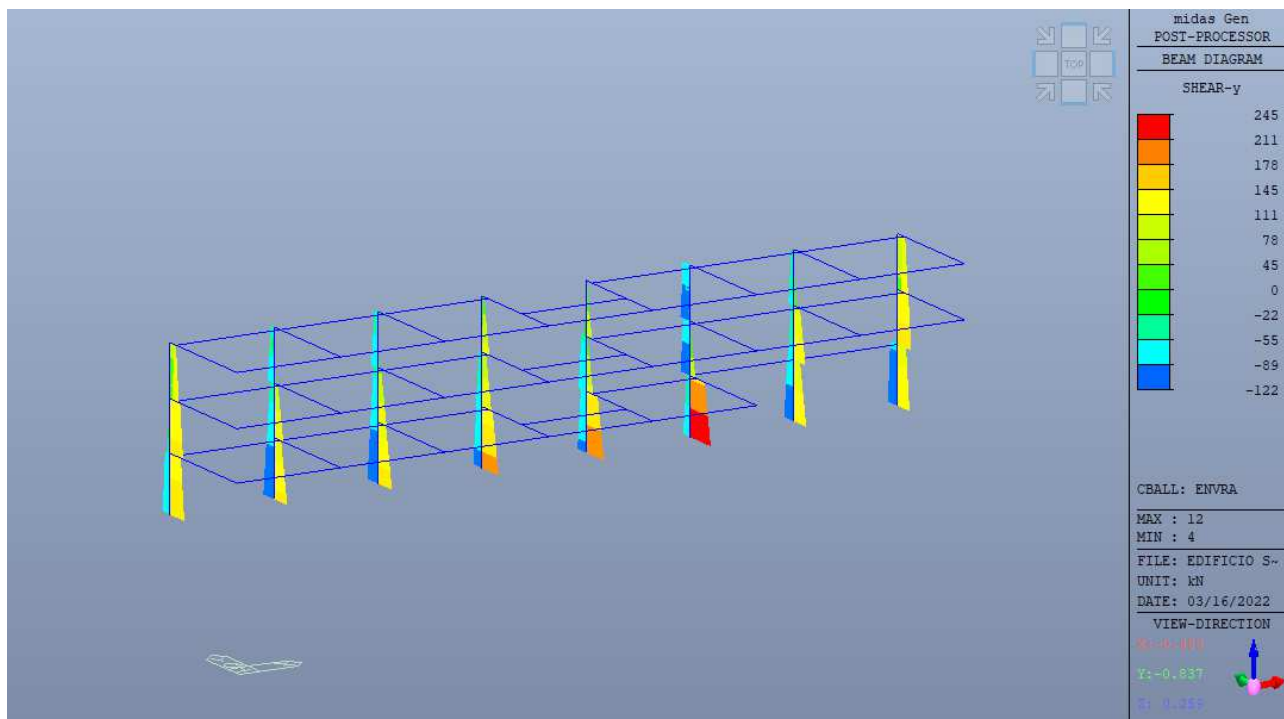


Figura 52 – Taglio FY

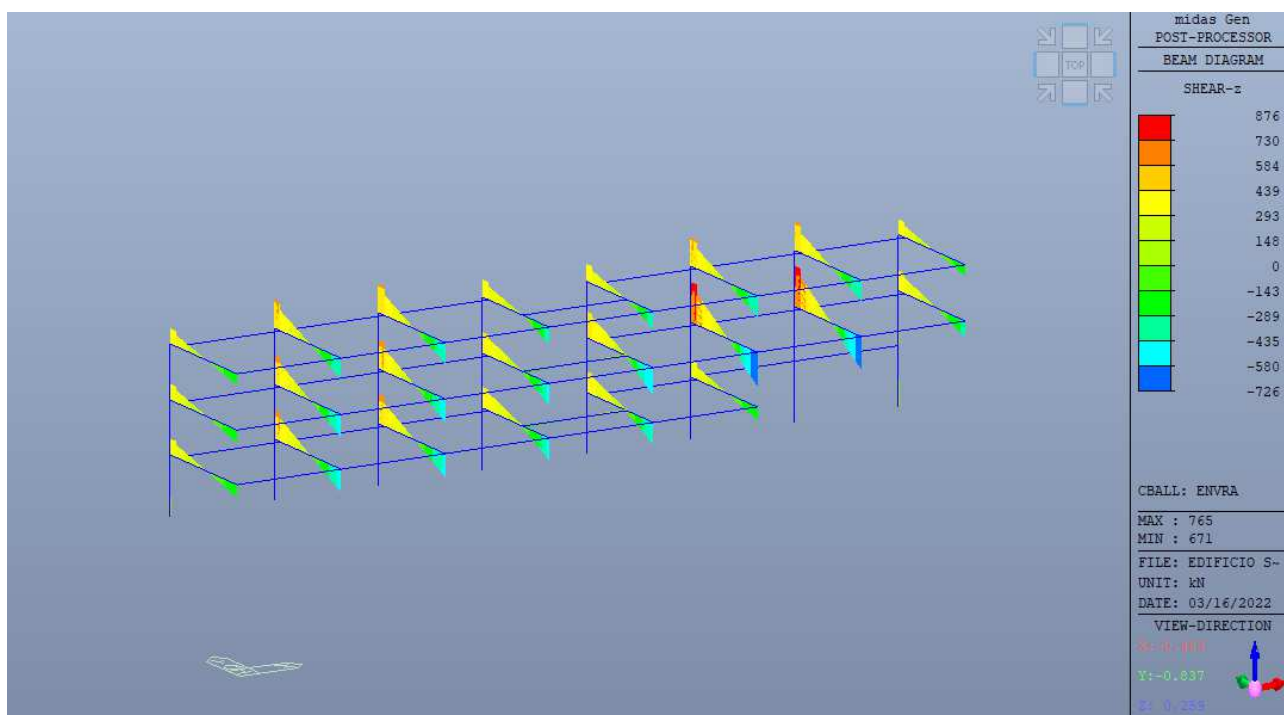


Figura 53 – Taglio FZ

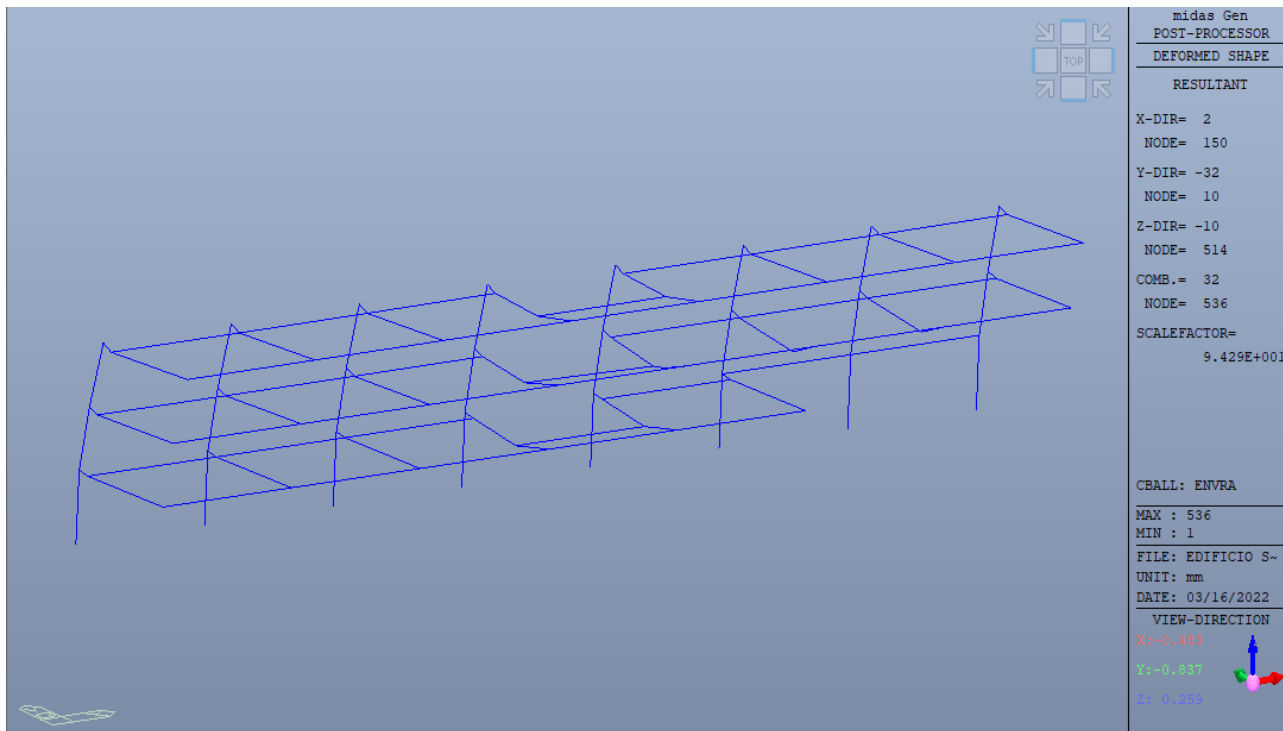


Figura 54 – Spostamenti in condizione Rara

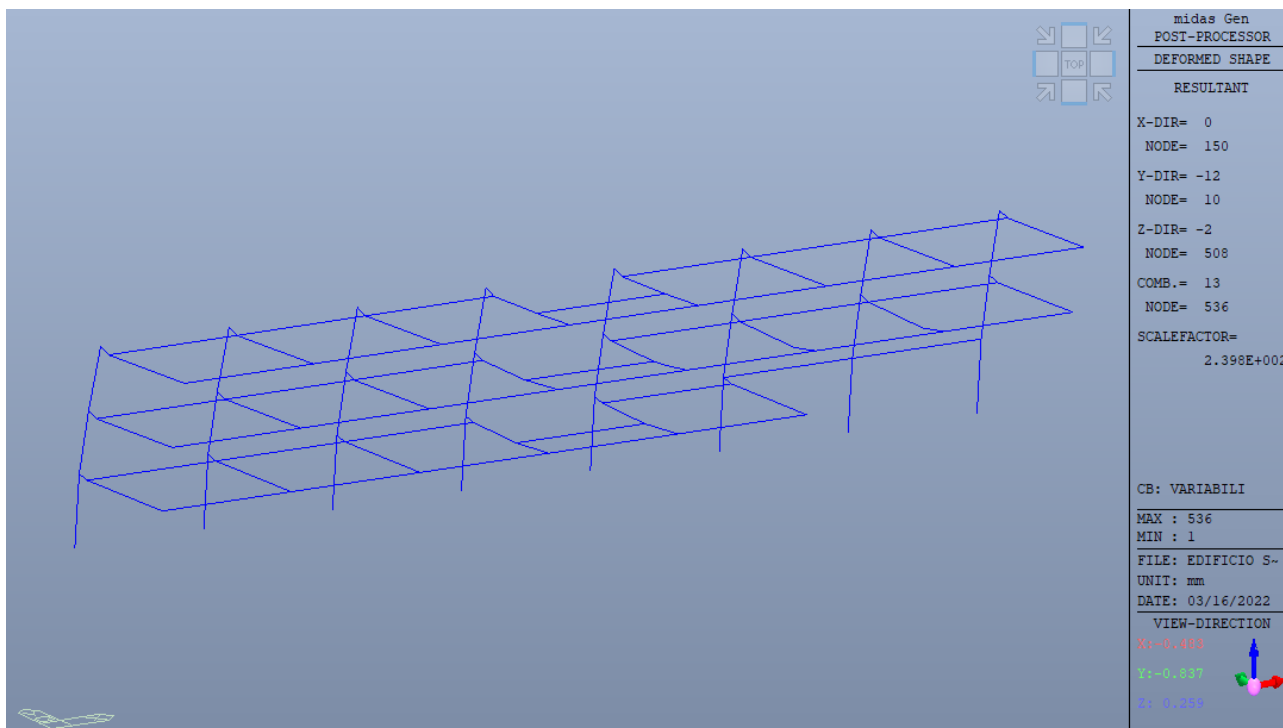


Figura 55 – Spostamenti in condizione Rara per effetto dei variabili ( $0,7Q_{impalcato} + 0,5N_{e} + V_{entoY}$ )

### 11.10.3. Inviluppo SLE FREQUENTE

Seguono gli inviluppi delle sollecitazioni in combinazione SLE FREQUENTE:

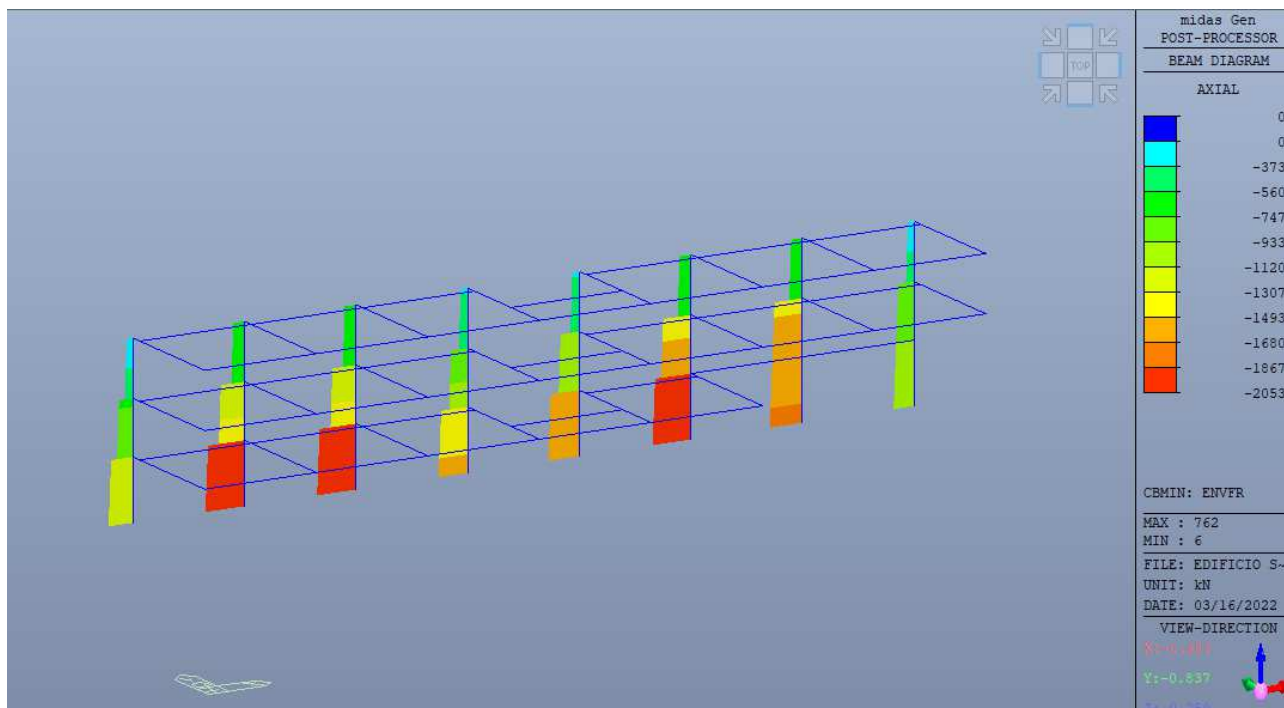


Figura 56 – Azioni assiali FX min

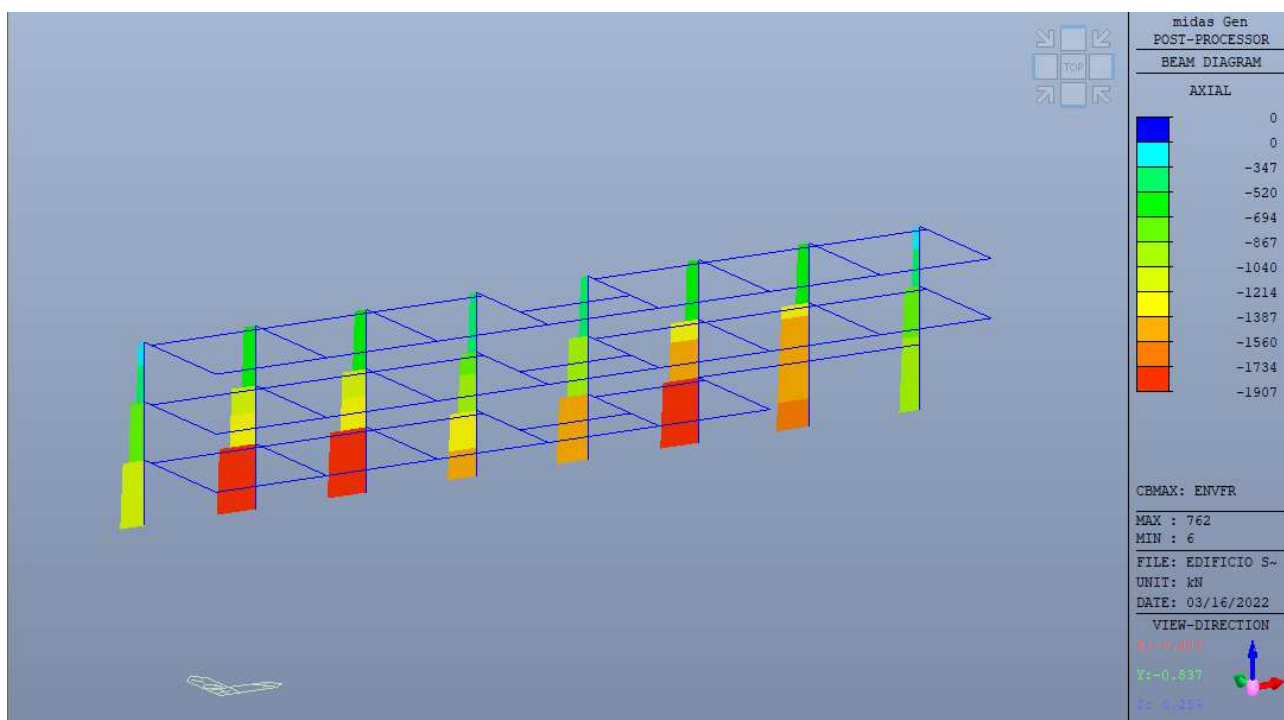


Figura 57 – Azioni assiali FX max

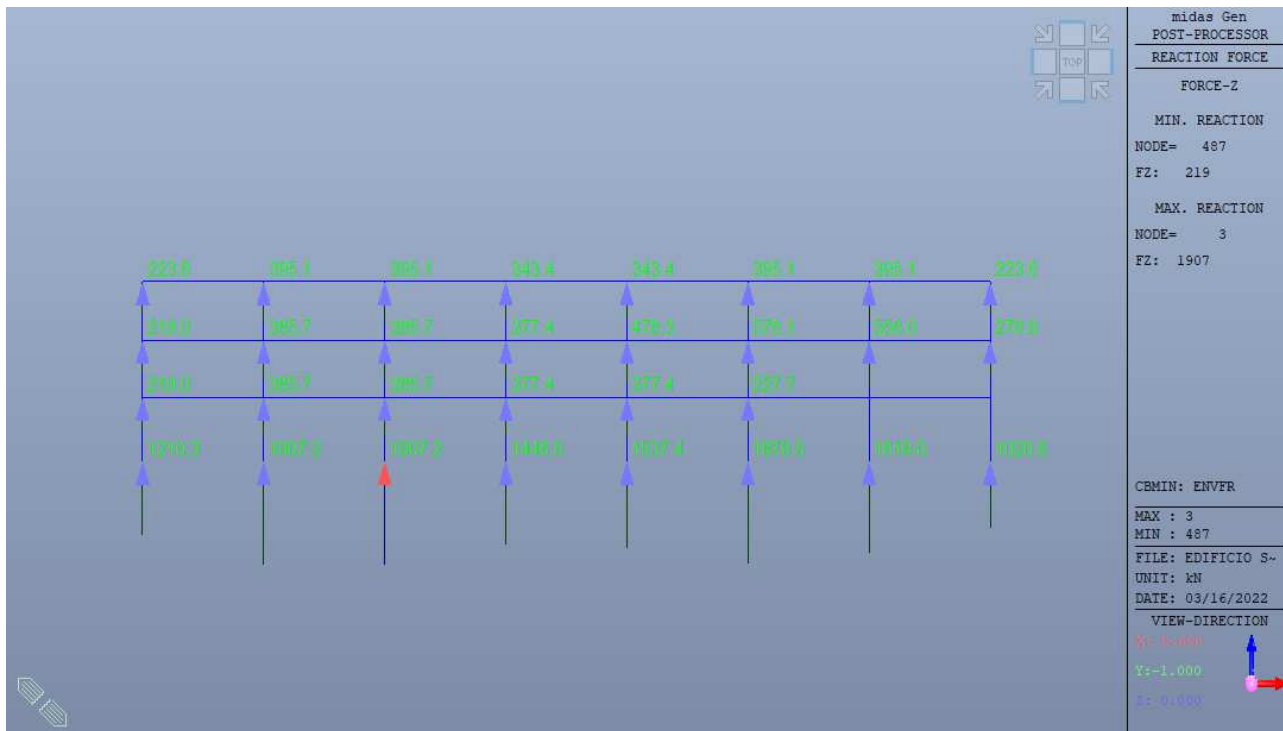


Figura 58 – Reazioni verticali ai vincoli Rz min

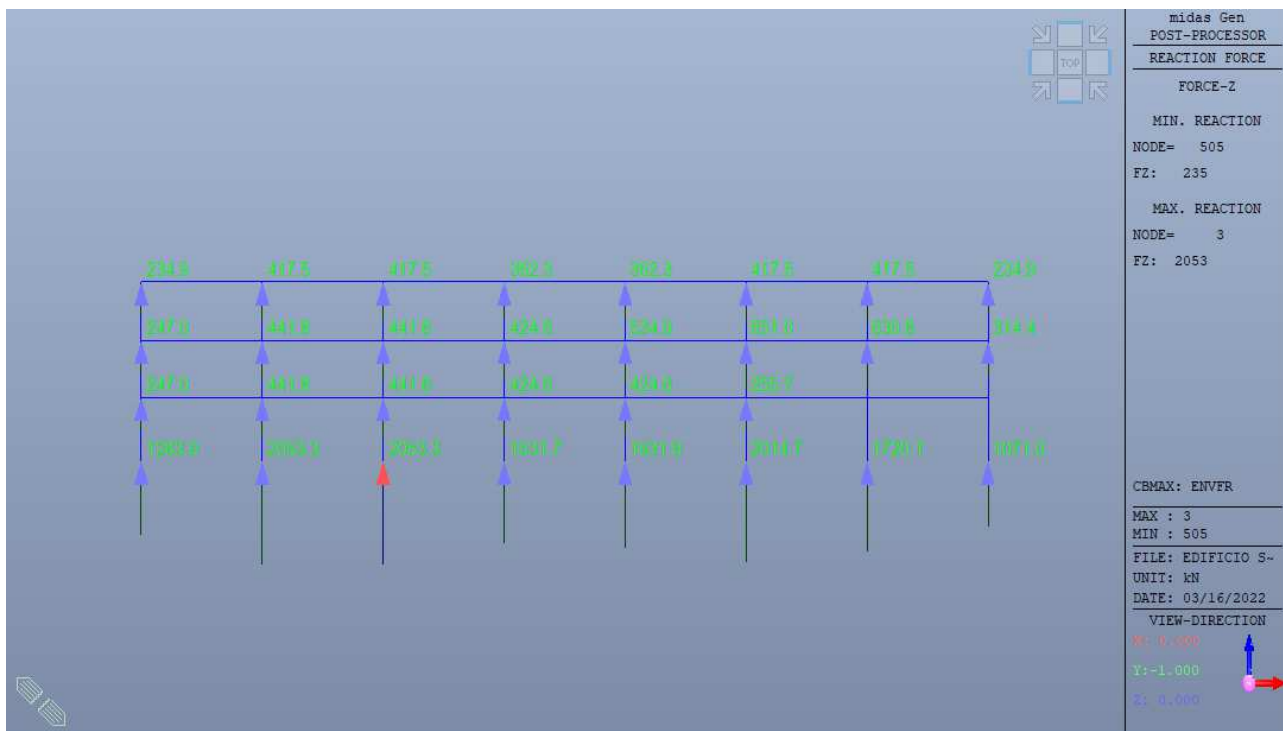


Figura 59 – Reazioni verticali ai vincoli Rz max

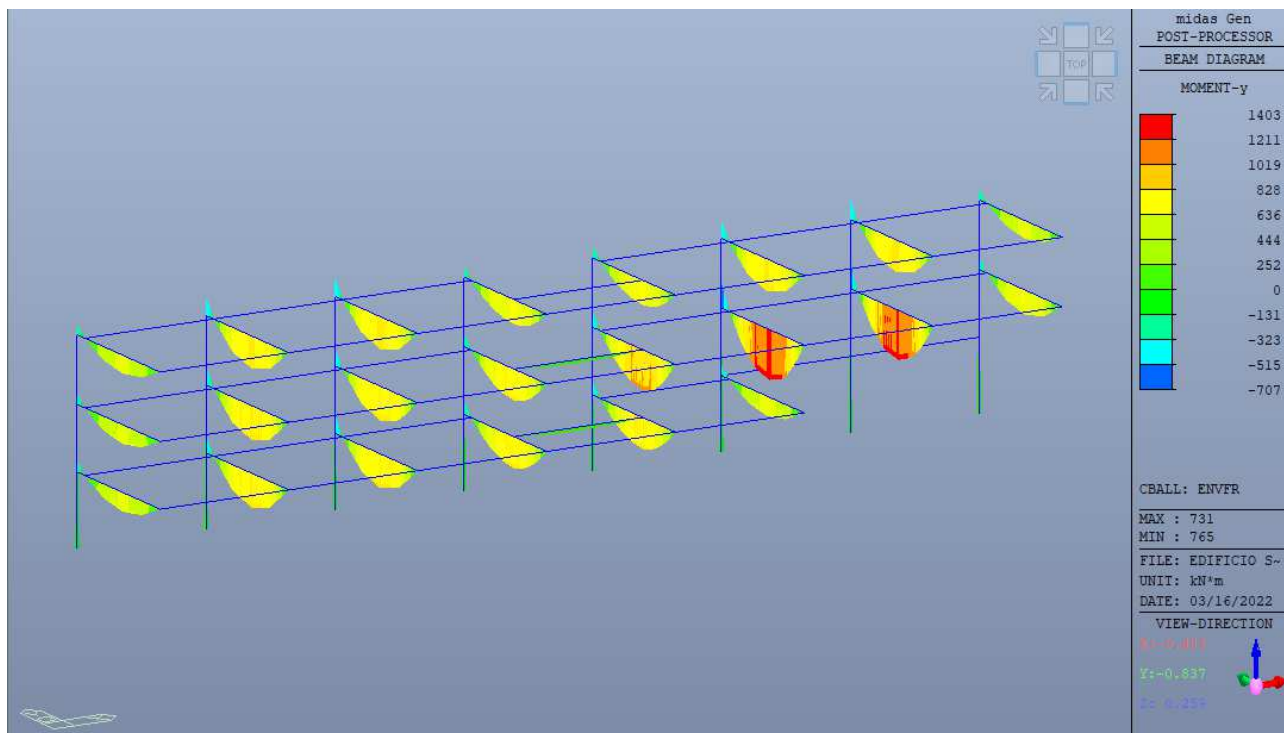


Figura 60 – Momenti MY

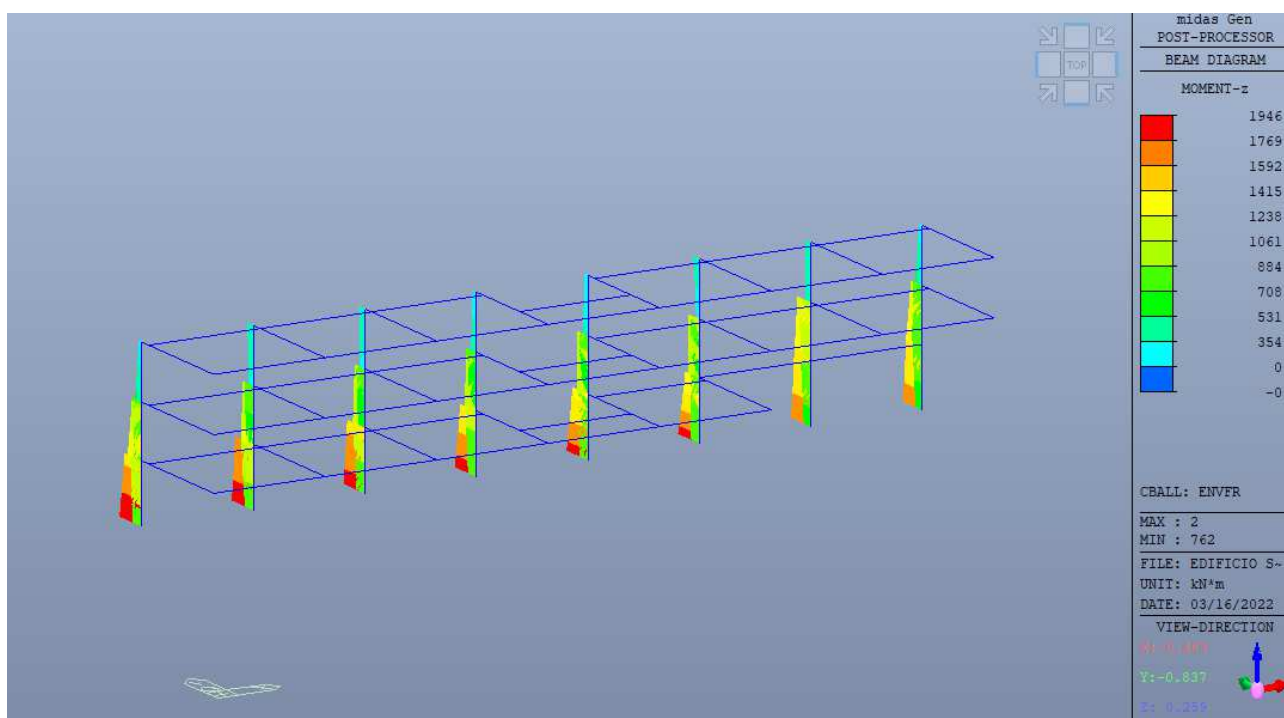


Figura 61 – Momenti MZ

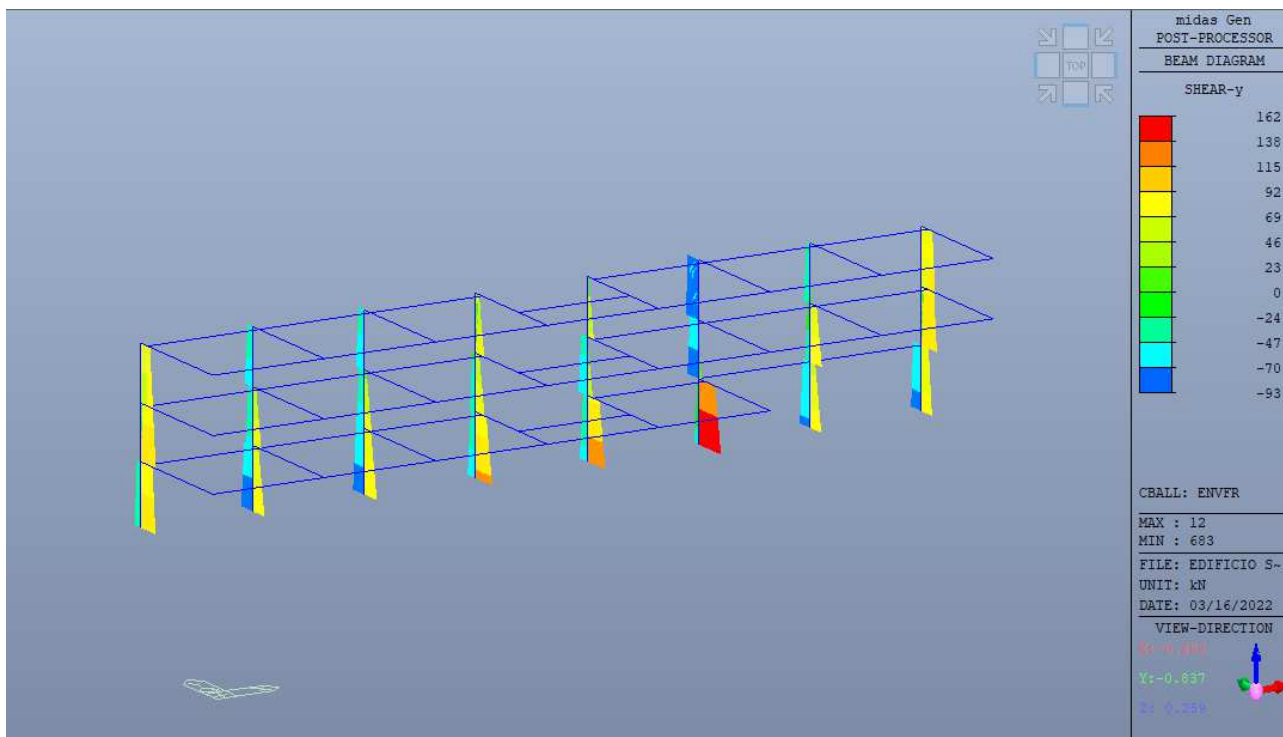


Figura 62 – Taglio FY

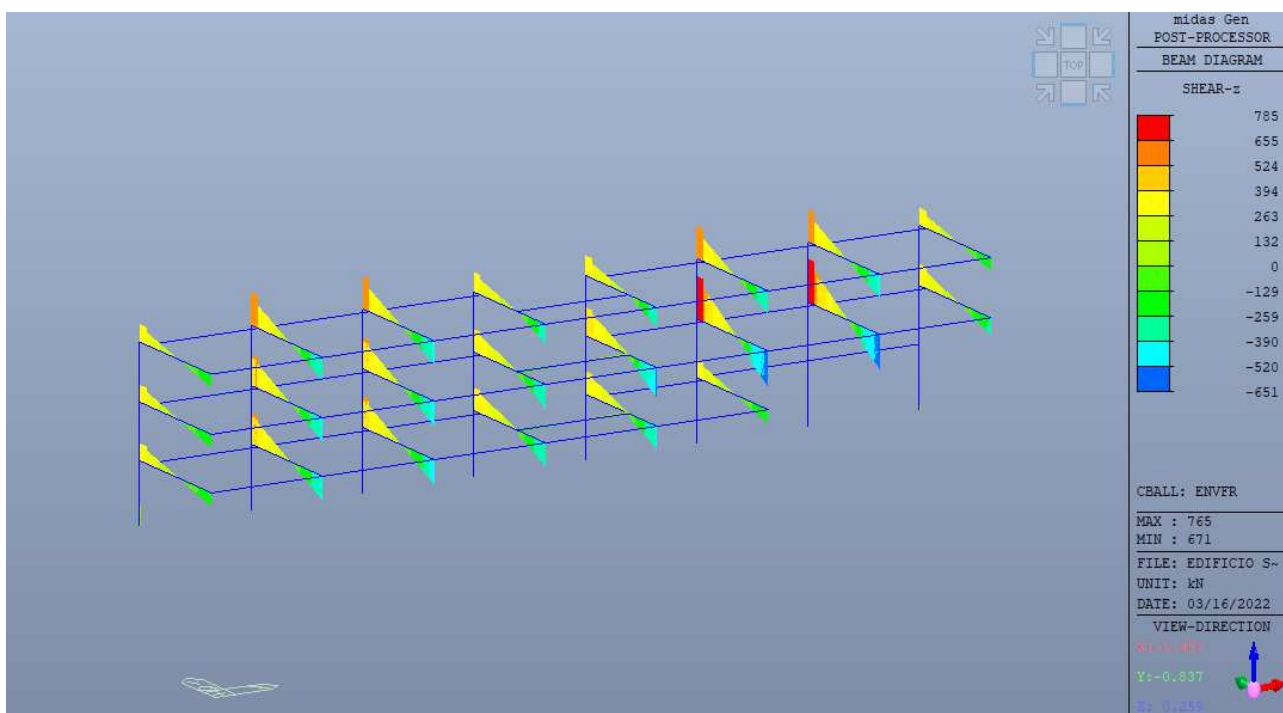


Figura 63 – Taglio FZ

#### 11.10.4. Involuppo SLE QUASI PERMANENTE

Seguono gli involuppi delle sollecitazioni in combinazione SLE QUASI PERMANENTE:

