CAPOGRUPPO MANDATARIO

TECO + Partners

studio tecnico associato con sede in via Tiarini 20/2b,
40129 Bologna, tel / fax: 051352493 / 051379161
e-mail: teco@studioteco.it

Progettazione architettonica, DL generale ed operativa, coordinamento fra le parti

Ing. Carlo Rotellini

Progettazione e DLO impianti idro-termo-sanitari, antincendio, energitici, ambientali, elettrici e speciali

ing. Massimo Savini

Coordinamento alla sicurezza in fase di progettazione ed esecuzione

arch. Patrizio Chiavarini

MANDANTE

MYND Ingegneria Srl

Via Andrea Costa 144 - 40067
Rastignano (Bo)
tel. +39-051-744362
fax. +39-051-744362
http: www.myndingegneria.it
@: info@myndingegneria.it

Progettazione e DL strutture

ing. Nicola Somà

MANDANTE

Dott. Geol. Luca Tondi

via P.G.Martini, n. 38/F - 40134 Bologna (BO)
tel +39 051 6144617, fax +39 051 6144617;
E-mail: luca@studio-tondi.it, PEC studio-tondi@pec.it.

Responsabile della Redazione della Relazione Geologica

MANDANTE GIOVANE PROFESSIONISTA

Arch. Elena Melegari (collaboratore)

Progettazione Opere Architettoniche

studio tecnico associato con sede in via Tiarini 20/2B, 40129 Bologna , tel / fax: 051352493 / 051379161 , e-mail: teco@studioteco.it

TECO + Partners

COMUNE DI MARZABOTTO (BO)

Progetto esecutivo per la ristrutturazione importante della nuova palestra di Marzabotto

responsabile del procedimento

Geom. Maurizio Sonori

COMMITTENTE:

Comune di Marzabotto

DATI GARA:
Committente: Unione dei Comuni dell'Appennino Bolognese
CUP. G69H17000000001, CIG. 7685448851, CPV. 71221000-3

Progetto Esecutivo

Relazione illustrativa e di calcolo strutturale

scala:
- -

RST

20/05/2019

data di emissione:	disegnato da:	approvato da:
20/05/2019	A.T.	M.S.

INDICE

1 ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE 6

1.1 INTRODUZIONE 6
1.2 DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO 7
1.3 DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA 9
1.4 NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI UTILIZZATI 10
1.5 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO 10
1.6 DESCRIZIONE DEI MATERIALI 11
1.6.1 Materiali nuovi elementi strutturali: 11
1.7 ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE 12
1.8 COMBINAZIONI DELLE AZIONI 12
1.9 METODO DI ANALISI 14
1.10 CRITERI DI VERIFICA 15
1.11 RAPPRESENTAZIONE DELLE CONFIGURAZIONI DEFORMATE E DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DELLE STRUTTURE 15
1.11.1 Configurazioni deformate a seguito dell'azione sismica e dei carichi statici agenti: corpo ingresso 15
1.11.2 Configurazioni deformate a seguito dell'azione sismica e dei carichi statici agenti: corpo spogliatoi 18
1.11.3 Configurazioni deformate a seguito dell'azione sismica e dei carichi statici agenti: palestra 21

2 NORME TECNICHE DI RIFERIMENTO 25
3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI 26

3.1 OPERE DI NUOVA REALIZZAZIONE 26
3.1.1 Calcestruzzo 26
3.1.2 Acciaio per cemento armato ad aderenza migliorata 27
3.1.3 Acciaio da carpenteria 27
3.1.4 Prefabbricato 27

4 ANALISI DEI CARICHI STATICI E DINAMICI 31

4.1 AZIONI DEL VENTO 31
4.2 AZIONI DELLA NEVE 33

4.3 CARICHI SUI SOLAI 34
4.3.1 Solaio COP01 – solaio copertura area ginnica 35
4.3.2 Solaio COP02a – copertura in opera spogliatoi 36
4.3.3 Solaio COP02b – copertura in opera atrio 37
4.3.4 Solaio COP02c – copertura in opera atrio a sbalzo 37
4.3.5 Solaio COP02d – copertura in opera spogliatoi 37
4.3.6 Solaio COP03 – solaio pensilina sp. 38 cm 37
4.3.7 Solaio COP04 – pensilina a secco sp. 26 cm 37
4.4 AZIONE SISMICA 39
5 MODELLI DI CALCOLO: CORPO INGRESSO 45
5.1 COMBINAZIONE DELLE AZIONI 45
5.2 BREVE ILLUSTRAZIONE DEI CODICI DI CALCOLO 47
5.2.1 Midas Gen 47
5.3 CRITERI DI VERIFICA 48
5.3.1 Combinazioni delle azioni 48
5.4 CRITERI GENERALI DELLA MODELLAZIONE 48
5.4.1 Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche 50
5.4.2 Modellazione dei vincoli interni ed esterni 50
5.4.3 Criteri di verifica e risultati 51
5.4.4 Modello globale della struttura 53
5.5 VERIFICHE DAL MODELLO GLOBALE 65
5.5.1 Valutazione degli spostamenti della struttura 65
5.5.2 Verifica tra spostamenti corpo ingresso e palestra 67
5.5.3 Verifiche di rigidezza degli elementi strutturali 67
5.5.4 Armature travi 74
5.5.5 Armature pilastri 75
5.5.6 Armature setti 77
5.5.7 Armature platea 78
5.6 VERIFICA DELLA RESISTENZA E DELLA DEFORMABILITÀ DELLE SOLETTE 80
5.6.1 Verifica della resistenza della soletta A 81
5.6.2 Verifica della resistenza della soletta B 83
5.6.3 Verifica della deformabilità a lungo termine della soletta A 84
5.6.4 Verifica della deformabilità a lungo termine della soletta B 88
5.7 ANALISI DEI SOLAI IN PREDALLES PRESENTI NELLA STRUTTURA 92
6 MODELLI DI CALCOLO: CORPO SPOGLIATOI 97

6.1 COMBINAZIONE DELLE AZIONI 97
6.2 BREVE ILLUSTRAZIONE DEI CODICI DI CALCOLO 99
6.2.1 Midas Gen 99
6.3 CRITERI DI VERIFICA 100
6.3.1 Combinazioni delle azioni 100
6.4 CRITERI GENERALI DELLA MODELLAZIONE 100
6.4.1 Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche 102
6.4.2 Modellazione dei vincoli interni ed esterni 102
6.4.3 Criteri di verifica e risultati 103
6.4.4 Modello globale della struttura 105
6.5 VERIFICHE DAL MODELLO GLOBALE 116
6.5.1 Valutazione degli spostamenti della struttura rispetto al fabbricato esistente 116
6.5.2 Valutazione degli spostamenti del fabbricato esistente 118
6.5.3 Verifica tra spostamenti corpo spogliatoi e fabbricato esistente 118
6.5.4 Valutazione degli spostamenti della struttura rispetto alla palestra 119
6.5.5 Verifica tra spostamenti corpo spogliatoi e palestra 121
6.5.6 Verifiche di rigidezza degli elementi strutturali 121
6.5.7 Armature travi 127
6.5.8 Armature pilastri 128
6.5.9 Armature setti 130
6.5.10 Armature platea 131
6.6 VERIFICA DELLA RESISTENZA DELLA SOLETTA 133
6.6.1 Verifica della resistenza della soletta 133
6.6.2 Verifica della deformabilità a lungo termine della soletta 134
6.7 ANALISI DEI SOLAI IN PREDALLES PRESENTI NELLA STRUTTURA 138

7 MODELLI DI CALCOLO: PALESTRA 143

7.1 COMBINAZIONE DELLE AZIONI 143
7.2 BREVE ILLUSTRAZIONE DEI CODICI DI CALCOLO 145
7.2.1 Midas Gen 145
7.3 CRITERI DI VERIFICA 146
7.3.1 Combinazioni delle azioni 146
7.4 CRITERI GENERALI DELLA MODELLAZIONE 146
7.4.2 Modellazione dei vincoli interni ed esterni 147
7.4.3 Criteri di verifica e risultati 148
7.4.4 Modello globale della struttura 154

7.4.5 Modello locale della pensilina ... 163
7.5 VERIFICHE DAL MODELLO GLOBALE ... 169
7.5.1 Valutazione degli spostamenti della struttura rispetto al corpo ingresso ... 169
7.5.2 Verifica tra spostamenti corpo ingresso e palestra ... 172
7.5.3 Valutazione degli spostamenti della struttura rispetto al corpo spogliatoi ... 172
7.5.4 Verifica tra spostamenti corpo spogliatoi e palestra ... 175
7.5.5 Verifiche di rigidezza degli elementi strutturali ... 175
7.5.6 Armature travi ... 180
7.5.7 Armature pilastri ... 197
7.5.8 Armature platea ... 199
7.5.9 Verifica dei collegamenti tra travi e pilastri prefabbricati ... 200
7.5.10 Verifica dei collegamenti tra travi e tegoli ... 202
7.5.11 Verifica delle connessioni della pensilina ... 204
7.5.12 Boccole connessione pensilina-pilastro prefabbricato ... 220
7.5.13 Verifica dell'ancoraggio pilastro - fondazione: arma-tubo ... 221
7.5.14 Verifica delle mensole tozze dei pilastri prefabbricati ... 224