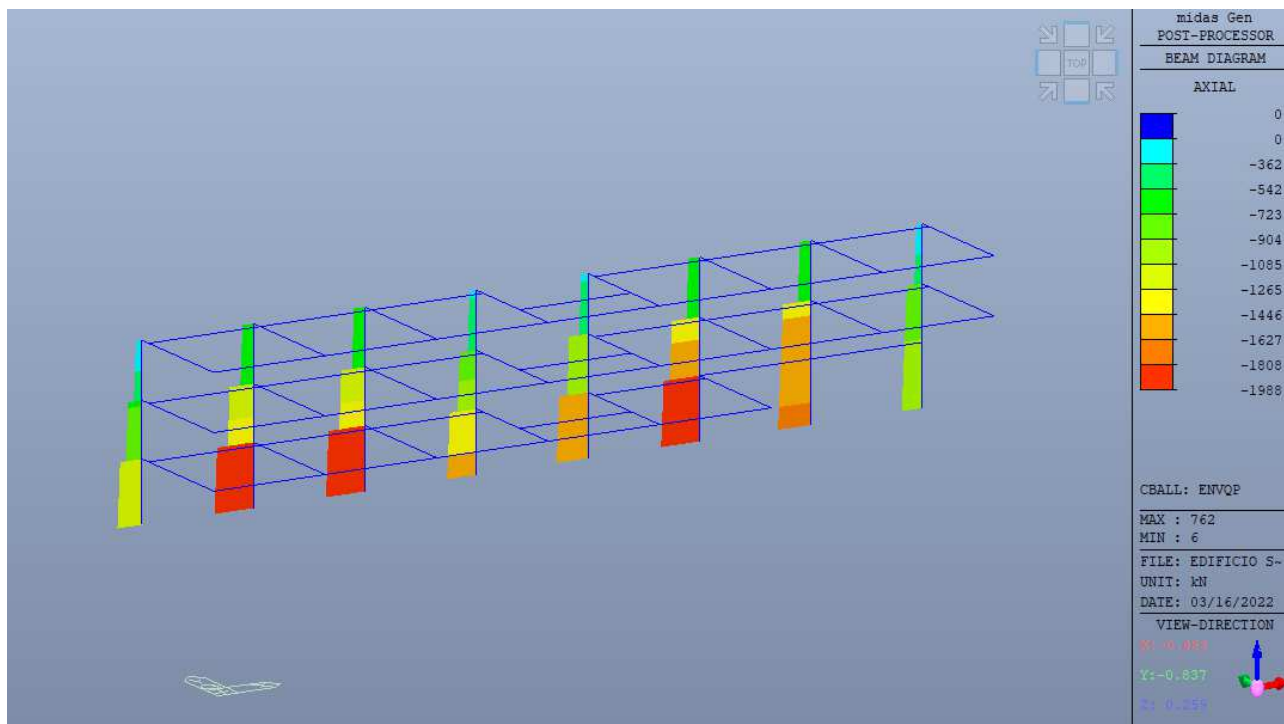


Figura 64 – Azioni assiali FX

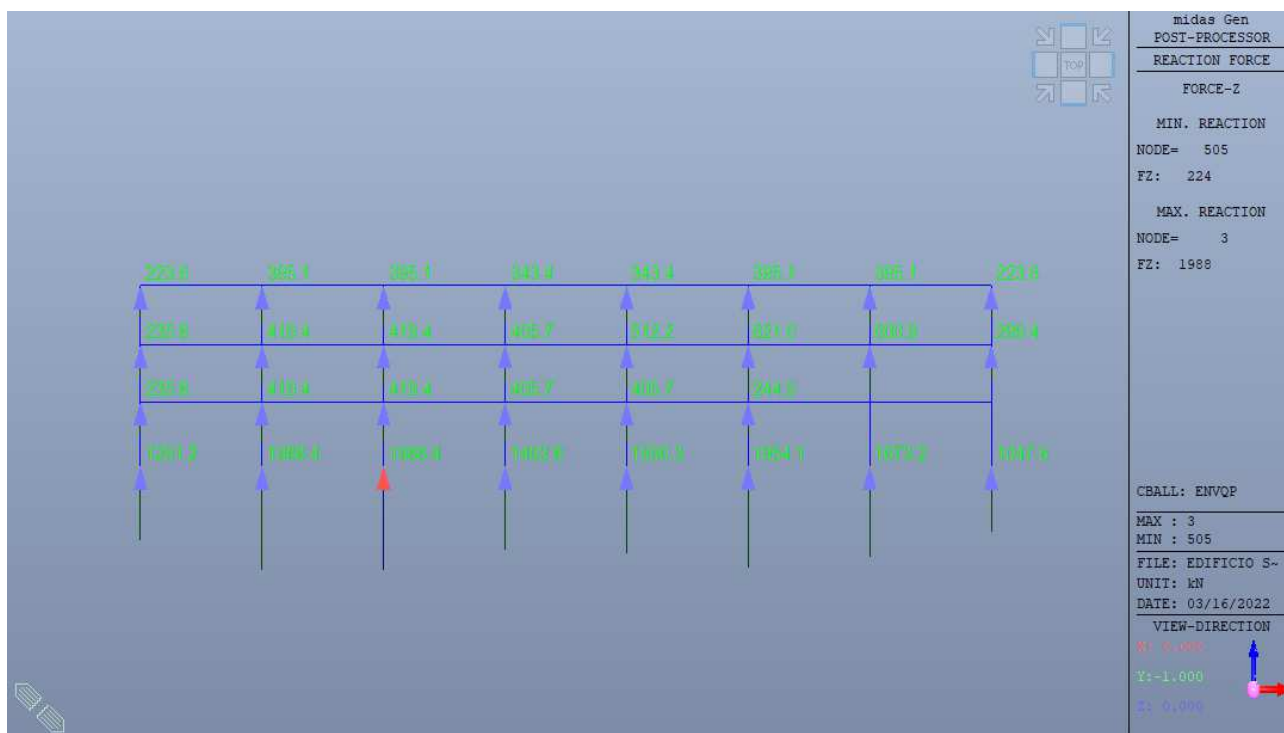


Figura 65 – Reazioni verticali ai vincoli RZ

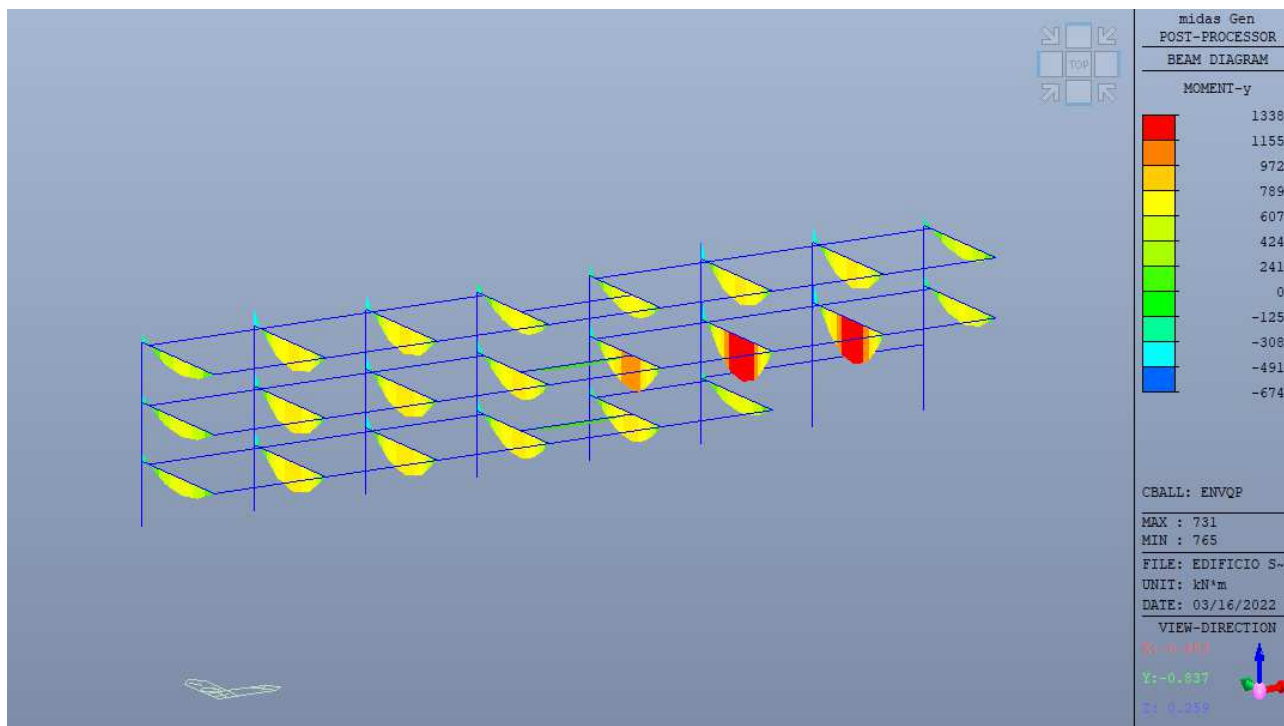


Figura 66 – Momenti MY

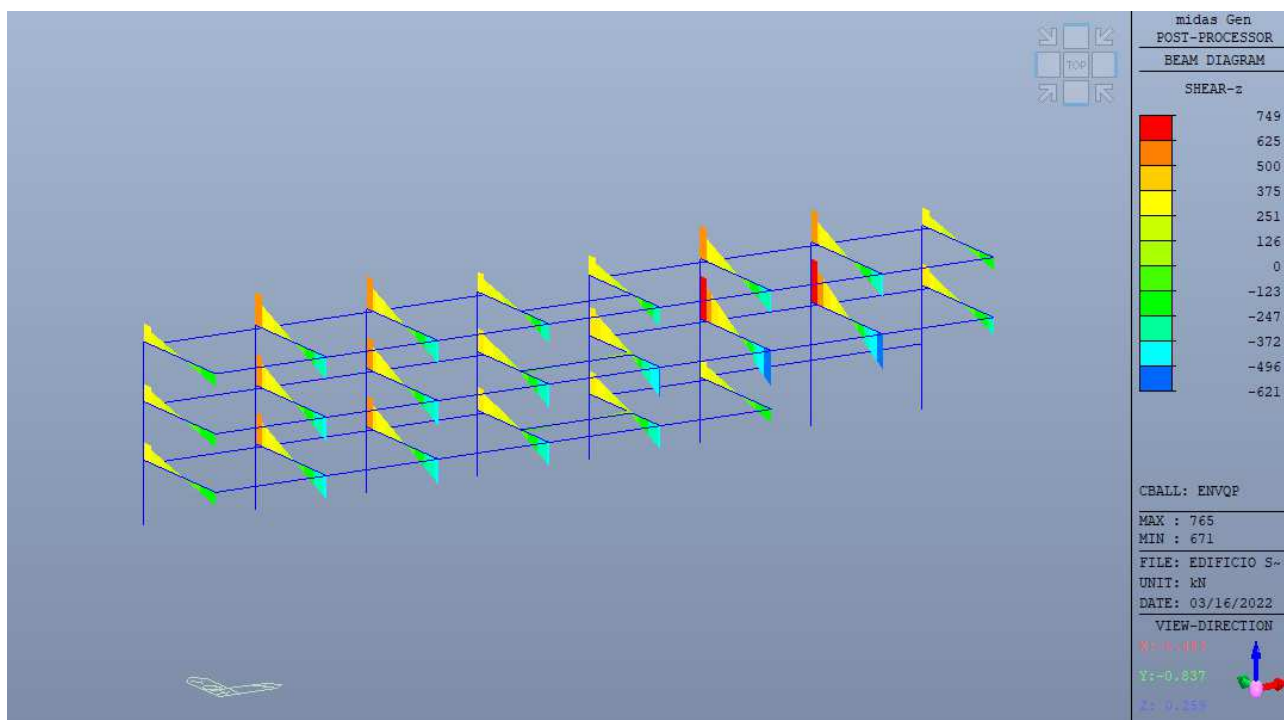


Figura 67 – Taglio FZ

### 11.10.5. Involuppo SLV

Seguono gli involuppi delle sollecitazioni in combinazione SLV:

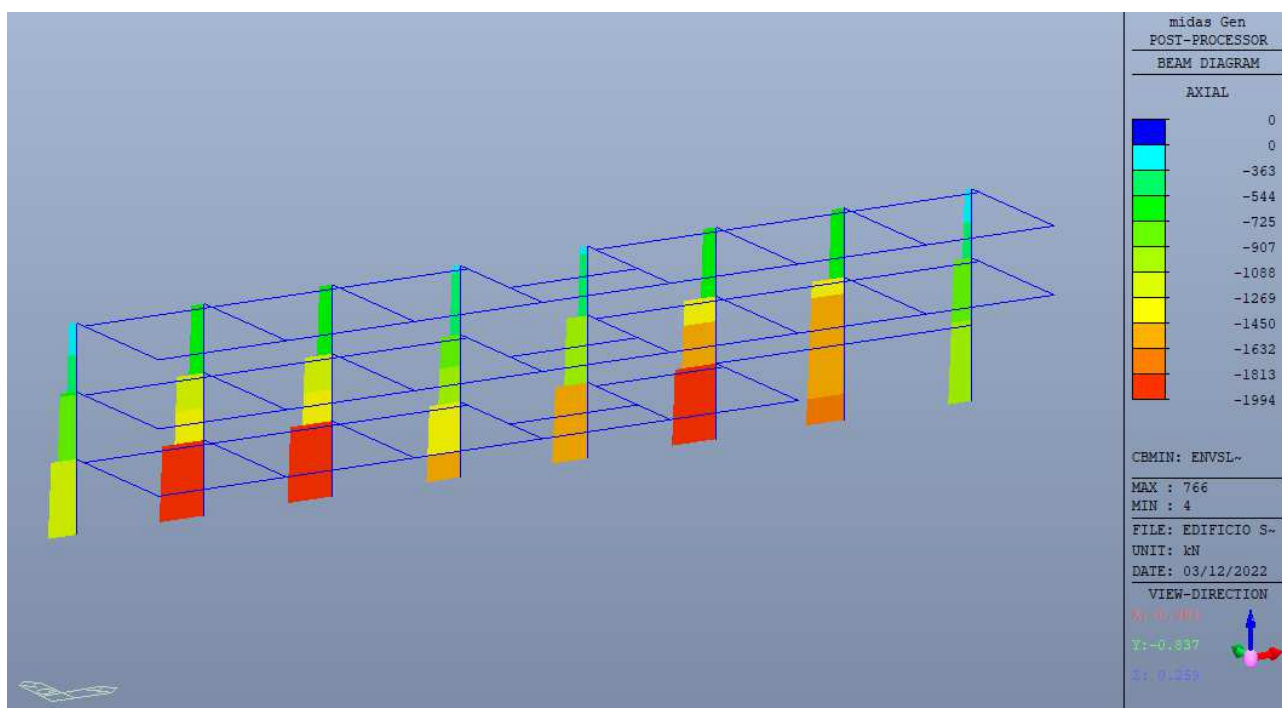


Figura 68 – Azioni assiali FX min

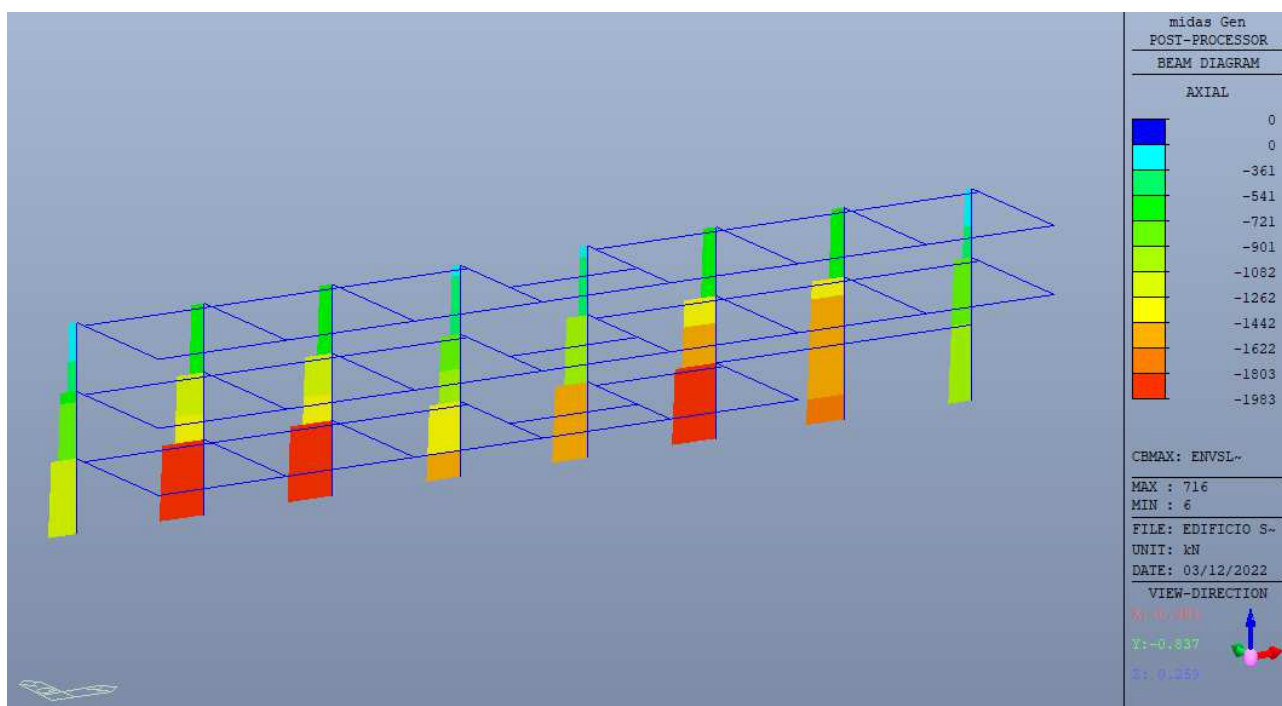


Figura 69 – Azioni assiali FX max

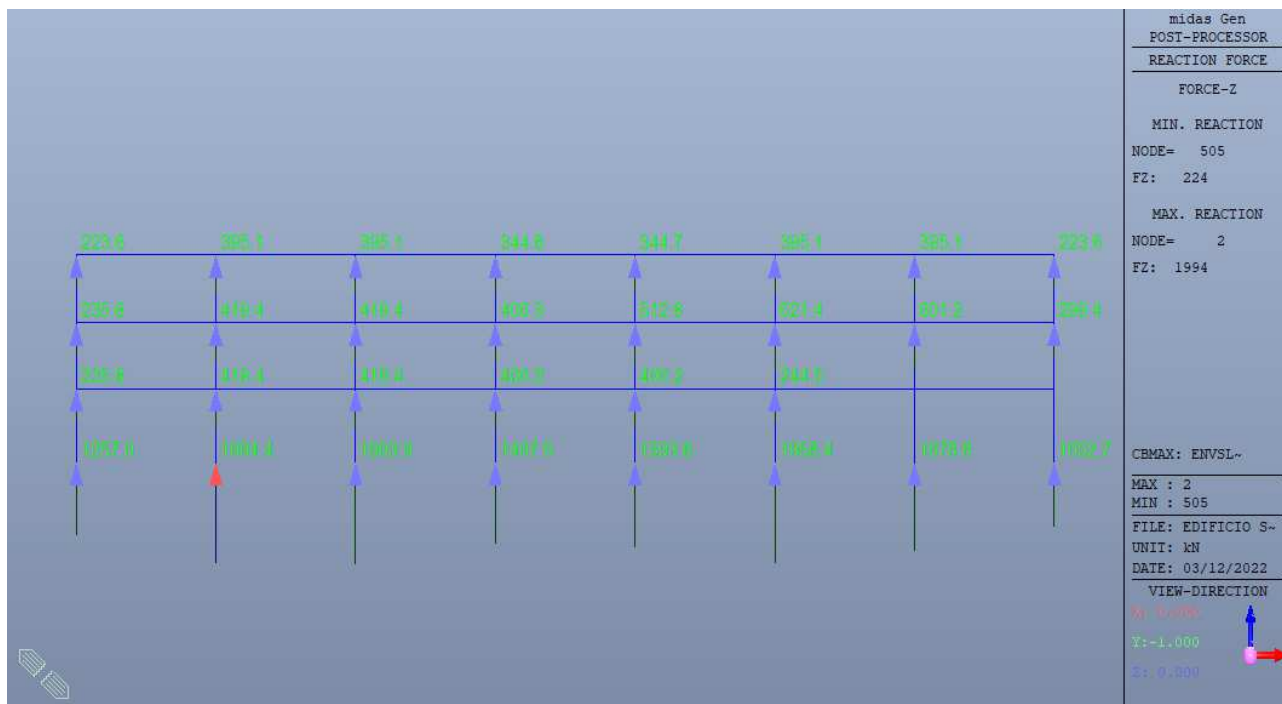


Figura 70 – Reazioni verticali ai vincoli RZ max

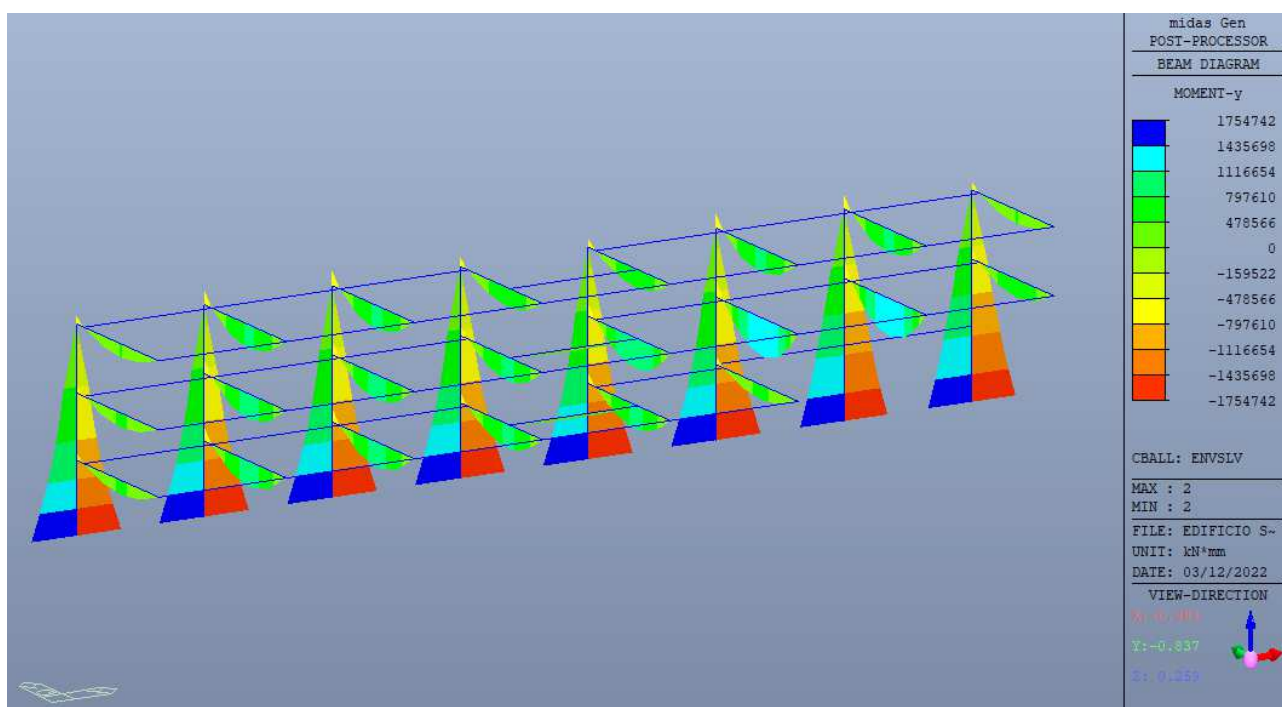


Figura 71 – Momenti MY

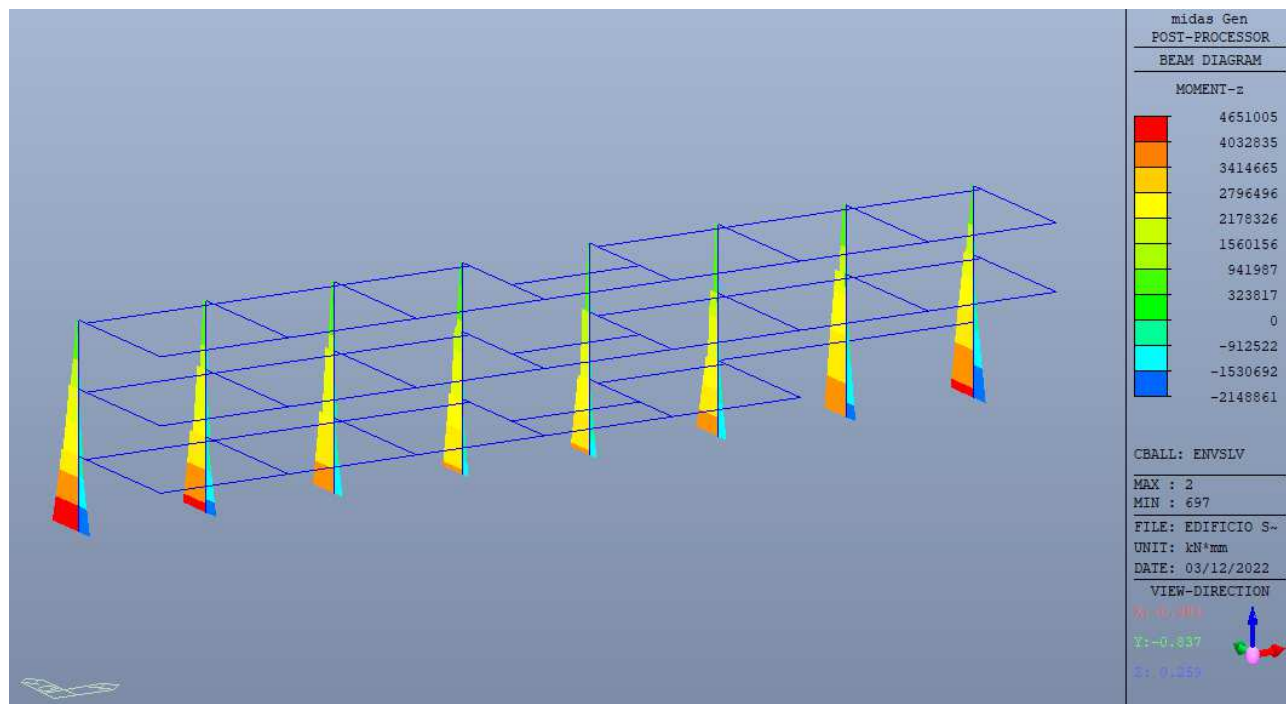


Figura 72 – Momenti MZ

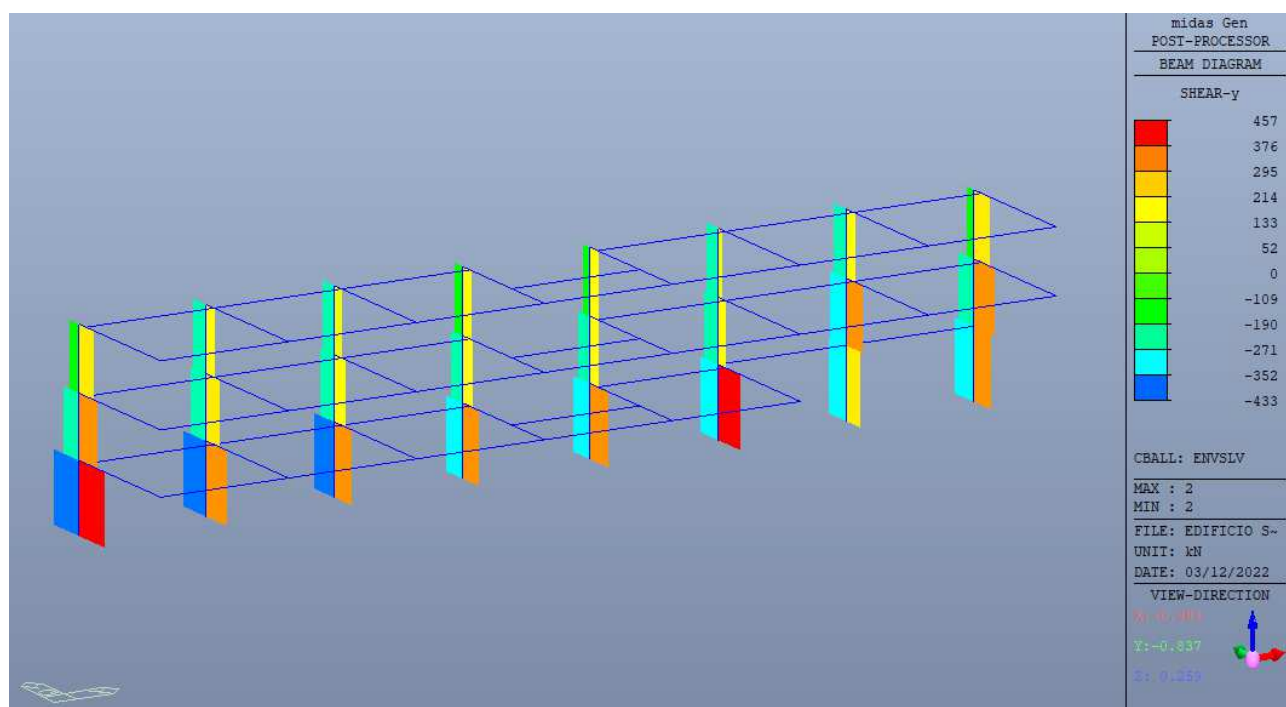


Figura 73 – Tagli FY

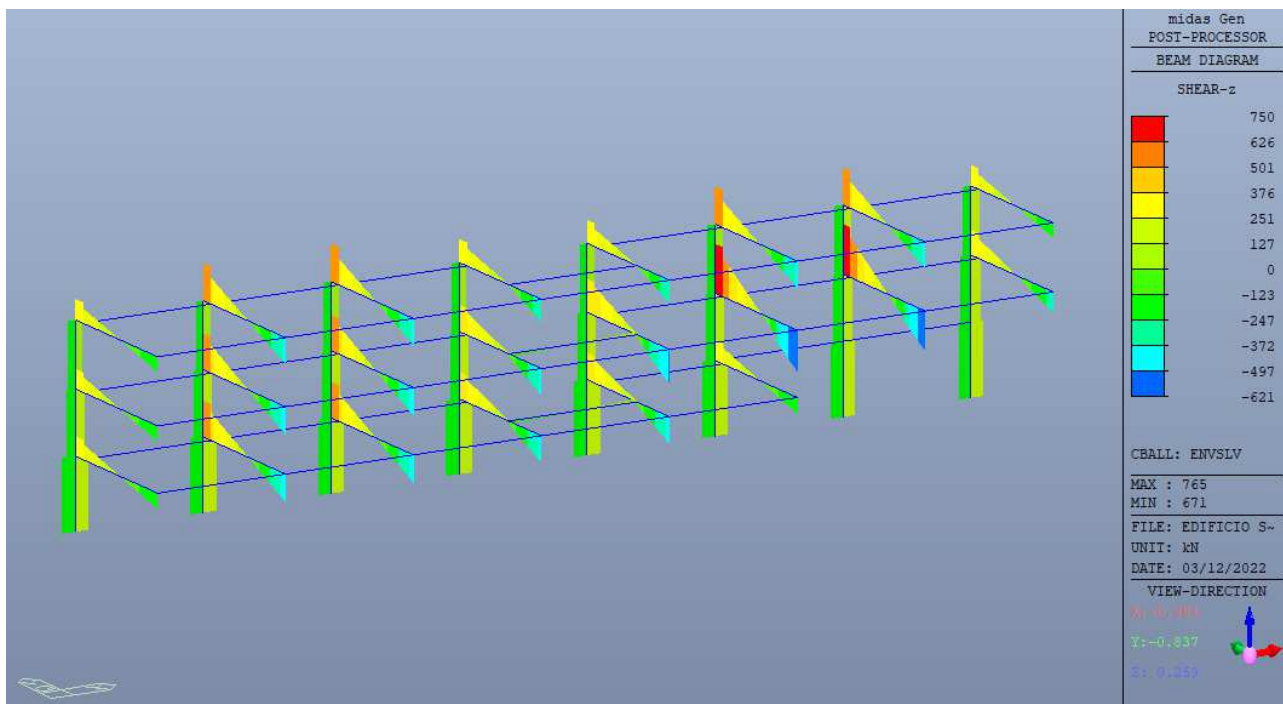


Figura 74 – Tagli FZ

### 11.11. Verifiche

Nella figura seguente, in evidenza la numerazione del nodo alla base dei pilastri.