8 VERIFICA DEGLI ELEMENTI SECONDARI NON STRUTTURALI ... 227

8.1 CONTROSOFFITTO MODULARE ... 229
8.2 CONTROSOFFITTO A LASTRA ... 229
8.3 UTA PIANO TERRA ... 230
8.4 IMPIANTI STAFFAGGI - CANALI ... 231
8.5 IMPIANTI STAFFAGGI - TUBAZIONI ... 231
8.6 PARETE VENTILATA CON FINITURA IN CERAMICA M01A – M01B ... 232
8.7 PARETE VENTILATA CON FINITURA IN CERAMICA – PARAPETTO IN LATERIZIO FORATO SP.20 CM M02 233
8.8 PARETE ESTERNA INTONACATA M03A ... 234
8.9 PARETE ESTERNA INTONACATA M03B ... 235
8.10 PANNELLI PREFABBRICATI CON FINITURA IN CERAMICA M04 VERTICALI ... 236
8.11 PANNELLI PREFABBRICATI CON FINITURA IN LAMIERA M05 VERTICALI ... 237
8.12 PANNELLI PREFABBRICATI CON FINITURA IN LAMIERA M05 ORIZZONTALI ... 237
8.13 PANNELLI PREFABBRICATI CON FINITURA IN LASTRE RESISTENTI ALL'ESTERNO M06A VERTICALI ... 238
8.14 PANNELLI PREFABBRICATI CON FINITURA IN LASTRE RESISTENTI ALL'ESTERNO M06A ORIZZONTALI ... 239

8.15 PANNELLI PREFABBRICATI CON FINITURA IN LASTRE RESISTENTI ALL'ESTERNO M06B VERTICALI 240
8.16 PARETE REI IN CLS AREATO M07 241
8.17 PARAPETTO S PENSILINA SU SOLAIO S M08A 242
8.18 PARAPETTO S PENSILINA SU SOLAIO S M08B 242
8.19 PANNELLI PREFABBRICATI M09 VERTICALI 243
8.20 PANNELLI PREFABBRICATI M09 ORIZZONTALI 244
8.21 MURO ESTERNO CHIUSURA FALDA SCUOLA M10A 245
8.22 RIVESTIMENTO PANNELLI PREFABBRICATI CON FINITURA IN CERAMICA 245
8.23 RIVESTIMENTO PANNELLI PREFABBRICATI CON FINITURA IN LAMIERA 246
8.24 RIVESTIMENTO PANNELLI PREFABBRICATI CON FINITURA IN LASTRE RESISTENTI ALL'ESTERNO M06A 247
8.25 RIVESTIMENTO PANNELLI PREFABBRICATI CON FINITURA IN LASTRE RESISTENTI ALL'ESTERNO M06B 248
8.26 PARETE DIVISORIA INTERNA SP. 15 CM T01 248
8.27 PARETE DIVISORIA INTERNA SP. 28 CM T02 249
8.28 PARETE DIVISORIA INTERNA SP. 28 CM T03 250
8.29 PARETE DIVISORIA INTERNA SP. 18 CM T04 250
8.30 PANNELLO PREFABBRICATO SP. 20 CM T05 251
8.31 VERIFICHE DEI SISTEMI DI AGGANCIO DEI PANNELLI PREFABBRICATI 252
8.31.1 Valutazione del sistema di aggancio dei pannelli orizzontali 253
8.31.2 Valutazione del sistema di aggancio dei pannelli verticali 258

9 GIUDIZIO MOTIVATO DI AFFIDABILITA' DEI RISULTATI 260

9.1 VERIFICA AFFIDABILITÀ CODICE DI CALCOLO: CORPO INGRESSO 260
9.2 VERIFICA AFFIDABILITÀ CODICE DI CALCOLO: CORPO SPOGLIATOI 262
9.3 VERIFICA AFFIDABILITÀ CODICE DI CALCOLO: PALESTRA 263

10 CONCLUSIONI 267

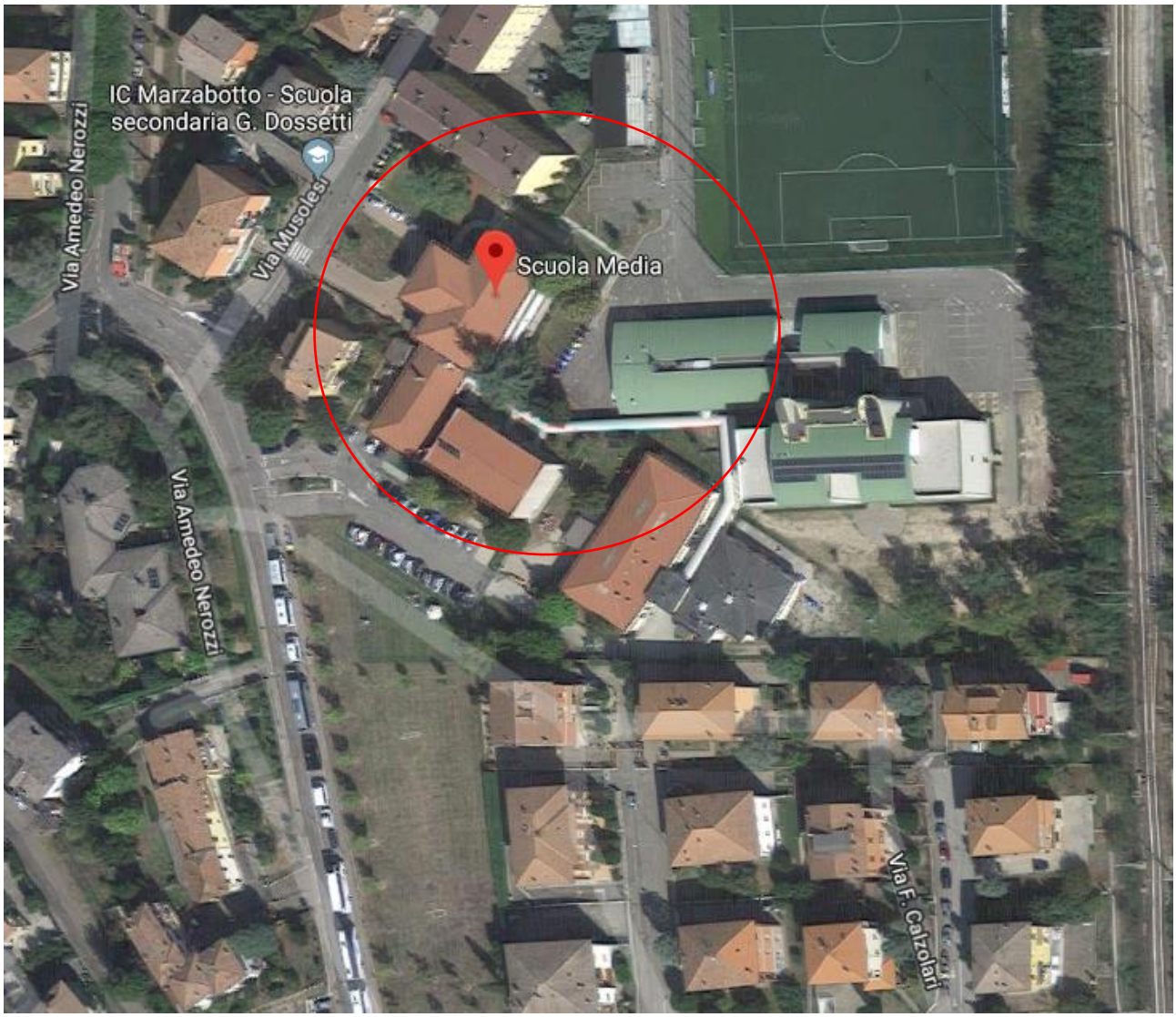
1 ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

1.1 Introduzione

Ai sensi della DGR 1373/2011 la relazione di calcolo strutturale deve contenere una apposita parte denominata *"Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale"*, diretta a specificare, in maniera unitaria, gli elementi essenziali (di seguito descritti) che illustrano, in modo chiaro e sintetico, le modalità con cui è stato elaborato il progetto esecutivo riguardante le strutture, con la sintetica indicazione delle motivazioni delle scelte progettuali effettuate, e con un rimando espresso alle restanti parti della relazione di calcolo strutturale e agli altri elaborati costituenti il progetto esecutivo, nelle quali possono rilevarsi gli elementi e le spiegazioni di dettaglio.

1.2 Descrizione del contesto edilizio

Dal punto di vista edilizio, il progetto prevede la realizzazione di una nuova palestra, con locali di ingresso e spogliatoi, nella scuola media del comune di Marzabotto (BO):



L'intervento sostituirà la palestra e gli spogliatoi già esistenti.

Dal punto di vista strutturale si prevede la realizzazione di un corpo ingresso, di un corpo spogliatoi e di una palestra. Tutti gli edifici presentano un solo piano fuori terra, senza piani interrati o semi-interrati, e sono giuntati sismicamente tra loro.

Il corpo ingresso ed il corpo spogliatoi sono costituiti da setti, pilastri e travi in cemento armato, mentre la palestra è composta da travi e pilastri in cemento armato prefabbricati. Data la presenza di pilastri e setti in maniera diffusa quest'ultimi assolveranno la funzione di controventamento per le azioni sismiche per i due corpi bassi (ingresso e spogliatoi).

Per quanto riguarda le caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche, l'opera si inserisce in un contesto caratterizzato da una morfologia molto regolare dove non presenti particolari strutture che possono determinare problemi legati alla stabilità dei terreni.

Per l'analisi si è fatto riferimento alla seguente stratigrafia dedotta dalla relazione geologica e geotecnica intitolata *"Studio geologico"*, a firma del Dott. Geol. L. Tondi redatta in Aprile 2019 ed allegata al presente progetto strutturale (presente nell'elaborato "GEOST – Relazione geologica").

ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO (PROVE C.P.T.)				
Unità litostrat.	**Litologia**	**Id. Prova**	**Profondità (m dal p.c.)**	**Qc (Kg/cm²)**
T/R	Terreno vegetale, rimaneggiato con materiali di riporto di origine antropica	CPT1	0,0 ÷ -0,6	21 ÷ 29
		CPT2	0,0 ÷ -0,6	17 ÷ 26
		CPT3	0,0 ÷ -0,6	16 ÷ 74
A	Limi argillosi e limi sabbiosi da poco a mediamente consistenti	CPT1	-0,6 ÷ -4,2	6 ÷ 57
		CPT2	-0,6 ÷ -3,4	5 ÷ 21
		CPT3	-0,6 ÷ -2,6	7 ÷ 20
B	Ghiaie sabbiose e sabbie ghiaiose da mediamente addensate ad addensate	CPT1	-4,2 ÷ -5,0	288 ÷ 620
		CPT2	-3,4 ÷ -5,0	25 ÷ 620
		CPT3	-2,6 ÷ -6,4	95 ÷ 554
C	Prime propaggini del substrato appartenente alla Formazione del Cigarello (marne argillose e sabbiose)	CPT1	-	-
		CPT2	-	-
		CPT3	-6,4 ÷ -7,6	208 ÷ 620

ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO (CAROTAGGGIO CONTINUO)				
Unità litostrat.	**Litologia**	**Id. Prova**	**Profondità (m dal p.c.)**	**Poket Pen. (Kg/cm²)**
TR	Asfalto e sottofondo costituito da ghiaia, sabbia e frammenti di laterizio	S1	0,0 ÷ -0.3	-
A	Argilla limosa di colore grigio verde e limi debolmente sabbiosi colore grigioverdi	S1	-0.3÷ -2.7	0.8÷3.3
B	Ghiaia eterometrica, da arrotondata a subangolare, con sabbia limosa di colore grigio marrone	S1	-3.9 ÷ -5.1	-
C	Argilla marnosa e marne argillose di colore grigio verde molto consistenti	S1	-5.1÷ -20.0	-

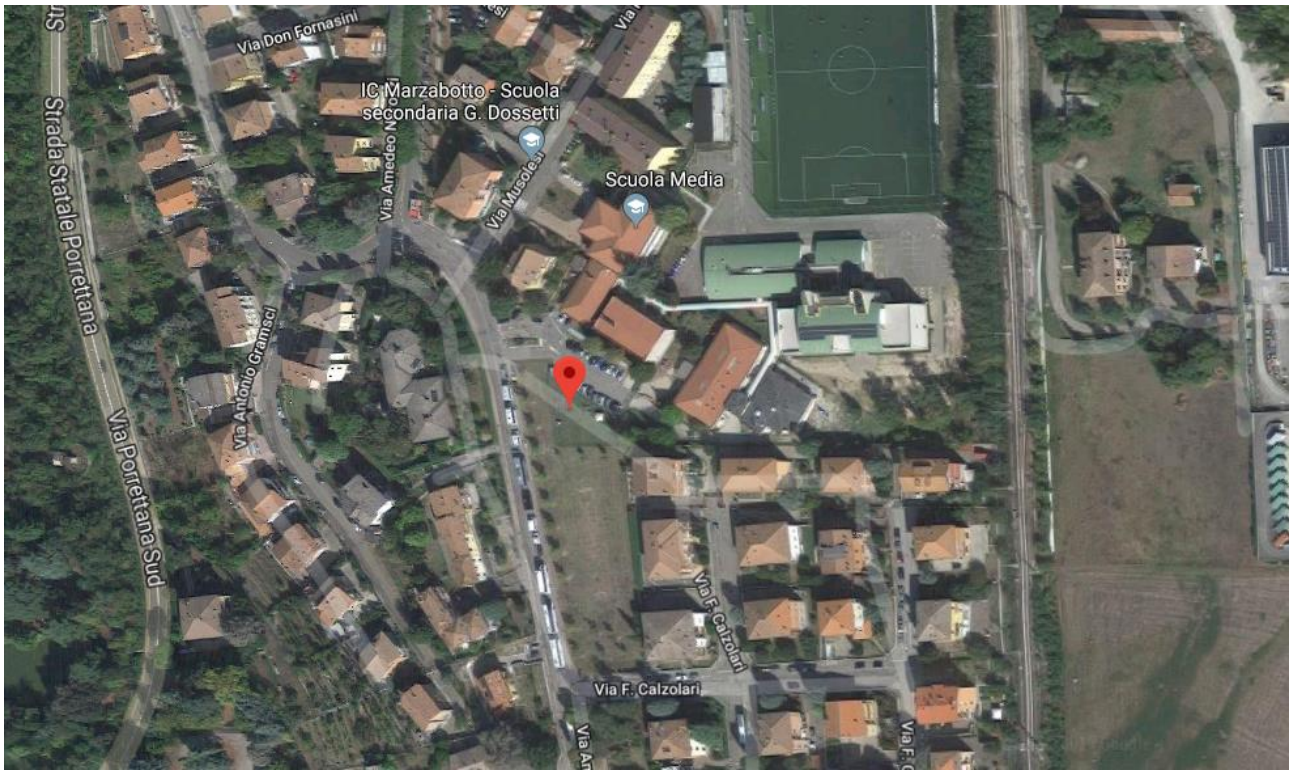
Per i corpi in esame si prevede l'utilizzo di una fondazione a platea nervata di spessore 20 cm posta a quota di circa -1,90 m dal p.c. attuale, in modo da essere alla stessa quota delle fondazioni esistenti che si andranno a demolire e/o mantenere (in corrispondenza della porzione di corpo degli spogliatoi

esistenti a cui si collegheranno le nuove strutture – tramite giunto strutturale). Tale quota è stata infatti dedotta dallo studio condotto in ambito di Verifiche tecniche messe a disposizione dall'Amministrazione, a cui si rimanda per eventuali chiarimenti di dettaglio sulle strutture esistenti.

Le analisi sono state effettuate alle coordinate geografiche (WGS84):

LATITUDINE 44,338404

LONGITUDINE 11,205338



1.3 Descrizione generale della struttura

Come detto, la nuova palestra, con ingresso e spogliatoi, sostituirà quella già esistente e, da come risulta dalle analisi geologiche e geotecniche, si inserisce in un contesto morfologicamente molto regolare senza la presenza di particolarità che possono determinare problemi legati alla stabilità del terreno.

Dal punto di vista strutturale i corpi di ingresso, palestra e spogliatoi sono giuntati sismicamente tra loro mediante un giunto strutturale di spessore 10 cm.

I corpi ingresso e spogliatoi sono costituiti da un piano fuori terra e sono definiti da setti e pilastri in cemento armato con funzione di sostegno dei carichi verticali, da travi in altezza (30x45 cm) e spessore (40x25 cm) con funzione di sostegno dei solai. I solai sono previsti piani di tipo predalles con dimensioni 4+16+5 cm. Entrambi i corpi sono geometricamente rettangolari, con una dimensione molto maggiore dell'altra.

Anche la palestra è composta da un piano fuori terra e, a differenza degli altri corpi, è composta esclusivamente da travi e pilastri prefabbricati. Il solaio di copertura è caratterizzato da elementi shed, anch'essi prefabbricati.

1.4 Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati

Per quanto riguarda le norme tecniche utilizzate si specifica che gli interventi sono stati realizzati applicando le Norme Tecniche per le Costruzioni del D.M. – 17-01-2018 (di seguito indicate con la sigla NTC18) ed gli Eurocodici.
Per l'analisi dettagliata delle norme utilizzate si rimanda al capitolo 2 della presente.

1.5 Definizione dei parametri di progetto

I parametri sismici utilizzati, sono dettagliatamente riportati nei paragrafi successivi della presente relazione e concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito (vita nominale - VN, classe d'uso, periodo di riferimento - VR, categoria del sottosuolo, categoria topografica, amplificazione topografica, zona sismica del sito, coordinate geografiche del sito), delle azioni considerate sulla costruzione e degli eventuali scenari di azioni eccezionali.
Si sottolinea che l'analisi sismica è stata condotta eseguendo uno studio della risposta sismica locale ed assumendo lo spettro ottenuto da tale valutazione per il calcolo dell'azione sismica agente sulle strutture previste nel presente progetto. Nel caso in cui sia invece meno a favore di sicurezza si utilizzerà lo spettro da normativa così come definito dalle NTC2018.
Lo spettro elastico di progetto che verrà impiegato è quello normalizzato sulla media degli accelerogrammi spettro-compatibili definiti nella relazione geologica del Dott. Geol. Luca Tondi e all'analisi di risposta sismica locale, dalla quale si sono ricavati i seguenti spettri di risposta elastici per il sito in cui sorgerà l'opera (per maggiori dettagli sugli spettri di risposta si rimanda al capitolo 4 della presente relazione).

In sintesi i parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono i seguenti (si rimanda al paragrafo 4.4 per un più ampio approfondimento):

Latitudine = 44,338404;
Longitudine = 11,205338;
Vita nominale = 50 anni;
Classe d'uso = IV;
Coefficiente d'uso - Cu = 2,0;
Periodo di riferimento - Vr = 100 anni;
Coefficiente di topografia = T1;
Zona sismica = 3 (Comune di Marzabotto).

Per quanto riguarda le azioni considerate sugli elementi si sono considerati i carichi derivanti dai pesi propri strutturali e non strutturali e dai carichi variabili. Per una approfondita analisi dei carichi si rimanda ai seguenti paragrafi 4.1, 4.2 e 4.3.