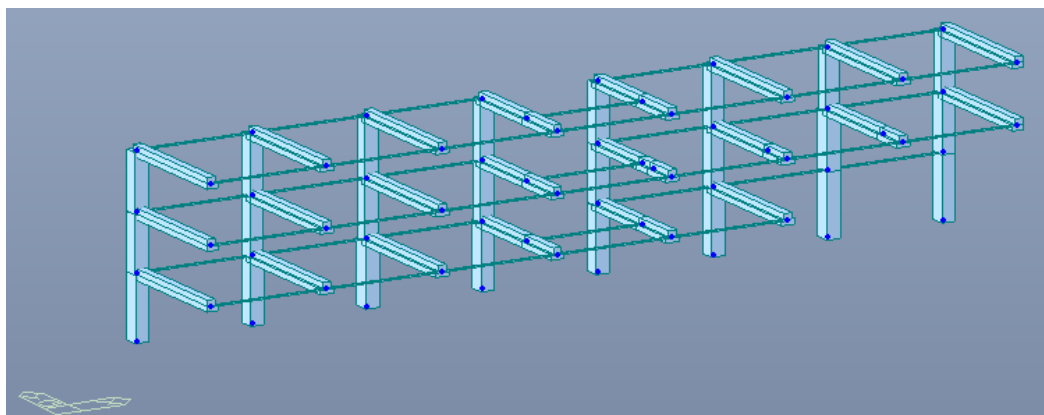


Figura 75 – Identificazione pilastri



Figura 76 – Numerazione base pilastri

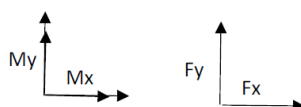
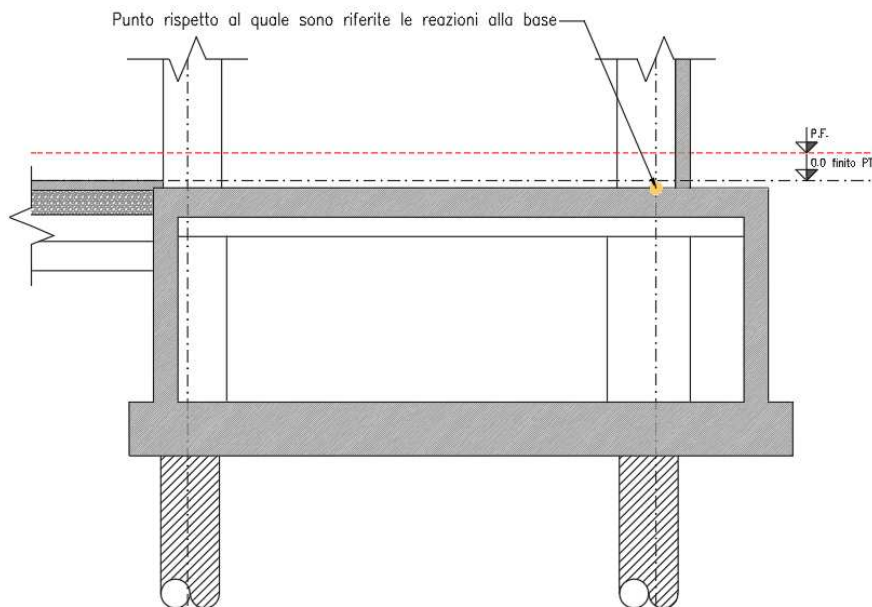


Figura 77 – Sistema di riferimento (piano X-Y)

### 11.11.1. Verifiche strutturali

Nel presente paragrafo si riportano le massime sollecitazioni agenti di taglio e flessione alla base del pilastro, allo SLV e allo SLU.



**Figura 78 – Rappresentazione schematica punto di riferimento per reazioni alla base**

Si riportano di seguito le sollecitazioni alla base dei pilastri (SLV e SLU), in corrispondenza dell'allineamento D.

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)
max	1	SLV17	221	-146	1250	-258	1755
min	1	SLV1	-221	170	1253	-2279	-1755
max	1	SLV32	-22	457	1257	-3047	-363
min	1	SLV16	22	-433	1245	511	363
max	2	SLV23	-22	224	1994	-3047	-363
min	8	SLV5	-100	-339	1042	1768	-652
max	8	SLV5	-100	-339	1042	2149	-652
min	1	SLV32	-22	457	1257	-4651	-363
max	1	SLV17	221	-146	1250	-258	1755
min	1	SLV1	-221	170	1253	-2279	-1755

**Figura 79 – Massime reazioni alla base dei pilastri – SLV – nodi da 1 a 8**

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)
max	8	SLU10	46	-168	1467	-505	175
min	1	SLU13	-48	-129	1210	-241	-179
max	6	SLU12	0	362	2843	-3429	0
min	3	SLU10	21	-180	2843	-823	157
max	2	SLU1	-13	-126	2964	-1240	-94
min	8	SLU13	-29	-143	1021	-75	-162
max	8	SLU14	46	-157	1021	7	175
min	1	SLU12	27	251	1756	-3511	21
max	8	SLU10	46	-168	1467	-505	175
min	1	SLU13	-48	-129	1210	-241	-179
max	1	SLU1	-29	-62	1818	-1367	-107
min	1	SLU1	-29	-62	1818	-1367	-107

**Figura 80 – Massime reazioni alla base dei pilastri – SLU – nodi da 1 a 8**

### 11.12. Verifiche dei pilastri

I pilastri dell'allineamento D hanno le dimensioni di seguito riportate:

	b [cm]	h [cm]
Fili 3-8 – Da piano terra a piano primo	100	120
Fili 3-8 – Da piano primo a copertura	100	100
Fili 9-10 – Da piano terra a piano secondo	100	120
Fili 9-10 – Da piano secondo a copertura	100	100

I pilastri sono in c.a. prefabbricato e, sulla base della tipologia di appartenenza, presentano le stesse caratteristiche di armature a flessione e a taglio, meglio descritte nei paragrafi a seguire; pertanto, per ciascuna tipologia, si procede con la verifica della situazione caratterizzata dal maggior impegno di sollecitazione.

In accordo con il § 7.4.5.1 delle NTC2018, nelle strutture incastrate alla base e orizzontamenti collegati ad essi mediante cerniere fisse, la dissipazione di energia avviene unicamente nelle sezioni dei pilastri allo spicco delle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base. Per assicurare l'efficacia di tale dissipazione, in tali zone è richiesta la verifica di duttilità, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati. In accordo con quanto specificato nel § 7.3.6.1. delle NTC2018, la capacità in duttilità deve essere almeno pari a 1,2 volte la domanda in duttilità locale valutata in corrispondenza dello SLV.

In accordo con il § 7.4.4.1.2, la domanda di duttilità di curvatura allo SLC può essere valutata come:

$$\mu_{\phi,SLC} = 1.2(2q_0 - 1) = 2.4$$

La capacità di duttilità allo SLV può essere calcolata separatamente per le due direzioni principali ed è definita al § 4.1.2.3.4.2 mediante l'espressione:

$$\mu_{\phi,SLV} = \frac{M'_{yd}}{M_{Rd}} \cdot \frac{\phi_{ud}}{\phi'_{yd}}$$

dove:

- $\phi'_{ud}$  è la minore tra la curvatura a cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione (ramo post-critico) e quella a cui corrisponde il raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo e/o acciaio;
- $\phi'_{yd}$  è la minore tra la curvatura calcolata in corrispondenza dello snervamento dell'armatura tesa e la curvatura calcolata in corrispondenza della deformazione di picco ( $\epsilon_{c2}$  se si usa il

modello parabola-rettangolo oppure  $\varepsilon_{c3}$  se si usa il modello triangolo-rettangolo) del calcestruzzo compresso;

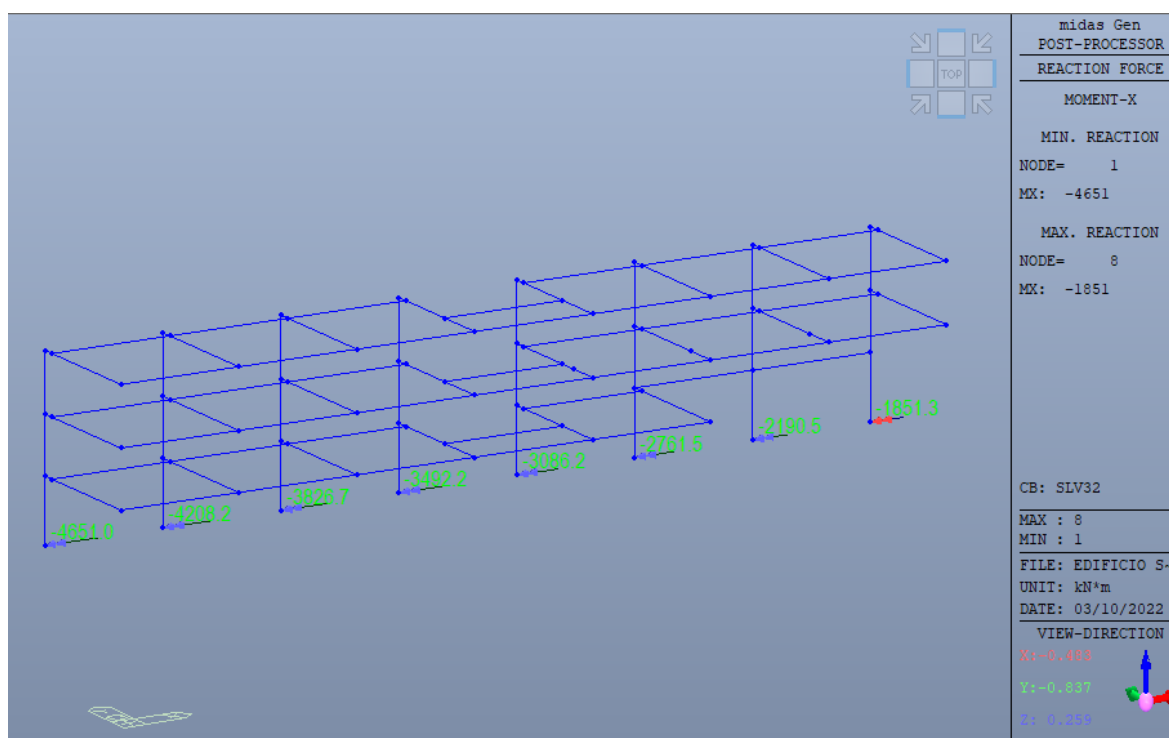
- $M_{Rd}$  è il momento resistente della sezione allo SLU
- $M'_{yd}$  è il momento corrispondente a  $\Phi'_{yd}$  e può essere assunto come momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico.

Alla luce di tale considerazione, per garantire adeguate capacità rotazionali, seppur la struttura sia di tipo non dissipativo, è necessario eseguire verifiche di duttilità allo spiccato delle fondazioni.

### 11.12.1. Verifiche strutturali

Le sollecitazioni dimensionanti di taglio e flessione sono compendiate nei paragrafi precedenti della presente relazione.

SOLLECITAZIONI ULTIME SLV						
Sezione	Condizione di carico	N [KN]	$M_x$ [KNm]	$M_y$ [KNm]	$V_x$ [KN]	$V_y$ [KN]
100x120 cm	SLV - Comb. 1	1257	4651	363	-22	457
	SLV - Comb. 2	1253	2279	1755	-221	170