1.6 Descrizione dei materiali

1.6.1 MATERIALI NUOVI ELEMENTI STRUTTURALI:

Nelle opere strutturali si utilizzeranno materiali di buona qualità, esenti da vizi di qualunque tipo, aventi le caratteristiche tecniche di seguito riportate.

- ✓ Calcestruzzo cementizio per strutture di fondazione:
  classe C25/30;
  classe di esposizione: XC2;

- ✓ Calcestruzzo cementizio per strutture di elevazione, solai e solette:
  classe C25/30;
  classe di esposizione: XC1;

- ✓ Acciaio per cemento armato:
  tipo B450C;

- ✓ Acciaio per reti elettrosaldate:
  tipo B450A;

- ✓ Acciaio per carpenterie:
  tipo S275JR;

- ✓ Calcestruzzo cementizio per strutture prefabbricate quali pilastri e travi:
  classe C40/50;

- ✓ Calcestruzzo cementizio per tegoli alari:
  classe C45/55;

- ✓ Calcestruzzo cementizio per pannelli prefabbricati:
  classe C32/40;

- ✓ Calcestruzzo cementizio per solaio alveolare:
  classe C25/30.

1.7 Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione

Come detto nell'introduzione l'edificio è localizzato a Marzabotto, Comune che ricade in zona sismica di III categoria, ora "zona 3" seconda la nuova classificazione sismica introdotta dalla O.P.C.M. 3274/03 e recepita dalla legge regionale.
Le strutture dei tre corpi sono state modellate con comportamento strutturale dissipativo con classe di duttilità bassa (CD "B") e sono state analizzate attraverso un'analisi sismica lineare dinamica modale effettuata su un modello tridimensionale e attraverso semplici schemi statici (verifica tensionale negli elementi).
La costruzione verrà verificata, secondo quanto prescritto dai punti 3.2.1 e 7.1, delle NTC18, per lo stato limite di salvaguardia delle vita (SLV), per le condizioni ultime, e per lo stato limite di danno (SLD) e di operatività (SLO) per le condizioni di esercizio.
Ovviamente queste verifiche si aggiungeranno a quelle in condizioni statiche.

In tema di regolarità in pianta ed in elevazione gli edifici, tutti ad un piano fuori terra, risultano essere regolare in elevazione ed in pianta.
I modelli di calcolo tridimensionali sono stati esaminati impostandoli su suoli elastici alla Winkler (coefficiente assunto pari a 1,2 kg/cm^3) quando era necessario analizzare l'interazione con il suolo.
Generalmente e comunque dove non diversamente specificato, si è scelto di incastrare alla base gli edifici, massimizzando in questo modo le azioni sugli elementi in elevazione.

1.8 Combinazioni delle azioni

Per i modelli tridimensionali si utilizzeranno le seguenti combinazioni e coefficienti di sicurezza (evidenziati in rosso) in accordo con quanto riportato al capitolo 2 delle NTC18:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
  $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
  $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:
  $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.6]

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

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

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

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

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

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

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

1.9 Metodo di analisi

Per studiare il comportamento globale dell'edificio, in accordo a quanto previsto dalle NTC2018, al par. 7.3 sono state svolte le seguenti analisi:

- Analisi lineare non sismica (azioni verticali e vento);
- Analisi sismica dinamica lineare.

Per quanto riguarda gli effetti delle non linearità geometriche la normativa consente di considerarli in funzione del fattore θ, riportato al paragrafo 7.3.1 della normativa, e possono essere trascurati quando:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0{,}1$$

Dove:

- P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame;
- d_r è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano;
- V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;
- h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello sottostante.

Il controllo del fattore θ viene automaticamente calcolato dal codice di calcolo utilizzato (Midas Gen) e di seguito si riportano i risultati:

- Corpo ingresso:

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 (ad)
Cd=1, Ie=1.5, Scale Factor=1 Press right mouse button and click 'Set Stability Coefficient Parameters...' menu to change Cd/Ie/Scale Factor/Beta!										
SLV X(RS)	1F	3.67	3190.3855	298.3787	0.0003	1.0000	0.0010	0.2500	OK	1.0000
SLV Y(RS)	1F	3.67	3190.3855	2.4841	0.0000	1.0000	0.0014	0.2500	OK	1.0000

- Corpo spogliatoi:

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 (ad)
Cd=1, Ie=1.5, Scale Factor=1 Press right mouse button and click 'Set Stability Coefficient Parameters...' menu to change Cd/Ie/Scale Factor/Beta!										
SLV X(RS)	1F	3.67	6411.5368	21.1013	0.0000	1.0000	0.0022	0.2500	OK	1.0000
SLV Y(RS)	1F	3.67	6411.5368	681.9943	0.0009	1.0000	0.0022	0.2500	OK	1.0000

- Palestra:

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 (ad)
Cd=1, Ie=1.5, Scale Factor=1 Press right mouse button and click 'Set Stability Coefficient Parameters...' menu to change Cd/Ie/Scale Factor/Beta!										
SLV X(RS)	1F	8.05	12553.3828	710.2456	0.0167	1.0000	0.0367	0.2500	OK	1.0000
SLV Y(RS)	1F	8.05	12553.3828	118.1720	0.0028	1.0000	0.0367	0.2500	OK	1.0000

Dalle tabelle di analisi si dimostra che $\theta \leq 0{,}1$ sempre. Quindi gli effetti di non linearità possono essere trascurati.

1.10 Criteri di verifica

Stati limite ultimi (SLU)

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, è stata condotta verificando che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) sia inferiore al valore della resistenza di progetto (R_d), in accordo con le considerazioni presenti nel paragrafo 2.3. delle NTC2018.

Stati limite di esercizio (SLE)

È stata eseguita l'analisi a deformabilità allo stato limite di esercizio, seguendo quanto riportato al paragrafo 4.1.2.2.2 delle NTC2018 e al relativo capitolo presente sulla circolare, delle solette piene a sbalzo in cemento armato presenti nel corpo ingresso e spogliatoi verificando il limite della freccia imposto dalla normativa.

1.11 Rappresentazione delle configurazioni deformate e delle caratteristiche di sollecitazione delle strutture

Di seguito si riportano le rappresentazioni delle configurazioni deformate e delle caratteristiche di sollecitazione più significative della struttura a seguito dell'azione sismica e dei carichi statici agenti.

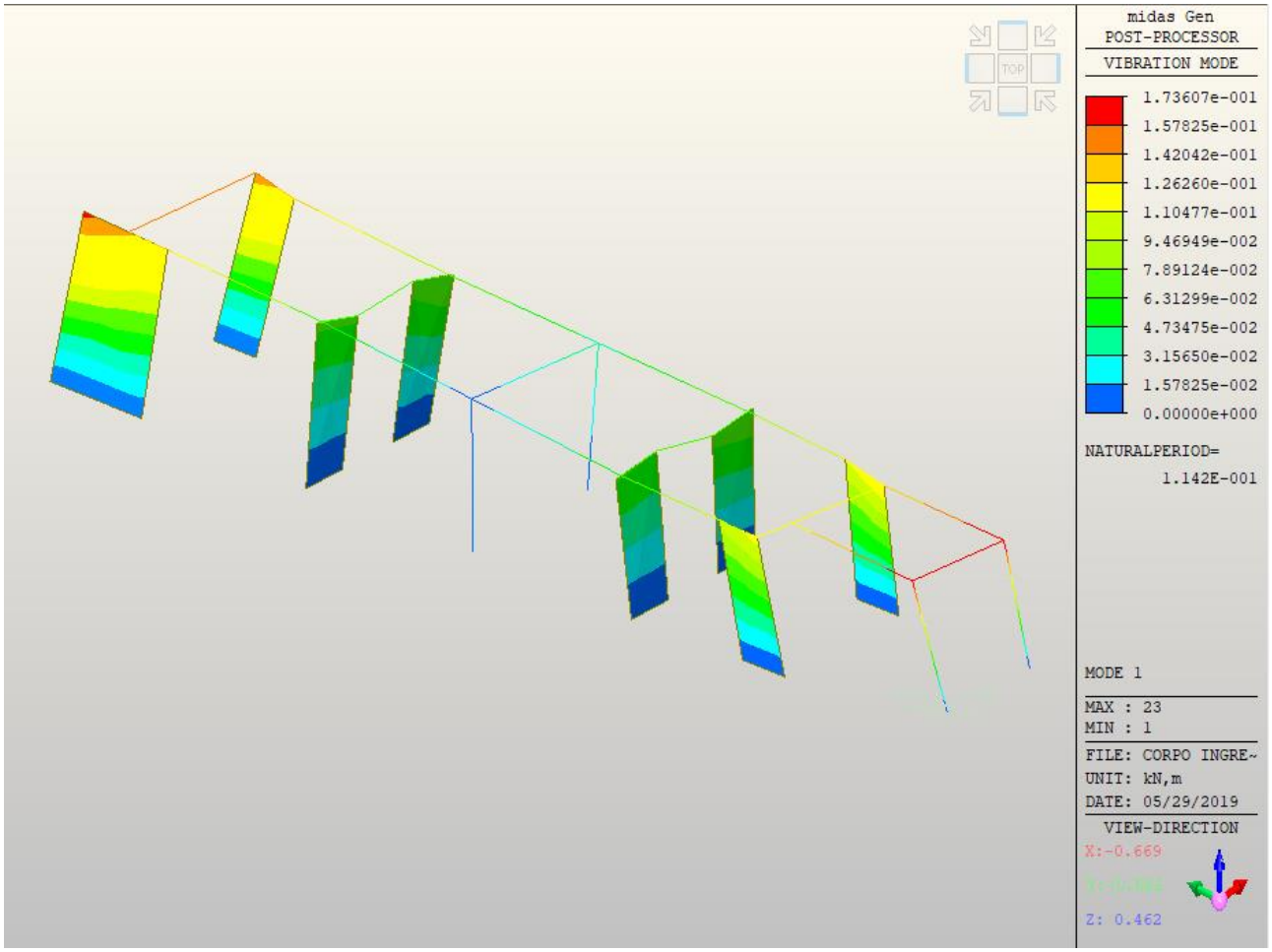
1.11.1 CONFIGURAZIONI DEFORMATE A SEGUITO DELL'AZIONE SISMICA E DEI CARICHI STATICI AGENTI: CORPO INGRESSO