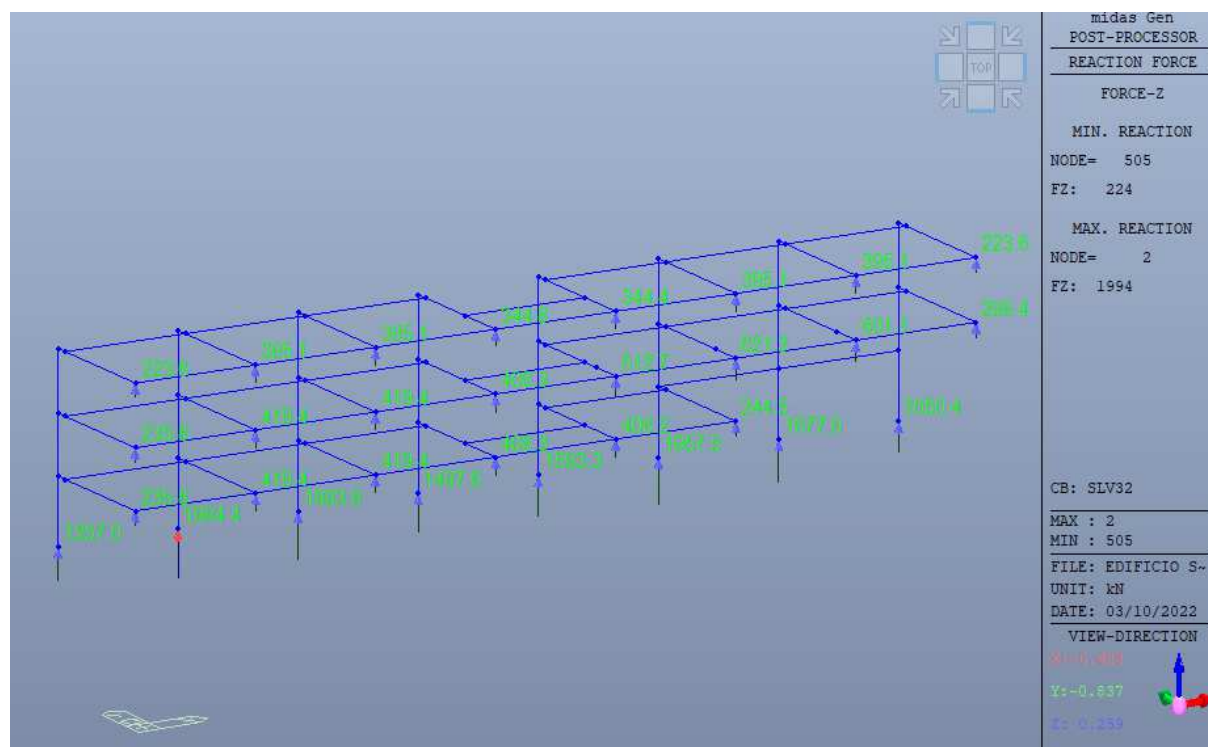
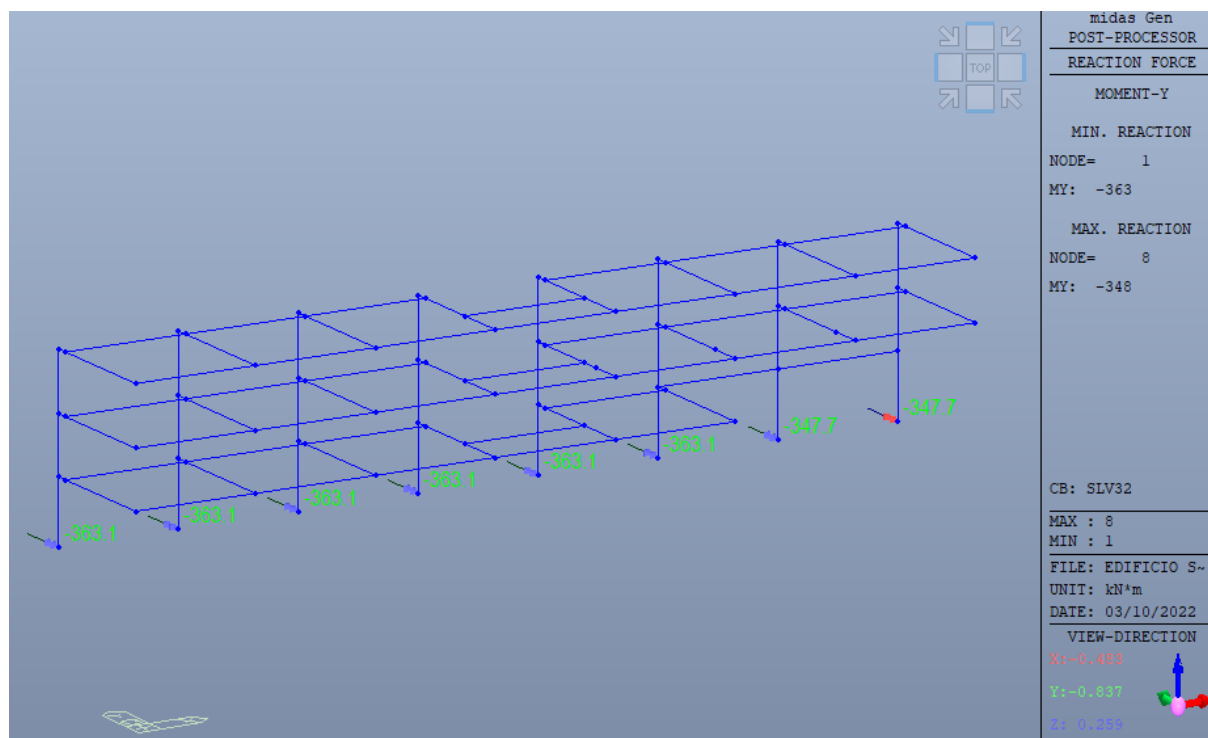
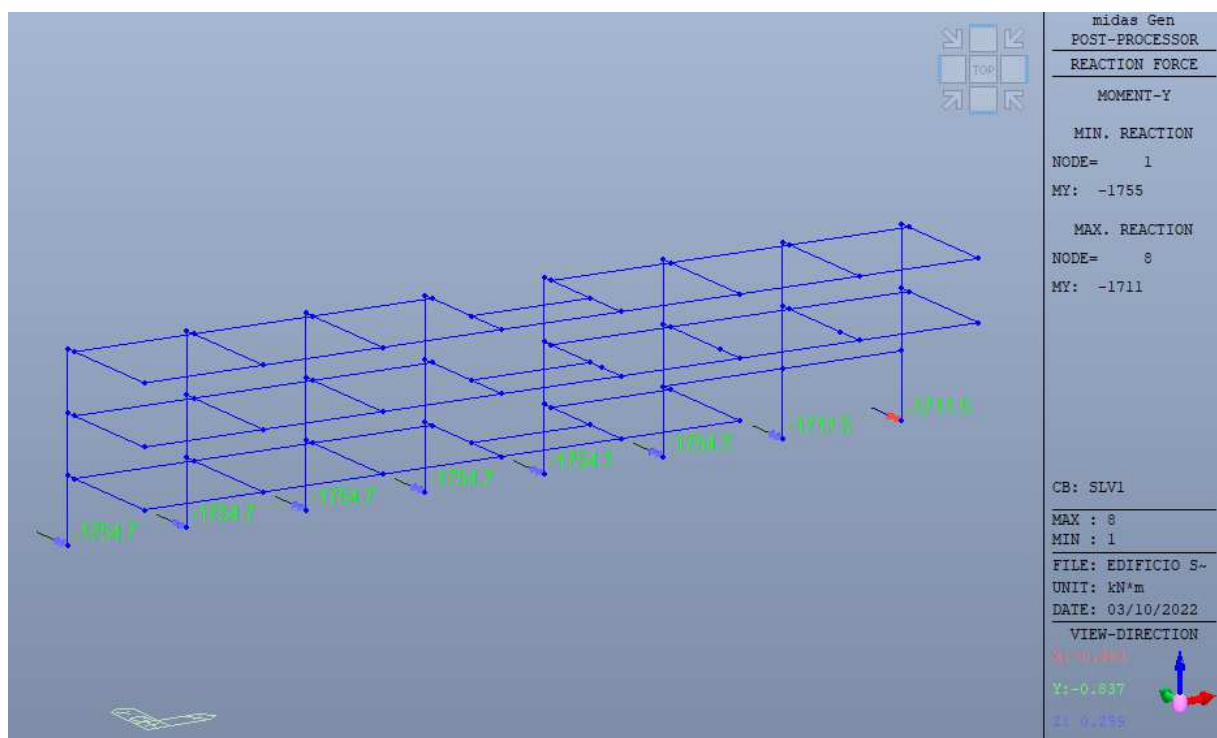
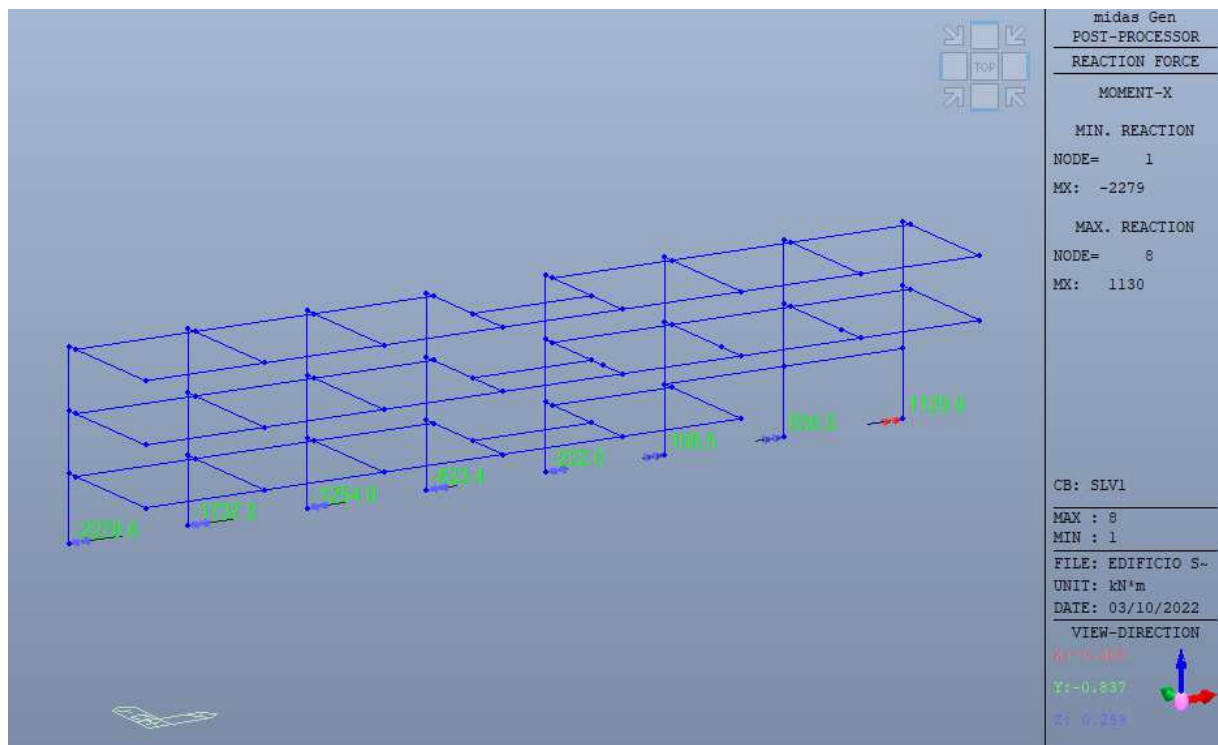


Figura 81 - SLV - Comb 1



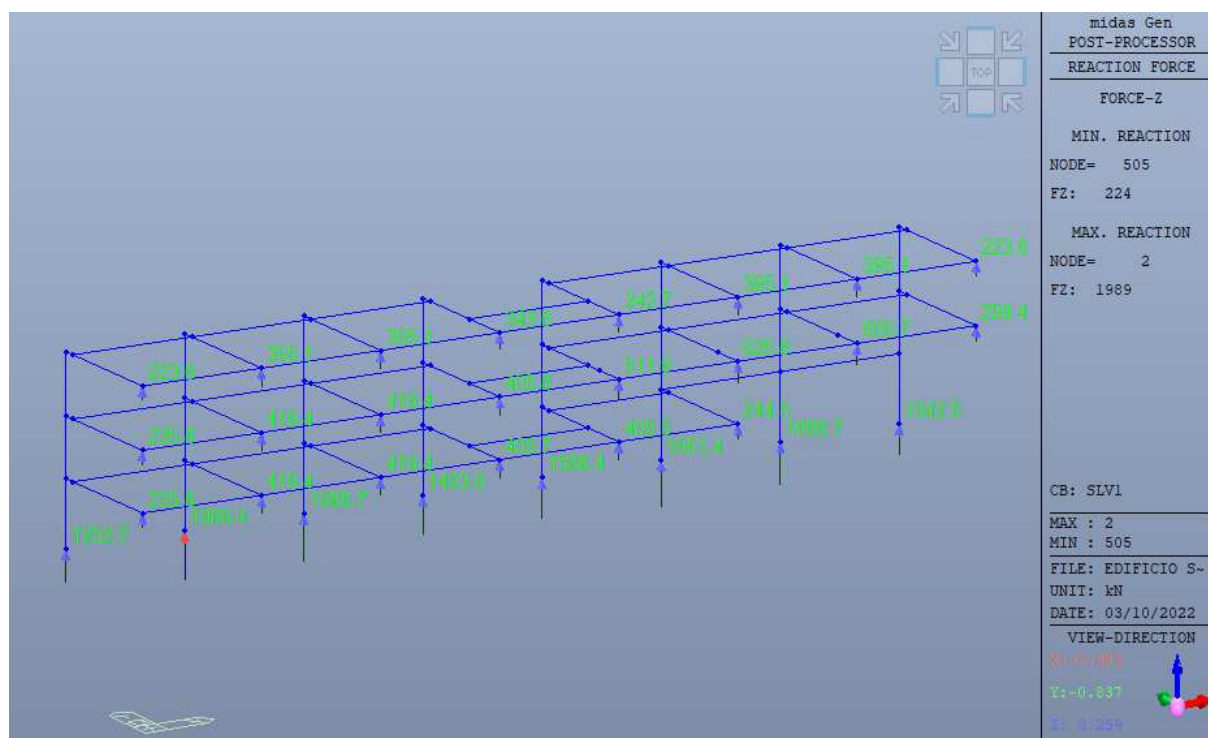


Figura 82 - SLV - Comb 2

SOLLECITAZIONI ULTIME SLV						
Sezione	Condizione di carico	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	V <sub>x</sub> [kN]	V <sub>y</sub> [kN]
100x100 cm	SLV - Comb. 1	822	2744	208	24	333
	SLV - Comb. 2	816	1313	945	155	120

#### 11.12.1.1. Sezione 100x120cm - Diagrammi M-N – SLV

La sezione alla base del pilastro è armata con 48 $\phi$ 30, disposti come rappresentato in figura.

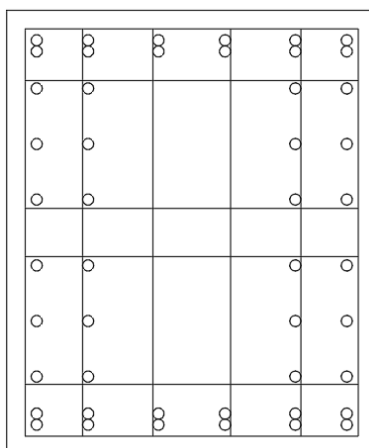
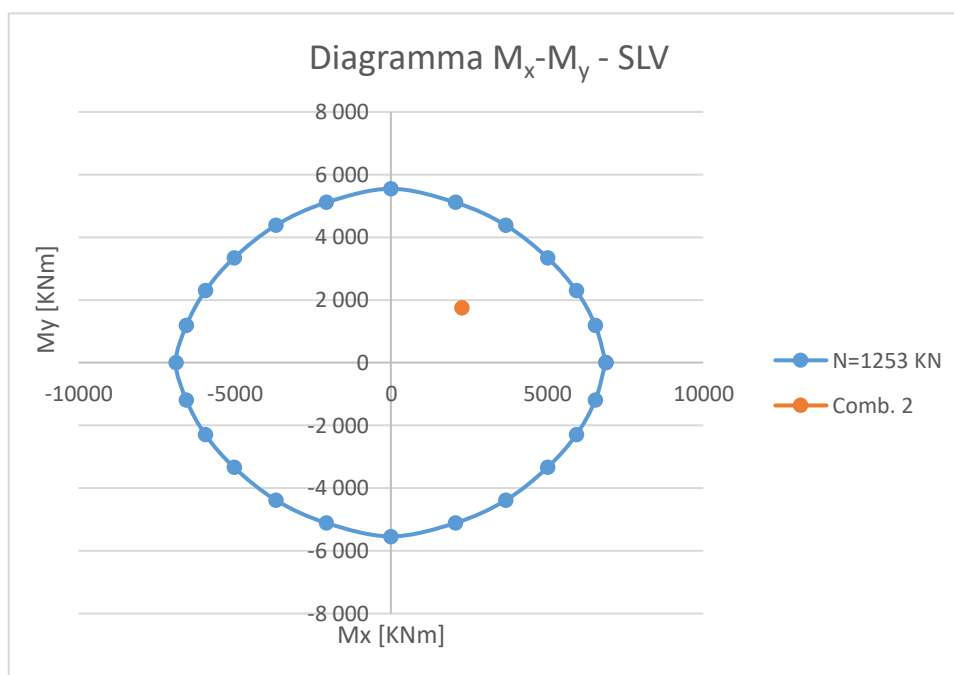
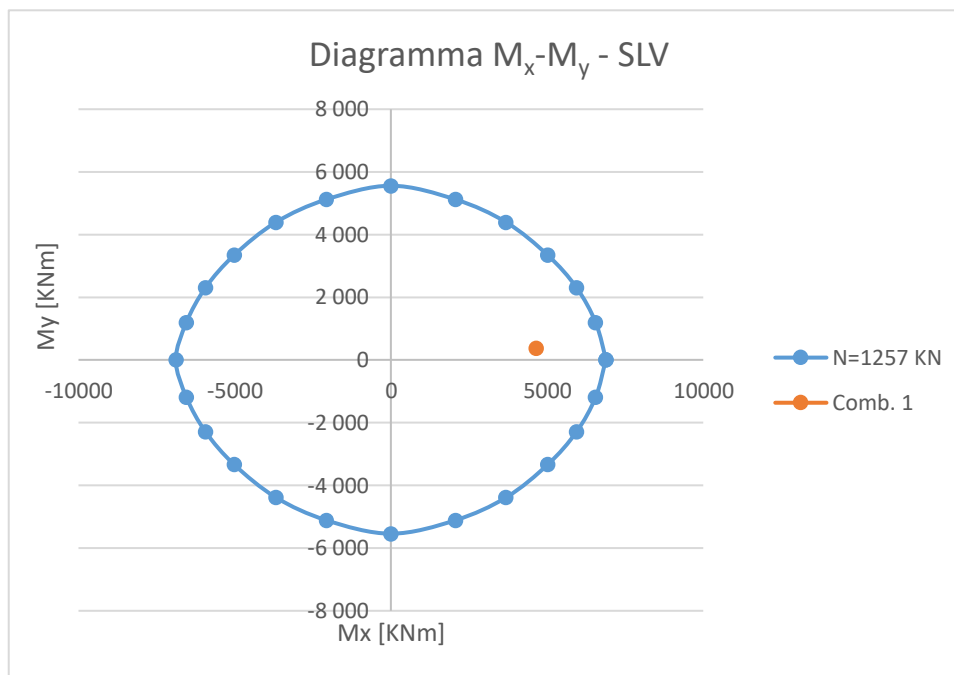


Figura 83 - Disposizione armature nel pilastro 100x120



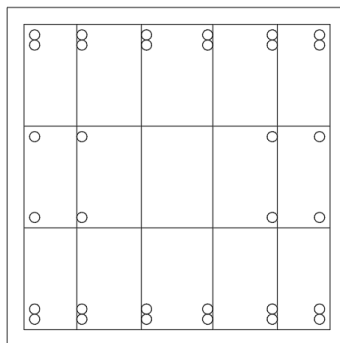
SOLLECITAZIONI ULTIME SLV – MRd ultimo						
Comb.	$N_{Ed}$ [KN]	$M_{x,Ed}$ [KNm]	$M_{y,Ed}$ [KNm]	$M_{xu}$ [KNm]	$M_{yu}$ [KNm]	c.s.
1	1257	4651	363	6774	552	1.46
2	1253	2279	1755	4619	3689	2.10

SOLLECITAZIONI ULTIME SLV – $M'_{yd}$ (campo sostanzialmente elastico)						
Comb.	$N_{Ed}$ [KN]	$M_{x,Ed}$ [KNm]	$M_{y,Ed}$ [KNm]	$M_{xu}$ [KNm]	$M_{yu}$ [KNm]	c.s.
1	1257	4651	363	4975	436	1.07
2	1253	2279	1755	3154	2438	1.38

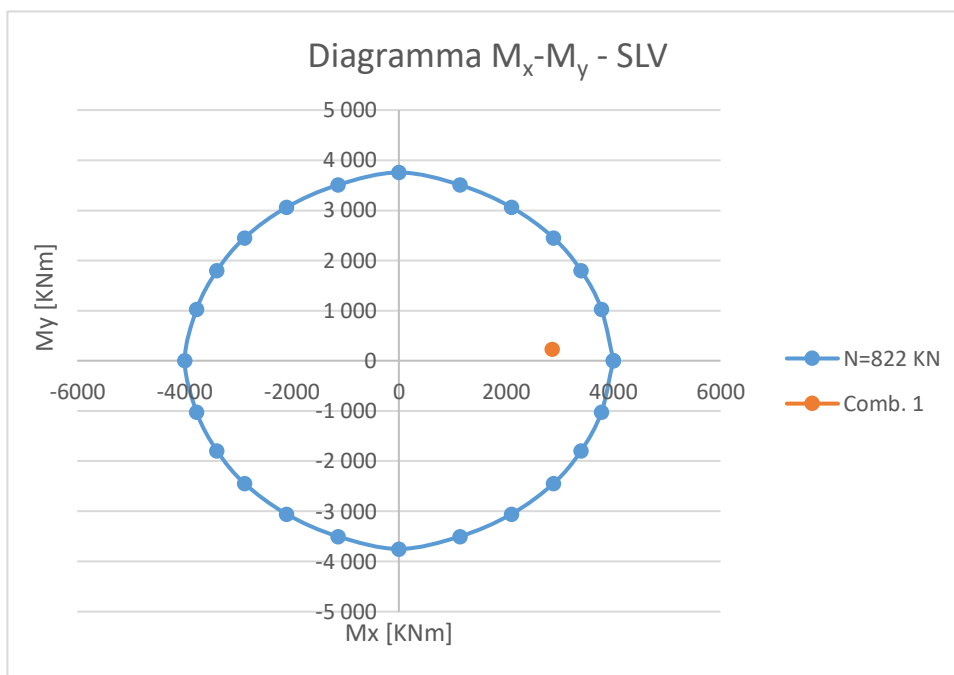
ASSE X: duttilità per  $N_{MAX\_SLV}=2000$  KN  $\rightarrow \mu_{\phi}=3,17 > \mu_{\phi,SLC}=2,4$

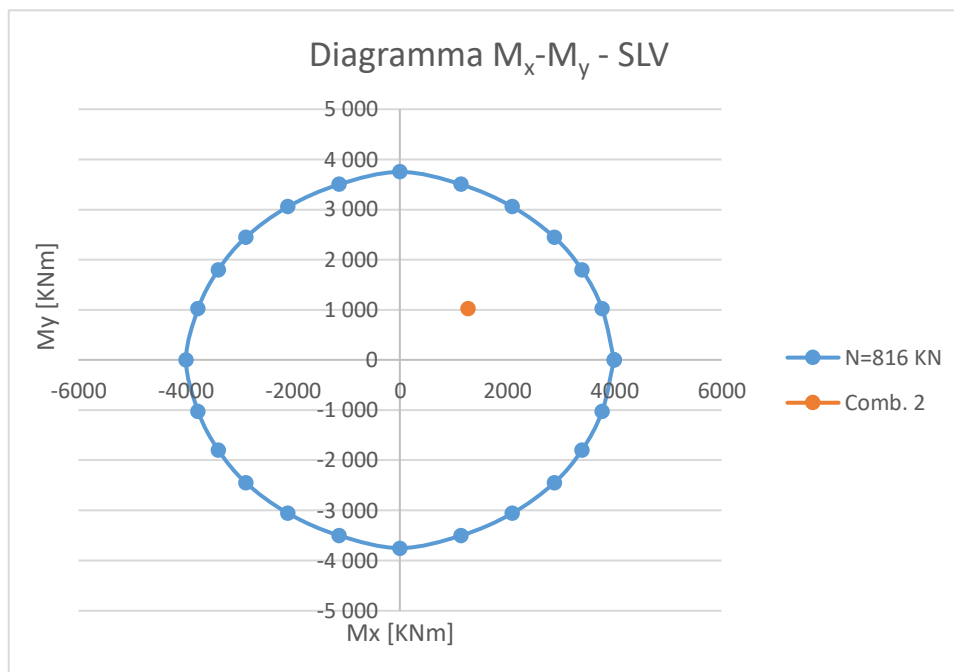
ASSE Y: duttilità per  $N_{MAX\_SLV}=2000$  KN  $\rightarrow \mu_{\phi}=3,11 > \mu_{\phi,SLC}=2,4$

#### 11.12.1.2. Sezione 100x100cm - Diagrammi M-N – SLV



**Figura 84 - Disposizione armature nel pilastro 100x100**





SOLLECITAZIONI ULTIME SLV – $M_{Rd}$ ultimo						
Comb.	$N_{Ed}$ [KN]	$M_{x,Ed}$ [KNm]	$M_{y,Ed}$ [KNm]	$M_{xu}$ [KNm]	$M_{yu}$ [KNm]	c.s.
1	822	2744	208	3968	355	1.45
2	816	1313	945	3966	355	

SOLLECITAZIONI ULTIME SLV – $M'_{yd}$ (campo sostanzialmente elastico)						
Comb.	$N_{Ed}$ [KN]	$M_{x,Ed}$ [KNm]	$M_{y,Ed}$ [KNm]	$M_{xu}$ [KNm]	$M_{yu}$ [KNm]	c.s.
1	822	2744	208	3077	258	1.12
2	816	1313	945	2062	1510	1.57

### 11.12.1.3. Verifica a taglio

Sezione 100x120cm

## VERIFICA A TAGLIO DELLE SEZIONI IN C.A.

Normativa di riferimento: D.M. 17/01/2018 NTC + Circ. 617/2009 e s.m.i.

Rif. Commessa	<b>Rovato</b>	Rif. elem.	<b>Filo D - Vx</b>
---------------	---------------	------------	--------------------

### CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	<b>50 anni</b>
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.617/09)	elemento	<b>Altro c.a.</b>
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	<b>Ordinarie</b>

### MATERIALI IMPIEGATI

*Calcestruzzo*

Livello di conoscenza (Tab. C8A.1.2 Circ.617/09)	LC	<b>Nuovo</b>	
Modalità di getto dell'elemento	getto	<b>Opera</b>	
Classe di resistenza del calcestruzzo	C <sub>fdk</sub> /R <sub>ck</sub>	<b>C45/55</b>	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f <sub>cd</sub>	<b>25.87</b>	MPa

#### Acciaio in tondo da c.a.

Livello di conoscenza	LC	<b>Nuovo</b>	
Acciaio	NTC	tipo	<b>B450C</b> MPa
Resistenza di progetto dell'acciaio	f <sub>yd</sub>	<b>391.30</b>	MPa

### GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Base della sezione	b <sub>w</sub>	<b>1200</b>	mm
Altezza della sezione	h	<b>1000</b>	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.617/09)	c	-	mm
Copriferro personalizzato	c <sub>pers</sub>	<b>50</b>	mm
Altezza utile della sezione	d <sub>i</sub>	<b>919</b>	mm

### DATI DI ARMATURA

Numero ferri longitudinali corrente teso	n <sub>sl</sub>	<b>12</b>	ad
Diametro ferri longitudinali corrente teso (ai sensi della 4.1.23 NTC)	φ <sub>sl</sub>	<b>30</b>	mm
Area totale ferri longitudinali corrente teso	A <sub>sl</sub>	<b>8482</b>	mm <sup>2</sup>
Presenza di armatura resistente a taglio	A <sub>tag</sub>	<b>SI</b>	
Diametro staffe	φ <sub>sw</sub>	<b>16</b>	mm
Numero bracci staffe	n <sub>b</sub>	<b>4</b>	ad
Passo staffe	s <sub>w</sub>	<b>150</b>	mm
Angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse dell'elemento	α <sub>w</sub>	<b>90</b>	deg
Area totale staffe in un metro di elemento	A <sub>sw/m</sub>	<b>5362</b>	mm <sup>2</sup> /m
Numero ferri piegati in parallelo	n <sub>p</sub>	<b>0</b>	ad
Diametro ferri piegati	φ <sub>p</sub>	<b>0</b>	mm
Passo ferri piegati (misurato nel senso longitudinale dell'elemento)	s <sub>p</sub>	<b>0</b>	mm
Angolo di inclinazione dei ferri piegati rispetto all'asse dell'elemento	α <sub>p</sub>	<b>0</b>	deg
Area totale piegati in un metro di elemento	A <sub>sp/m</sub>	<b>0</b>	mm <sup>2</sup> /m

### DATI DI SOLLECITAZIONE

Taglio agente in comb. ultima SLU-SLV	V <sub>Ed</sub>	<b>250.00</b>	kN
Azione assiale agente in comb. ultima SLU-SLV (compressioni positive)	N <sub>Ed</sub>	<b>0.00</b>	kN

### DATI DI CALCOLO

Contributo alla resistenza dell'armatura longitudinale	eff. spin.	<b>SI</b>	
Inclinazione della biella compressa	ctgθ	<b>1.50</b>	ad
Angolo di inclinazione della biella compressa	θ	<b>33.69</b>	deg
Parametri di calcolo della resistenza a taglio V <sub>Rd,max</sub> per elementi senza apposite armature trasversali (§ 4.1.23 NTC)	k	<b>1.47</b>	ad
	v <sub>min</sub>	<b>0.42</b>	ad
	ρ <sub>l</sub>	<b>7.69E-03</b>	ad
Tensione media di compressione nella sezione	σ <sub>cp</sub>	<b>0.00</b>	MPa

### VERIFICA A ROTTURA PER TAGLIO

§ 4.1.2.3.5 NTC

Resistenza a taglio in assenza di specifica armatura (4.1.23 NTC)	V <sub>Rd,max</sub>	<b>635.50</b>	kN
Resistenza a taglio-compressione (4.1.28 NTC)	V <sub>Rcd</sub>	<b>5924.96</b>	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo staffe (4.1.27 NTC)	V <sub>Rsd,w</sub>	<b>2602.93</b>	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo ferri piegati (4.1.27 NTC)	V <sub>Rsd,p</sub>	<b>0.00</b>	kN
Resistenza a taglio-trazione elemento (4.1.27 NTC)	V <sub>Rsd</sub>	<b>2602.93</b>	kN
Resistenza a taglio dell'elemento (4.1.29 NTC)	V <sub>Rd</sub>	<b>2602.93</b>	kN
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>c.s.</b>	<b>&gt;&gt;1</b>	

## VERIFICA A TAGLIO DELLE SEZIONI IN C.A.

Normativa di riferimento: D.M. 17/01/2018 NTC + Circ. 617/2009 e s.m.i.

Rif. Commessa	<b>Rovato</b>	Rif. elem.	<b>Filo D - Vy</b>
---------------	---------------	------------	--------------------

### CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	V <sub>N</sub>	<b>50 anni</b>
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.617/09)	elemento	<b>Altro c.a.</b>
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	<b>Ordinarie</b>

### MATERIALI IMPIEGATI

#### Calcestruzzo

Livello di conoscenza (Tab. C8A.1.2 Circ.617/09)	LC	<b>Nuovo</b>
Modalità di getto dell'elemento	getto	<b>Opera</b>
Classe di resistenza del calcestruzzo	C <sub>fk</sub> /R <sub>ck</sub>	<b>C45/55</b> MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f <sub>cd</sub>	<b>25.87</b> MPa

#### Acciaio in tondo da c.a.

Livello di conoscenza	LC	<b>Nuovo</b>
Acciaio	NTC tipo	<b>B450C</b> MPa
Resistenza di progetto dell'acciaio	f <sub>yd</sub>	<b>391.30</b> MPa

### GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Base della sezione	b <sub>w</sub>	<b>1000</b>	mm
Altezza della sezione	h	<b>1200</b>	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.617/09)	c	-	mm
Copriferro personalizzato	c <sub>pers</sub>	<b>50</b>	mm
Altezza utile della sezione	d <sub>i</sub>	<b>1119</b>	mm

### DATI DI ARMATURA

Numero ferri longitudinali corrente teso	n <sub>sl</sub>	12	ad
Diametro ferri longitudinali corrente teso (ai sensi della 4.1.23 NTC)	φ <sub>sl</sub>	30	mm
Area totale ferri longitudinali corrente teso	A <sub>sl</sub>	8482	mm2
Presenza di armatura resistente a taglio	A <sub>tag</sub>	SI	
Diametro staffe	φ <sub>sw</sub>	16	mm
Numero bracci staffe	n <sub>b</sub>	4	ad
Passo staffe	s <sub>w</sub>	150	mm
Angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse dell'elemento	α <sub>w</sub>	90	deg
Area totale staffe in un metro di elemento	A <sub>sw/m</sub>	5362	mm2/m
Numero ferri piegati in parallelo	n <sub>p</sub>	0	ad
Diametro ferri piegati	φ <sub>p</sub>	0	mm
Passo ferri piegati (misurato nel senso longitudinale dell'elemento)	s <sub>p</sub>	0	mm
Angolo di inclinazione dei ferri piegati rispetto all'asse dell'elemento	α <sub>p</sub>	0	deg
Area totale piegati in un metro di elemento	A <sub>sp/m</sub>	0	mm2/m

### DATI DI SOLLECITAZIONE

Taglio agente in comb. ultima SLU-SLV	V <sub>Ed</sub>	<b>500.00</b>	kN
Azione assiale agente in comb. ultima SLU-SLV (compressioni positive)	N <sub>Ed</sub>	<b>0.00</b>	kN

### DATI DI CALCOLO

Contributo alla resistenza dell'armatura longitudinale	eff. spin.	<b>SI</b>
--	------------	-----------

Inclinazione della biella compressa	ctgθ	<b>1.50</b>	ad
Angolo di inclinazione della biella compressa	θ	<b>33.69</b>	deg
Parametri di calcolo della resistenza a taglio $V_{Rd,max}$ per elementi senza apposite armature trasversali (§ 4.1.23 NTC)	k	<b>1.42</b>	ad
	$v_{min}$	<b>0.40</b>	ad
	$\rho_l$	<b>7.58E-03</b>	ad
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	<b>0.00</b>	MPa

## VERIFICA A ROTTURA PER TAGLIO

§ 4.1.2.3.5 NTC

Resistenza a taglio in assenza di specifica armatura (4.1.23 NTC)	$V_{Rd,max}$	<b>622.57</b>	kN
Resistenza a taglio-compressione (4.1.28 NTC)	$V_{Rcd}$	<b>6012.00</b>	kN
Resistenza a taglio-trazione contribuito staffe (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,w}$	<b>3169.40</b>	kN
Resistenza a taglio-trazione contribuito ferri piegati (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,p}$	<b>0.00</b>	kN
Resistenza a taglio-trazione elemento (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd}$	<b>3169.40</b>	kN
Resistenza a taglio dell'elemento (4.1.29 NTC)	$V_{Rd}$	<b>3169.40</b>	kN
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>c.s.</b>	<b>6.3</b>	

$$\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,x}} + \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,y}} = 0,25 < 1 \text{ Verifica soddisfatta}$$

Sezione 100x100cm

## VERIFICA A TAGLIO DELLE SEZIONI IN C.A.

Normativa di riferimento: D.M. 17/01/2018 NTC + Circ. 617/2009 e s.m.i.