A seguito dell'analisi si sono individuati i principali modi di vibrare della struttura, di seguito riportati. Condizione necessaria è il raggiungimento dell'85% delle masse movimentate nelle direzioni considerate: nel caso in esame tale risultato è stato raggiunto:

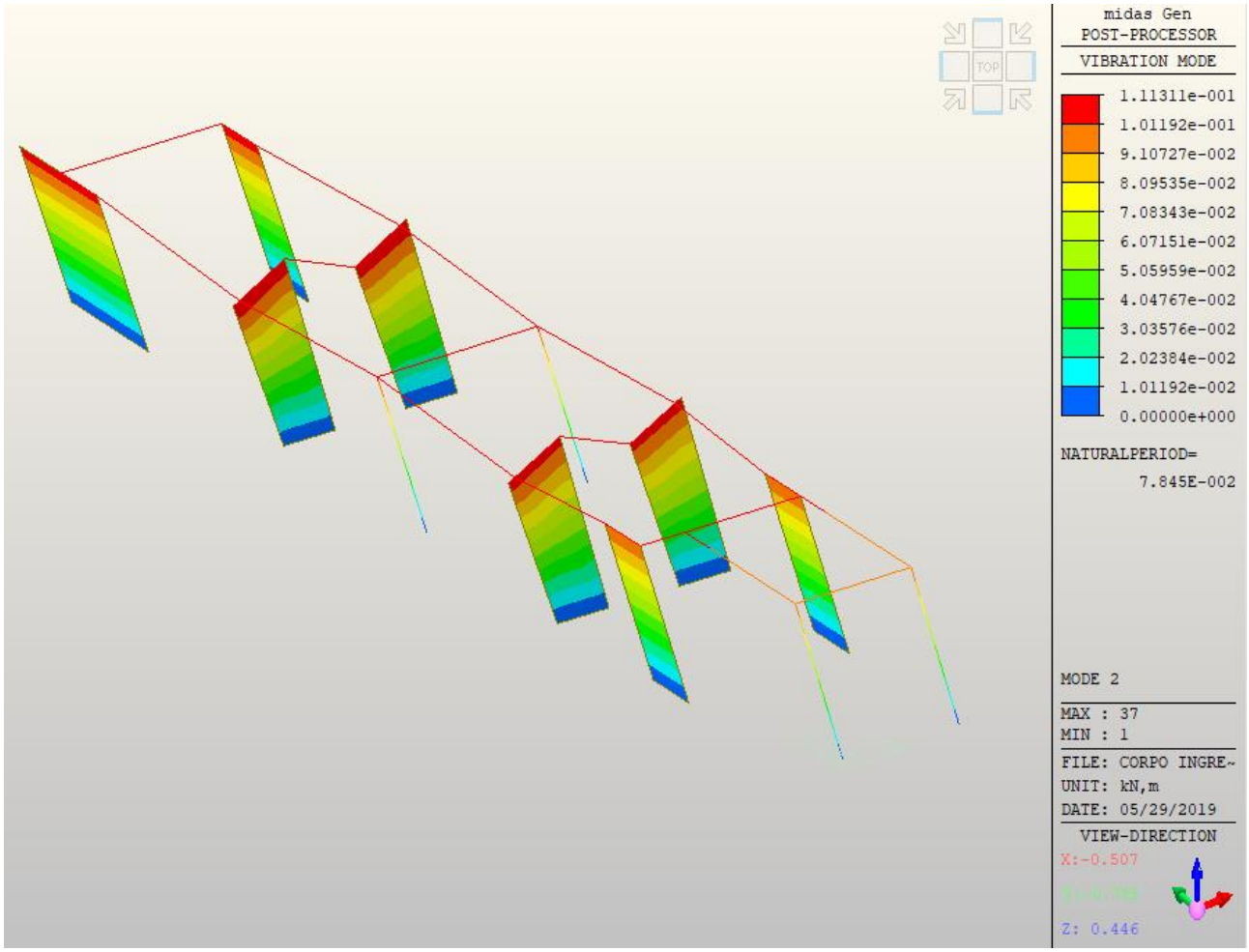
- Massa partecipante totale in direzione X: 100%
- Massa partecipante in direzione Y: 100%

Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency				Period		Tolerance					
	(rad/sec)		(cycle/sec)		(sec)							
1	55.0079		8.7548		0.1142		4.5142e-025					
2	80.0914		12.7469		0.0785		4.5142e-025					
3	117.6473		18.7242		0.0534		4.5142e-025					
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	0.0753	0.0753	2.7617	2.7617	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	97.1630	97.1630
2	99.9241	99.9994	0.0049	2.7666	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0710	97.2340
3	0.0006	100.0000	97.2334	100.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2.7660	100.0000
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	0.0688	0.0688	2.5215	2.5215	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	5202.0488	5202.0488
2	91.2351	91.3038	0.0044	2.5260	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	3.8036	5205.8524
3	0.0005	91.3044	88.7784	91.3044	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	148.0876	5353.9399

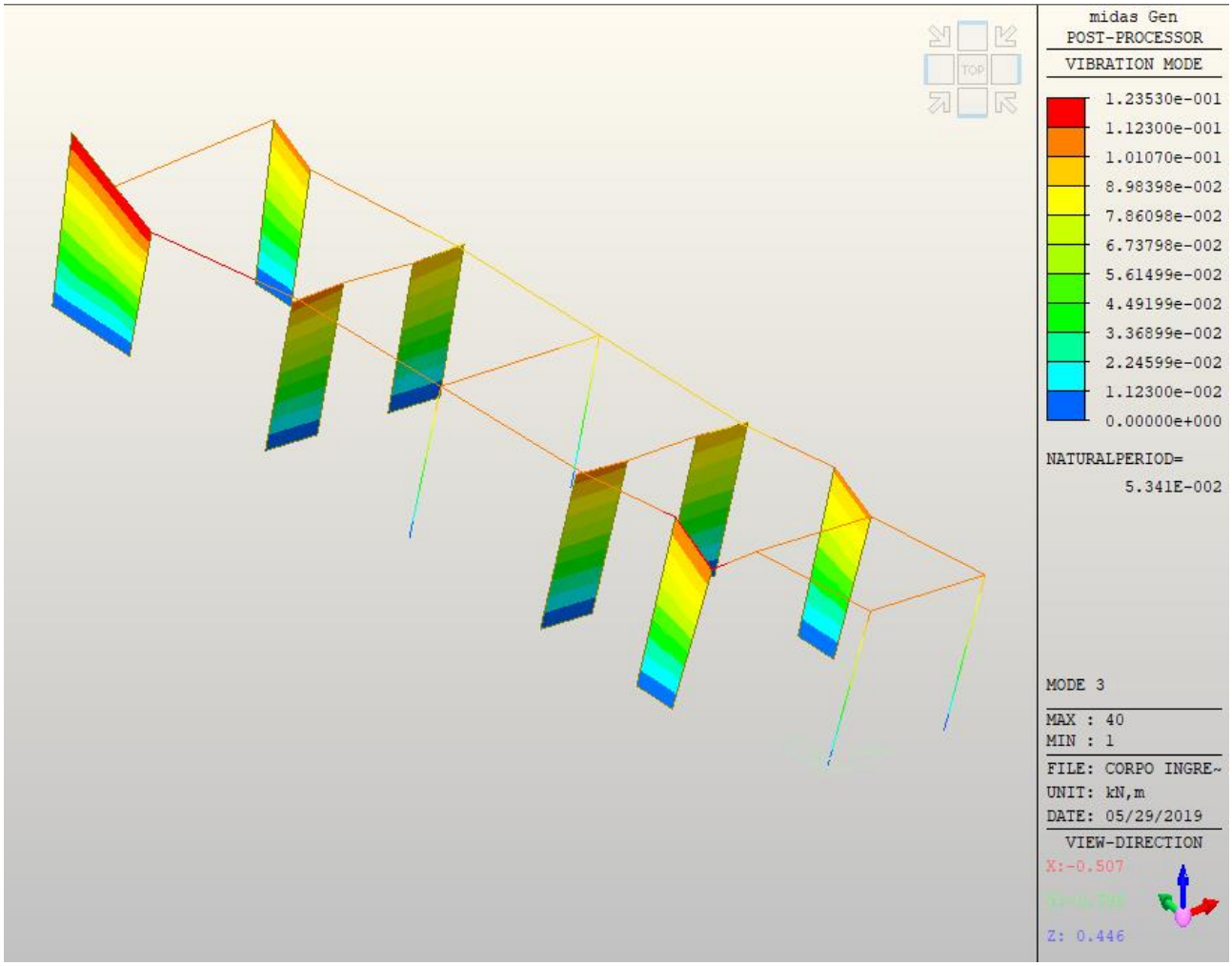
- Modi di vibrare: numero 1 (rotazionale)



- Modi di vibrare: numero 2 (principale in X –traslazionale)



- Modi di vibrare: numero 3 (principale in Y - traslazionale)



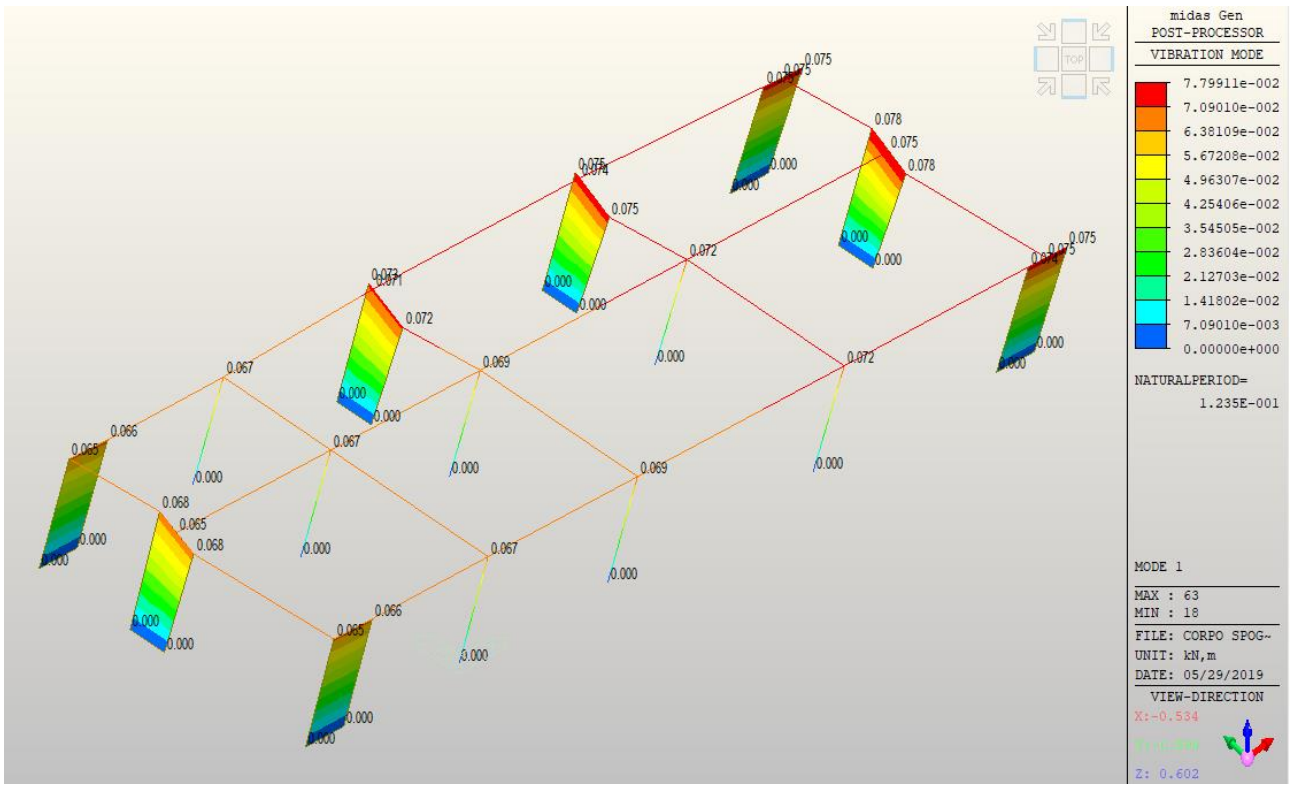
1.11.2 CONFIGURAZIONI DEFORMATE A SEGUITO DELL'AZIONE SISMICA E DEI CARICHI STATICI AGENTI: CORPO SPOGLIATOI

A seguito dell'analisi si sono individuati i principali modi di vibrare della struttura, di seguito riportati. Condizione necessaria è il raggiungimento dell'85% delle masse movimentate nelle direzioni considerate: nel caso in esame tale risultato è stato raggiunto:

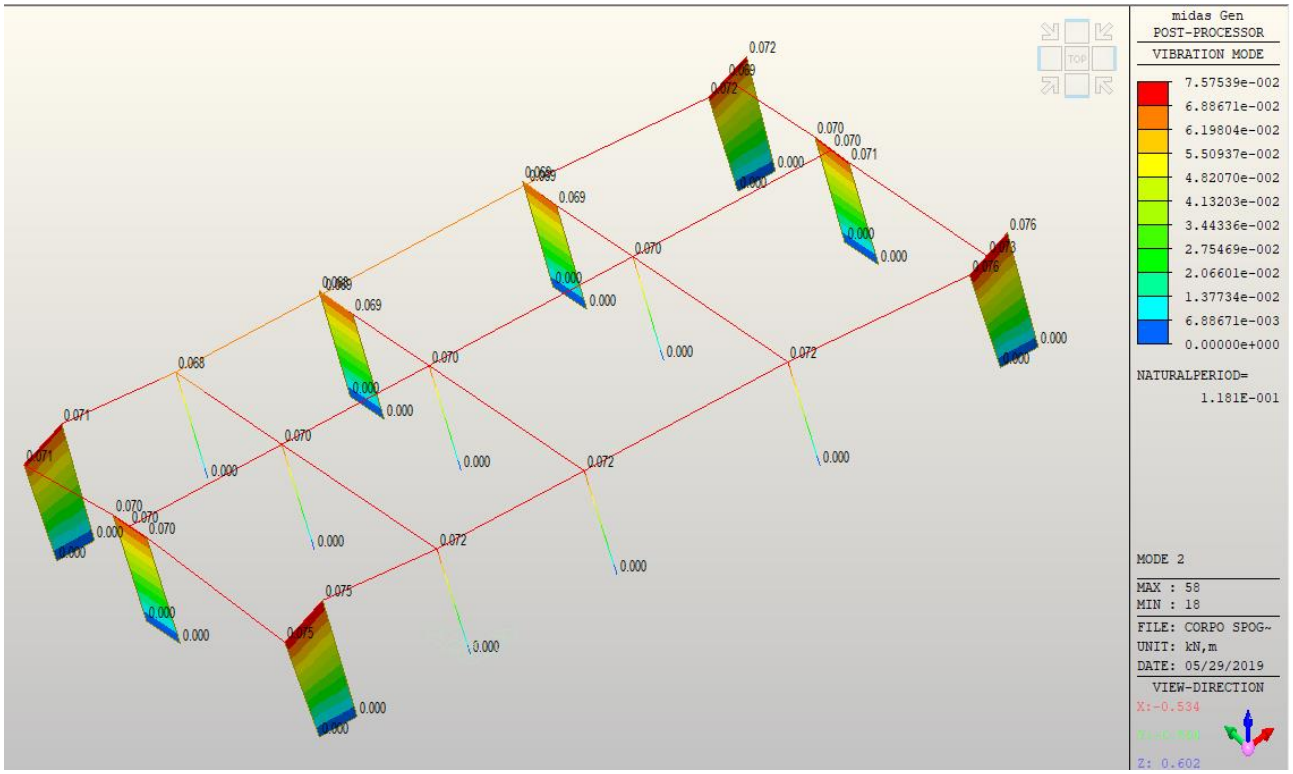
- <u>Massa partecipante totale in direzione X:</u> 100%
- <u>Massa partecipante in direzione Y:</u> 100%

Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency (rad/sec)		Frequency (cycle/sec)		Period (sec)		Tolerance					
1	50.8629		8.0951		0.1235		3.2998e-025					
2	53.2003		8.4671		0.1181		3.2998e-025					
3	60.7487		9.6685		0.1034		3.2998e-025					
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	0.2861	0.2861	99.4719	99.4719	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.2421	0.2421
2	99.5237	99.8098	0.2623	99.7342	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.2139	0.4560
3	0.1902	100.0000	0.2658	100.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	99.5440	100.0000
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	0.5764	0.5764	200.4388	200.4388	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	32.4480	32.4480
2	200.5433	201.1198	0.5286	200.9674	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	28.6769	61.1250
3	0.3832	201.5030	0.5356	201.5030	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	13343.724	13404.849