Rif. Commessa	<b>Rovato</b>	Rif. elem.	<b>Filo D - Vx</b>
---------------	---------------	------------	--------------------

## CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	$V_N$	<b>50 anni</b>
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.617/09)	elemento	<b>Altro c.a.</b>
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	<b>Ordinarie</b>

## MATERIALI IMPIEGATI

### Calcestruzzo

Livello di conoscenza (Tab. C8A.1.2 Circ.617/09)	LC	<b>Nuovo</b>
Modalità di getto dell'elemento	getto	<b>Opera</b>
Classe di resistenza del calcestruzzo	$C_{fck}/R_{ck}$	<b>C45/55</b> MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	<b>25.87</b> MPa

### Acciaio in tondo da c.a.

Livello di conoscenza	LC	<b>Nuovo</b>
Acciaio <b>NTC</b>	tipo	<b>B450C</b> MPa
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd}$	<b>391.30</b> MPa

## GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Base della sezione	$b_w$	<b>1000</b>	mm
Altezza della sezione	$h$	<b>1000</b>	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.617/09)	$c$	<b>-</b>	mm
Copriferro personalizzato	$c_{pers}$	<b>50</b>	mm
Altezza utile della sezione	$d_l$	<b>919</b>	mm

## DATI DI ARMATURA

Numero ferri longitudinali corrente teso	nsl	12	ad
Diametro ferri longitudinali corrente teso (ai sensi della 4.1.23 NTC)	$\phi_{sl}$	30	mm
Area totale ferri longitudinali corrente teso	A <sub>sl</sub>	8482	mm <sup>2</sup>
Presenza di armatura resistente a taglio	A <sub>tag</sub>	SI	
Diametro staffe	$\phi_{sw}$	16	mm
Numero bracci staffe	nb	4	ad
Passo staffe	sw	150	mm
Angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse dell'elemento	$\alpha_w$	90	deg
Area totale staffe in un metro di elemento	A <sub>sw/m</sub>	5362	mm <sup>2</sup> /m
Numero ferri piegati in parallelo	np	0	ad
Diametro ferri piegati	$\phi_p$	0	mm
Passo ferri piegati (misurato nel senso longitudinale dell'elemento)	sp	0	mm
Angolo di inclinazione dei ferri piegati rispetto all'asse dell'elemento	$\alpha_p$	0	deg
Area totale piegati in un metro di elemento	A <sub>sp/m</sub>	0	mm <sup>2</sup> /m

### DATI DI SOLLECITAZIONE

Taglio agente in comb. ultima SLU-SLV	V <sub>Ed</sub>	160.00	kN
Azione assiale agente in comb. ultima SLU-SLV (compressioni positive)	N <sub>Ed</sub>	0.00	kN

### DATI DI CALCOLO

Contributo alla resistenza dell'armatura longitudinale	eff. spin.	SI	
Inclinazione della biella compressa	ctg $\theta$	1.50	ad
Angolo di inclinazione della biella compressa	$\theta$	33.69	deg
Parametri di calcolo della resistenza a taglio V <sub>Rd,max</sub> per elementi senza apposite armature trasversali (§ 4.1.23 NTC)	k	1.47	ad
	v <sub>min</sub>	0.42	ad
	$\rho_l$	9.23E-03	ad
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	0.00	MPa

### VERIFICA A ROTTURA PER TAGLIO

§ 4.1.2.3.5 NTC

Resistenza a taglio in assenza di specifica armatura (4.1.23 NTC)	V <sub>Rd,max</sub>	562.76	kN
Resistenza a taglio-compressione (4.1.28 NTC)	V <sub>Rcd</sub>	4937.47	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo staffe (4.1.27 NTC)	V <sub>Rsd,w</sub>	2602.93	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo ferri piegati (4.1.27 NTC)	V <sub>Rsd,p</sub>	0.00	kN
Resistenza a taglio-trazione elemento (4.1.27 NTC)	V <sub>Rsd</sub>	2602.93	kN
Resistenza a taglio dell'elemento (4.1.29 NTC)	V <sub>Rd</sub>	2602.93	kN
Coefficiente di sicurezza	c.s.	>>1	

## VERIFICA A TAGLIO DELLE SEZIONI IN C.A.

Normativa di riferimento: D.M. 17/01/2018 NTC + Circ. 617/2009 e s.m.i.

Rif. Commessa	Rovato	Rif. elem.	Filo D - Vy
---------------	--------	------------	-------------

### CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	V <sub>N</sub>	50 anni
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.617/09)	elemento	Altro c.a.
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Ordinarie

### MATERIALI IMPIEGATI

#### Calcestruzzo

Livello di conoscenza (Tab. C8A.1.2 Circ.617/09)	LC	Nuovo
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera
Classe di resistenza del calcestruzzo	C <sub>fck</sub> /R <sub>ck</sub>	C45/55 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f <sub>cd</sub>	25.87 MPa

### Acciaio in tondo da c.a.

Livello di conoscenza	LC	Nuovo	
Acciaio	NTC	tipo	B450C MPa
Resistenza di progetto dell'acciaio	f <sub>yd</sub>	391.30	MPa

### GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Base della sezione	b <sub>w</sub>	1000	mm
Altezza della sezione	h	1000	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.617/09)	c	-	mm
Copriferro personalizzato	c <sub>pers</sub>	50	mm
Altezza utile della sezione	d <sub>l</sub>	919	mm

### DATI DI ARMATURA

Numero ferri longitudinali corrente teso	n <sub>sl</sub>	12	ad
Diametro ferri longitudinali corrente teso (ai sensi della 4.1.23 NTC)	φ <sub>sl</sub>	30	mm
Area totale ferri longitudinali corrente teso	A <sub>sl</sub>	8482	mm <sup>2</sup>
Presenza di armatura resistente a taglio	A <sub>tag</sub>	SI	
Diametro staffe	φ <sub>sw</sub>	16	mm
Numero bracci staffe	n <sub>b</sub>	4	ad
Passo staffe	s <sub>w</sub>	150	mm
Angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse dell'elemento	α <sub>w</sub>	90	deg
Area totale staffe in un metro di elemento	A <sub>sw/m</sub>	5362	mm <sup>2</sup> /m
Numero ferri piegati in parallelo	n <sub>p</sub>	0	ad
Diametro ferri piegati	φ <sub>p</sub>	0	mm
Passo ferri piegati (misurato nel senso longitudinale dell'elemento)	s <sub>p</sub>	0	mm
Angolo di inclinazione dei ferri piegati rispetto all'asse dell'elemento	α <sub>p</sub>	0	deg
Area totale piegati in un metro di elemento	A <sub>sp/m</sub>	0	mm <sup>2</sup> /m

### DATI DI SOLLECITAZIONE

Taglio agente in comb. ultima SLU-SLV	V <sub>Ed</sub>	333.00	kN
Azione assiale agente in comb. ultima SLU-SLV (compressioni positive)	N <sub>Ed</sub>	0.00	kN

### DATI DI CALCOLO

Contributo alla resistenza dell'armatura longitudinale	eff. spin.	SI	
Inclinazione della biella compressa	ctgθ	1.50	ad
Angolo di inclinazione della biella compressa	θ	33.69	deg
Parametri di calcolo della resistenza a taglio V <sub>Rd,max</sub> per elementi senza apposite armature trasversali (§ 4.1.23 NTC)	k	1.47	ad
	v <sub>min</sub>	0.42	ad
	ρ <sub>l</sub>	9.23E-03	ad
Tensione media di compressione nella sezione	σ <sub>cp</sub>	0.00	MPa

### VERIFICA A ROTTURA PER TAGLIO

§ 4.1.2.3.5 NTC

Resistenza a taglio in assenza di specifica armatura (4.1.23 NTC)	V <sub>Rd,max</sub>	562.76	kN
Resistenza a taglio-compressione (4.1.28 NTC)	V <sub>Rcd</sub>	4937.47	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo staffe (4.1.27 NTC)	V <sub>Rsd,w</sub>	2602.93	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo ferri piegati (4.1.27 NTC)	V <sub>Rsd,p</sub>	0.00	kN
Resistenza a taglio-trazione elemento (4.1.27 NTC)	V <sub>Rsd</sub>	2602.93	kN
Resistenza a taglio dell'elemento (4.1.29 NTC)	V <sub>Rd</sub>	2602.93	kN
Coefficiente di sicurezza	c.s.	7.374	

$$\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,x}} + \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,y}} = 0,20 < 1$$

### **11.12.2. Collegamento al piede**

Il collegamento tra i pilastri e la struttura scatolare è realizzato da appositi e comprovati inserti metallici, pertanto rientra tra la tipologia di collegamenti situati nelle zone critiche di estremità degli elementi prefabbricati. Questa tipologia di collegamenti ha un funzionamento equivalente a quello dei collegamenti realizzati in opera. L'idoneità di tali giunzioni, atte a realizzare il meccanismo plastico previsto per le strutture a telaio e atte a soddisfare le richieste globali e locali di duttilità ciclica, deve essere desunta da normative di comprovata validità o da prove sperimentali in scala reale che includano almeno tre cicli completi di deformazione di ampiezza corrispondente al fattore di comportamento  $q$ .

## **12. ELEMENTI PREFABBRICATI**

### **12.1. Prescrizioni generali aggiuntive**

Si specifica che il dimensionamento degli elementi prefabbricati deve essere svolto in accordo con i principi di progettazione, gli schemi statici e i carichi descritti nel presente documento, nel pieno rispetto della normativa di riferimento riportata nel Capitolo 2.

Nei paragrafi successivi si evidenziano alcuni aspetti progettuali fondamentali nello sviluppo degli elementi.

#### **12.1.1. Componente verticale del sisma**

In accordo al §7.2.2 delle NTC2018, la componente verticale dell'azione sismica deve essere considerata in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20m, elementi precompressi (con esclusione dei solai di luce inferiore agli 8m), elementi a mensola di luce superiore a 4m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti e costruzioni con isolamento nei casi specificati nel §7.10.5.3.2.

### **12.2. Solai Alveolari**

#### **12.2.1. Solai di copertura**

Le verifiche condotte nella presente relazione hanno carattere principalmente globale. I solai prefabbricati sono da dimensionare anche in relazione agli effetti locali dei carichi, come quelli dovuti all'accumulo della neve.

### **12.2.2. Effetti del sisma verticale sugli elementi precompressi**

Si riporta di seguito il calcolo degli effetti della componente verticale del sisma sugli elementi precompressi. Per determinare tali effetti, si adotta un modello parziale che considera la sola lastra alveolare di larghezza pari a 1,2m, incernierata agli estremi.

Alveolare h=40cm

- Luce di calcolo  $L=8,6\text{m}$
- Momento di inerzia  $I=0.007\text{ m}^4$  (cautelativamente si è considerata una cappa di 6cm)
- Modulo di Young  $E=36283\text{ N/mm}^2$
- Larghezza lastra  $b=1,2\text{m}$
- Peso proprio  $G_{1k}=6,36\text{ KN/lastra}$
- Permanenti portati  $G_{2k}=2,5\cdot1,2+4,8\cdot1,2+11=20\text{ KN/m per lastra}$

La componente verticale dell'azione sismica è assimilabile a un carico distribuito agente sulla lastra alveolare, di intensità pari a:

$$q_E = S_{vd}(T_1) \cdot m = 0,114g \cdot 3580\text{kg/m} = 4,0\text{ KN/m}$$

dove, per  $S_{vd}(T_1)$ , si è cautelativamente adottato il valore della massima ordinata dello spettro verticale di progetto con  $q=1,5$ .

La reazione vincolare agli appoggi e il momento in mezzzeria sono rispettivamente pari a:

$$R_z = 17,2\text{ KN/lastra}$$

$$M_z = 37\text{ KNm/lastra}$$

Per eseguire la verifica dell'alveolare e dei suoi collegamenti in condizioni sismiche, il carico distribuito corrispondente alla componente verticale del sisma deve essere combinato con gli altri carichi agenti.

In condizione sismica il carico agente è dato dai carichi permanenti.

Nelle verifiche dell'elemento dovrà essere posta particolare attenzione al caso con la componente dell'azione sismica diretta verso l'alto (verifiche delle tensioni dovute alla precompressione con peso proprio ridotto).

### **12.2.3. Connessioni**

In accordo al §7.4.5.2 le connessioni devono assicurare la trasmissione dell'azione sismica di progetto senza fare affidamento sull'attrito. Questo vale anche per le connessioni tra gli elementi secondari di impalcato e le travi portanti. Alla luce di tale considerazione, si devono dimensionare le connessioni con elementi metallici come spinotti o barre, considerando il collegamento di tipo a

(Rif. §7.4.5.2.1, NTC2018), per una forza orizzontale pari alla maggiore tra quella derivante dall'analisi e quella ricavato dall'azione di taglio di piano.

Poiché travi e solai non sono sede di dissipazione energetica nel meccanismo di collasso, non si applicano criteri di sovrarresistenza nei confronti del meccanismo a taglio.

Le connessioni devono essere verificate anche per le combinazioni statiche.

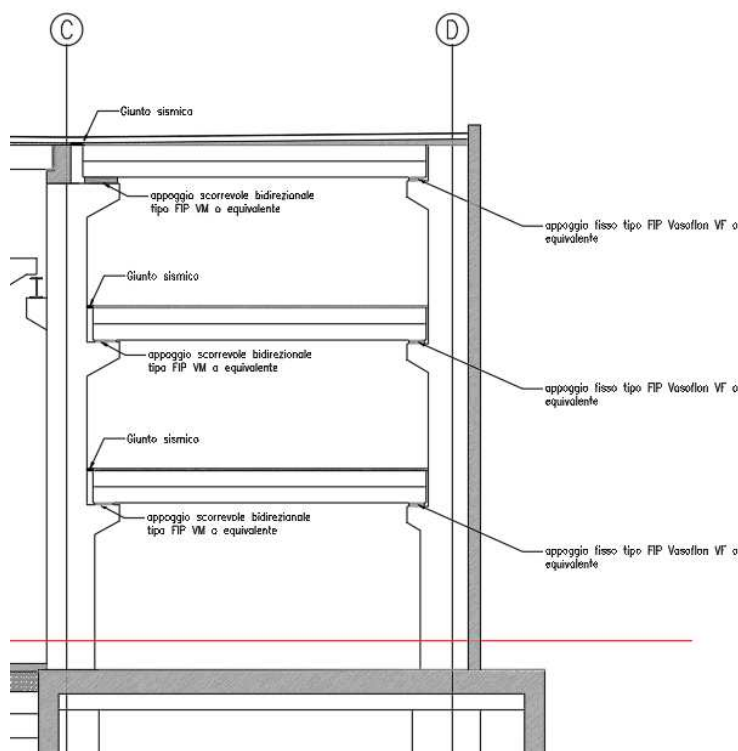
#### **12.2.4. Serramenti strutturali in copertura**

La progettazione dei serramenti presenti sulla copertura della tettoia e del capannone, comprese le relative connessioni con gli elementi principali, deve essere in accordo con i principi di progettazione descritti nel presente documento. Tali elementi devono essere compatibili con i carichi agenti e con gli spostamenti previsti, in condizioni statiche e sismiche.

Sono inoltre da considerare anche effetti locali, come quello dovuto all'accumulo della neve.

### **13. GIUNTO TRA CORPO 1 E CORPO 2**

#### **13.1. Identificazione degli appoggi**



## 13.2. Appoggi scorrevoli in corrispondenza del giunto (asse C)

### 13.2.1. Spostamenti

Si riportano di seguito gli spostamenti allo SLV del capannone (corpo 1) e dell'edificio servizi (corpo 2) in corrispondenza del giunto.

Piano	Z [m]	Corpo 1 - SLV		Corpo 2 - SLV	
		1.5·Dx [mm]	1.5·Dy [mm]	1.5·Dx [mm]	1.5·Dy [mm]
1	4.4	7.8	6.6	14.4	24.2
2	8.45	23.1	22.8	43.4	82.2
Copertura	12.61	39.0	45.9	80.6	164.9

Tabella 5 – Spostamenti SLV

In accordo con le NTC2018, § 7.3.3.3, gli spostamenti allo SLC si ottengono moltiplicando per 1,25 gli spostamenti allo SLV.

Piano	Z [m]	Corpo 1 - SLC		Corpo 2 - SLC	
		1.25·Dx <sub>SLV</sub> [mm]	1.25·Dy <sub>SLV</sub> [mm]	1.25·Dx <sub>SLV</sub> [mm]	1.25·Dy <sub>SLV</sub> [mm]
1	4.4	9.8	8.3	18.0	30.3
2	8.5	28.9	28.5	54.3	102.8
Copertura	13	48.8	57.4	100.8	206.1

Figura 85 – Spostamenti orizzontali in corrispondenza del giunto allo SLC – corpo 1 e corpo 2

Lo spostamento relativo tra le due parti della struttura è valutato come la radice quadrata della somma dei quadrati dei massimi spostamenti orizzontali nella direzione di interesse delle due parti. La richiesta di spostamento, ad ogni livello, è pari a:

Piano	Z [m]	Corpo 1 + Corpo 2 - SLC	
		Δx <sub>TOT</sub> [mm]	Δy <sub>TOT</sub> [mm]
1	4.4	±20.5	±31.4
2	8.5	±61.5	±106.7
Copertura	13	±112.0	±213.9

Figura 86 – Richiesta di spostamento in corrispondenza del giunto

### 13.2.2. Carichi verticali sull'appoggio mobile

Si riportano di seguito i carichi verticali massimi sugli appoggi, allo SLV e allo SLU. In corrispondenza degli appoggi scorrevoli, l'unica componente presente di reazione è R<sub>z</sub> in direzione verticale.

Piano	Z [m]	SLV	SLU
		R <sub>z</sub> [KN]	R <sub>z</sub> [KN]
1	4.4	420	690
2	8.5	625	<b>1025</b>
Copertura	13	400	590

Figura 87 – Carichi verticali sugli appoggi mobili

### 13.2.3. Conclusioni

Carico verticale massimo sull'appoggio=1025KN

Richiesta di spostamento in direzione longitudinale= $\pm 213.9\text{mm}$ =430mm

Richiesta di spostamento in direzione trasversale= $\pm 112.0\text{mm}$ =225mm

### 13.3. Appoggi fissi (asse D)

#### 13.3.1. Carichi verticali sull'appoggio

Si riportano di seguito i carichi verticali massimi sugli appoggi, allo SLV e allo SLU.

Piano	Z [m]	SLV	SLU
		R <sub>z</sub> [KN]	R <sub>z</sub> [KN]
1	4.4	550	870
2	8.5	750	<b>1230</b>
Copertura	13	570	820

Figura 88 – Carichi verticali sugli appoggi fissi

#### 13.3.2. Carichi orizzontali sull'appoggio

SLV	
R <sub>longitudinale</sub> [KN]	R <sub>trasversale</sub> [KN]
300	170

Figura 89 - Carichi orizzontali sugli appoggi fissi

### 13.3.3. Conclusioni

Carico verticale massimo sull'appoggio=1230KN

Carico orizzontale longitudinale massimo sull'appoggio=300KN

Carico trasversale longitudinale massimo sull'appoggio=170KN