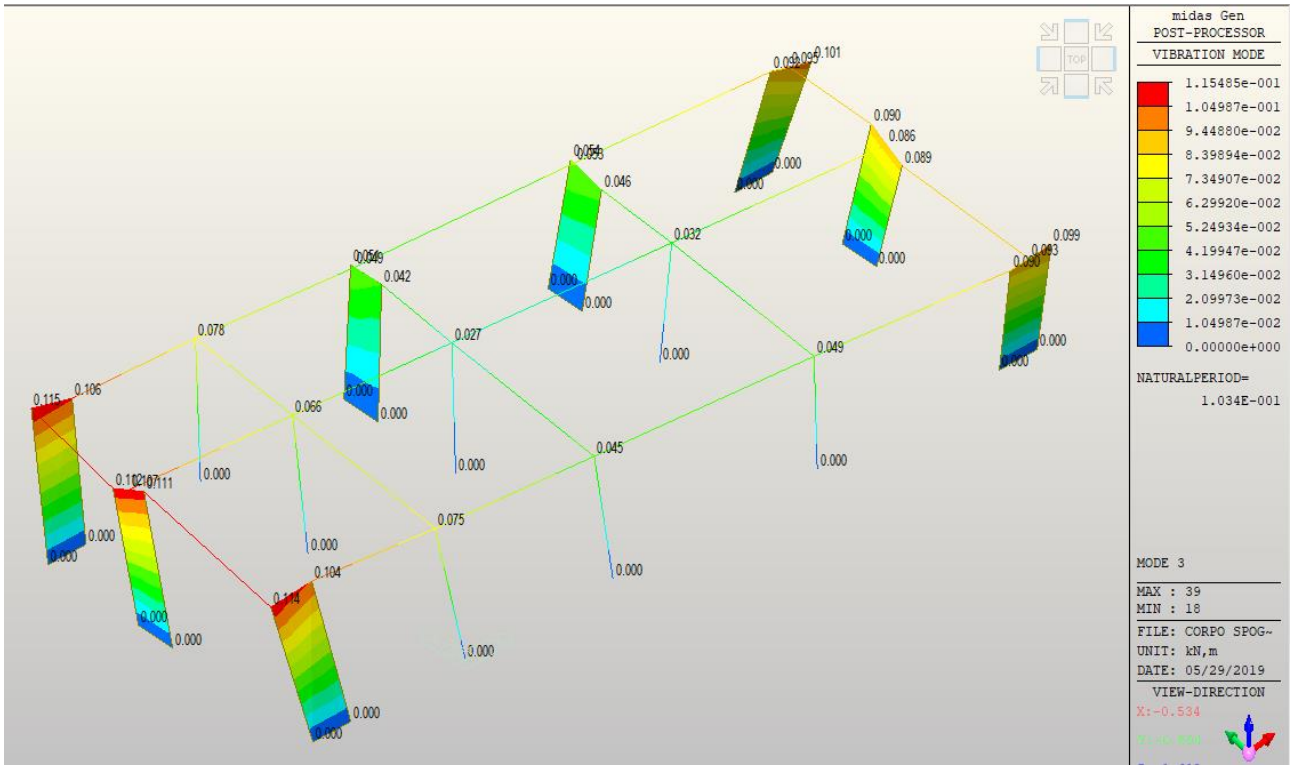
- Modi di vibrare: numero 1 (principale in Y - traslazionale)



- Modi di vibrare: numero 2 (principale in X –traslazionale)



- Modi di vibrare: numero 3 (rotazionale)



1.11.3 CONFIGURAZIONI DEFORMATE A SEGUITO DELL'AZIONE SISMICA E DEI CARICHI STATICI AGENTI: PALESTRA

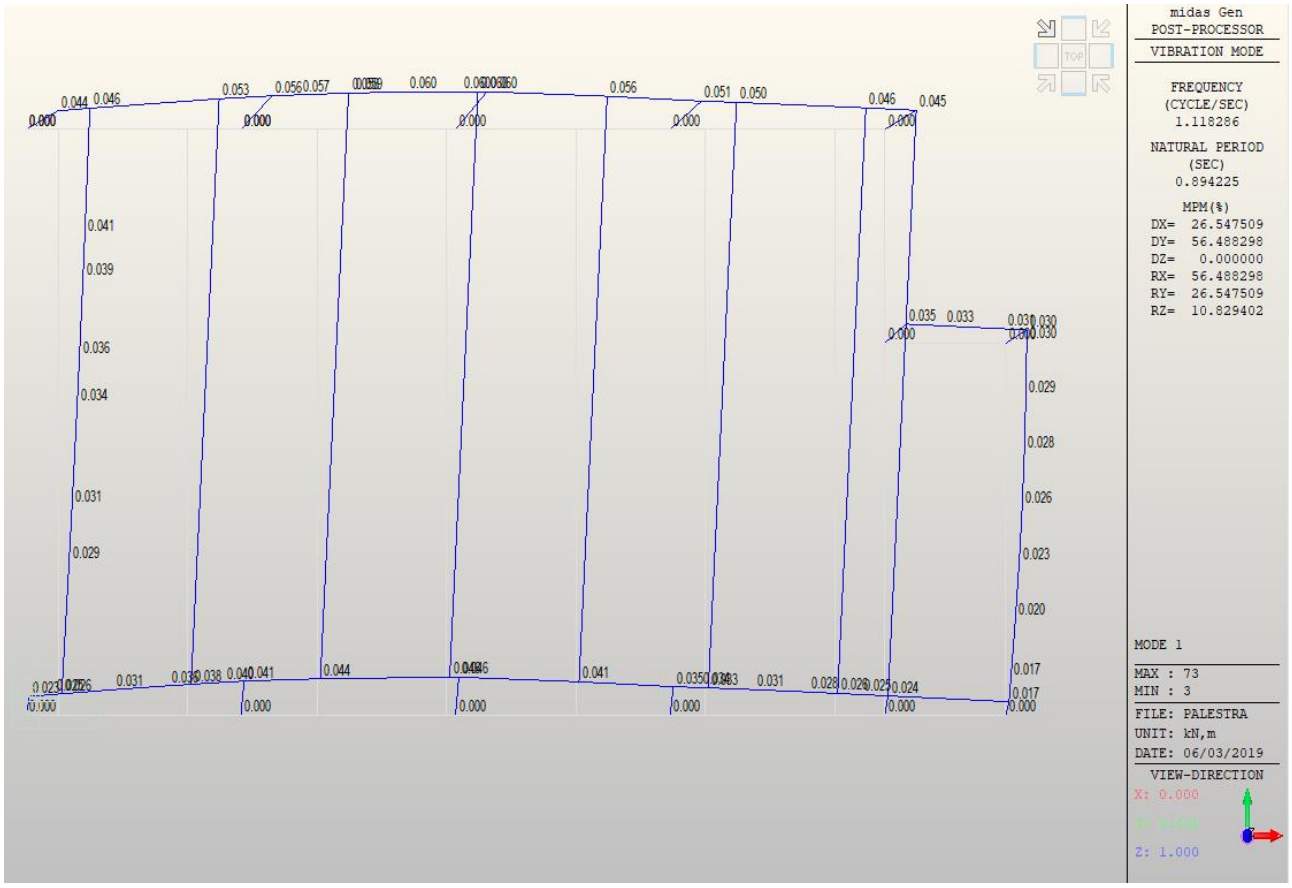
A seguito dell'analisi si sono individuati i principali modi di vibrare della struttura, di seguito riportati. Condizione necessaria è il raggiungimento dell'85% delle masse movimentate nelle direzioni considerate: nel caso in esame tale risultato è stato raggiunto:

- <u>Massa partecipante totale in direzione X:</u> 100%
- <u>Massa partecipante in direzione Y:</u> 99,99%

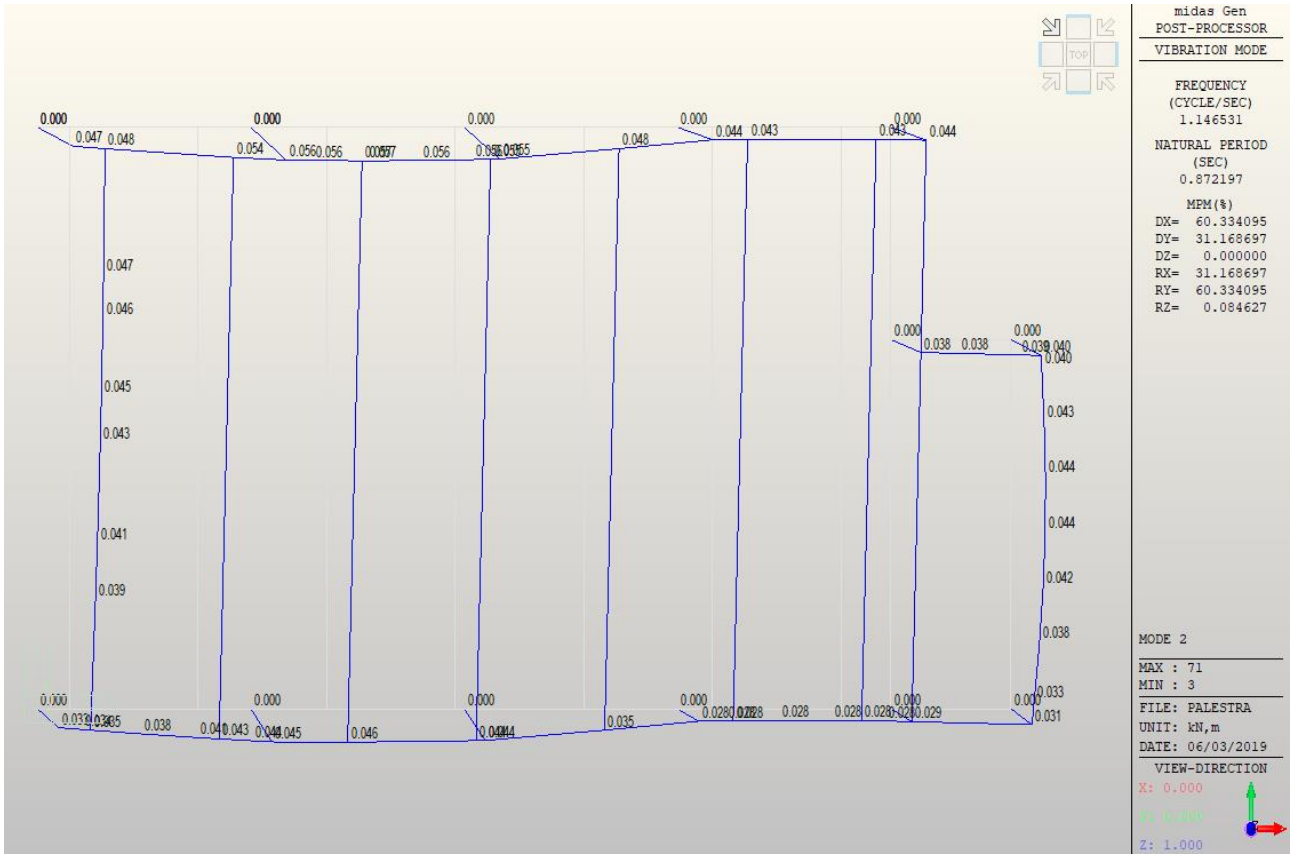
Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS						
Mode No	Frequency (rad/sec)	Frequency (cycle/sec)	Period (sec)	Tolerance		
1	7.0264	1.1183	0.8942	1.2017e-028		
2	7.2039	1.1465	0.8722	1.2017e-028		
3	7.8873	1.2553	0.7966	1.2017e-028		
4	8.3024	1.3214	0.7568	1.2017e-028		
5	9.6154	1.5303	0.6535	1.2017e-028		
6	12.3762	1.9697	0.5077	1.2017e-028		
7	15.4154	2.4534	0.4076	1.2017e-028		
8	16.7898	2.6722	0.3742	1.2017e-028		
9	28.0897	4.4706	0.2237	1.2017e-028		
10	47.0632	7.4903	0.1335	9.9784e-019		

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	26.5475	26.5475	56.4883	56.4883	0.0000	0.0000	56.4883	56.4883	26.5475	26.5475	10.8294	10.8294
2	60.3341	86.8816	31.1687	87.6570	0.0000	0.0000	31.1687	87.6570	60.3341	86.8816	0.0846	10.9140
3	6.3073	93.1889	0.9314	88.5884	0.0000	0.0000	0.9314	88.5884	6.3073	93.1889	8.7749	19.6889
4	6.2577	99.4466	8.1619	96.7503	0.0000	0.0000	8.1619	96.7503	6.2577	99.4466	75.4580	95.1469
5	0.0047	99.4513	2.5509	99.3012	0.0000	0.0000	2.5509	99.3012	0.0047	99.4513	1.9458	97.0927
6	0.0000	99.4513	0.6840	99.9852	0.0000	0.0000	0.6840	99.9852	0.0000	99.4513	2.7511	99.8438
7	0.0039	99.4552	0.0070	99.9921	0.0000	0.0000	0.0070	99.9921	0.0039	99.4552	0.0462	99.8900
8	0.4858	99.9410	0.0005	99.9926	0.0000	0.0000	0.0005	99.9926	0.4858	99.9410	0.1019	99.9920
9	0.0590	100.0000	0.0000	99.9926	0.0000	0.0000	0.0000	99.9926	0.0590	100.0000	0.0015	99.9935
10	0.0000	100.0000	0.0011	99.9937	0.0000	0.0000	0.0011	99.9937	0.0000	100.0000	0.0006	99.9941
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	137.9290	137.9290	295.9000	295.9000	0.0000	0.0000	485.0082	485.0082	226.0787	226.0787	13548.011	13548.011
2	313.4690	451.3980	163.2695	459.1695	0.0000	0.0000	267.6143	752.6225	513.8055	739.8842	105.8722	13653.883
3	32.7698	484.1678	4.8789	464.0484	0.0000	0.0000	7.9970	760.6195	53.7129	793.5970	10977.756	24631.639
4	32.5123	516.6801	42.7539	506.8023	0.0000	0.0000	70.0777	830.6972	53.2908	846.8878	94400.912	119032.55
5	0.0242	516.7043	13.3622	520.1646	0.0000	0.0000	21.9019	852.5992	0.0397	846.9275	2434.2550	121466.80
6	0.0002	516.7046	3.5830	523.7476	0.0000	0.0000	5.8729	858.4721	0.0004	846.9279	3441.7455	124908.55
7	0.0201	516.7247	0.0364	523.7840	0.0000	0.0000	0.0597	858.5318	0.0329	846.9609	57.8512	124966.40
8	2.5239	519.2486	0.0025	523.7865	0.0000	0.0000	0.0040	858.5358	4.1370	851.0978	127.5027	125093.90
9	0.3065	519.5551	0.0000	523.7865	0.0000	0.0000	0.0000	858.5359	0.5024	851.6002	1.9029	125095.80
10	0.0000	519.5551	0.0055	523.7920	0.0000	0.0000	0.0091	858.5449	0.0000	851.6002	0.7241	125096.53

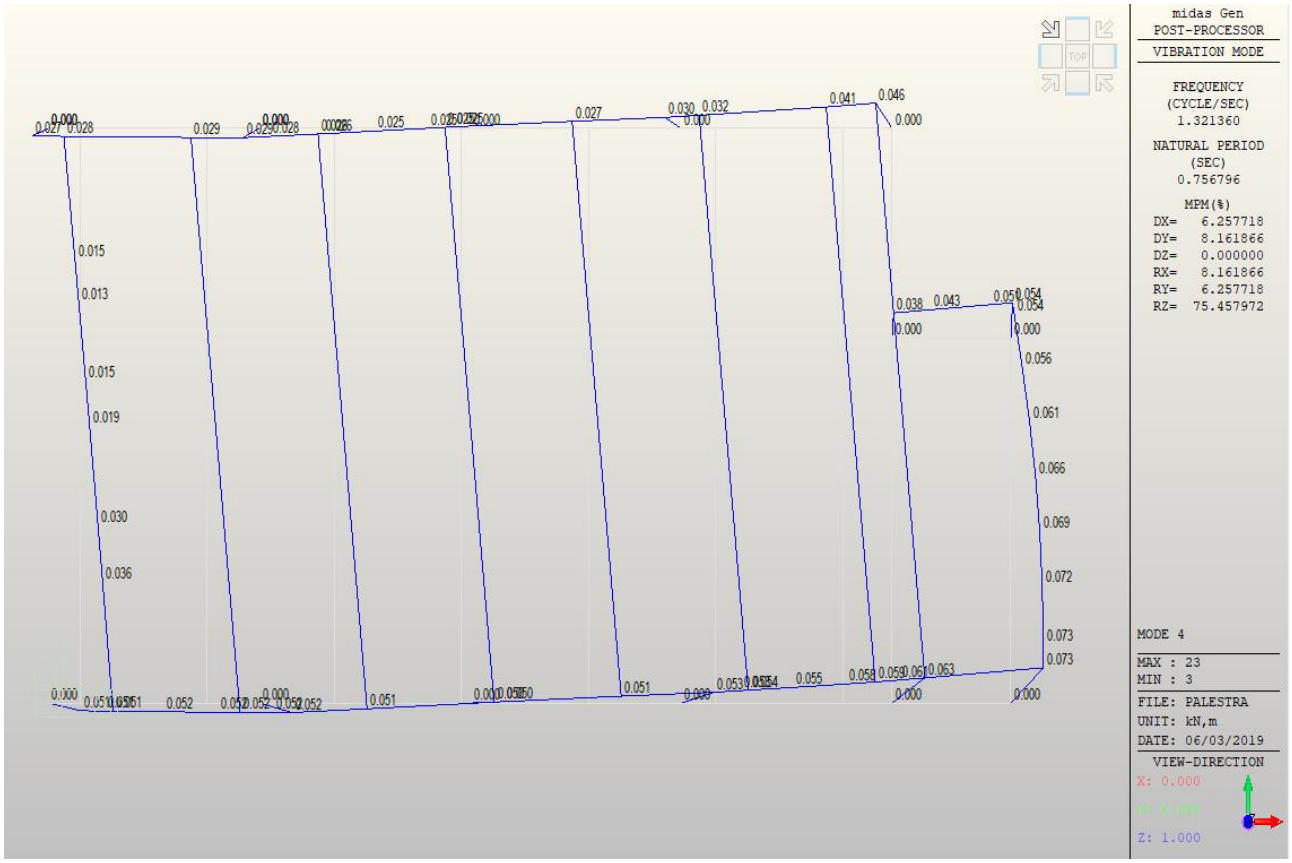
- Modi di vibrare: numero 1 (principale in Y - traslazionale)



- Modi di vibrare: numero 2 (principale in X –traslazionale)



- Modi di vibrare: numero 3 (rotazionale)



2 NORME TECNICHE DI RIFERIMENTO

- Legge n. 1086 del 5 Febbraio 1971, *"Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";*
- Legge n. 64 del 2 Febbraio 1974, *"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";*
- Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008, *"Norme tecniche per le costruzioni";*
- Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018, *"Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»";*
- Circolare C.S.LL.PP. n. 7 del 21 Gennaio 2019 "*Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018";*
- UNI EN 1992-1-1:2015, Eurocodice 2, *Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici*;
- UNI EN 1993-1-1:2014, Eurocodice 3, "*Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";*
- UNI EN 1993-1-8:2005, Eurocodice 3, "*Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti";*
- UNI EN 1998-1:2013, Eurocodice 8, *Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;*
- UNI EN 1998-5:2005, Eurocodice 8, *Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici*.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nelle opere si utilizzeranno materiali di buona qualità, esenti da vizi di qualunque tipo, aventi le caratteristiche tecniche di seguito riportate.

3.1 Opere di nuova realizzazione

3.1.1 CALCESTRUZZO

- ✓ Calcestruzzo cementizio per strutture di fondazione (platea, nervature platea e ringrossi):

classe	C25/30;	
classe di esposizione:	XC2 ;	
classe di consistenza:	S4;	
resistenza caratteristica cilindrica:	f_{ck}=	24,90 N/mm^2;
resistenza caratteristica a trazione:	f_{ctk}=	1,79 N/mm^2;
resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}=	14,11 N/mm^2;
resistenza di calcolo a trazione:	f_{ctd}=	1,19 N/mm^2;

- ✓ Calcestruzzo cementizio per strutture in elevazione (solette, solai, pilastri, travi):

classe	C25/30;	
classe di esposizione:	XC1 ;	
classe di consistenza:	S4;	
resistenza caratteristica cilindrica:	f_{ck}=	24,90 N/mm^2;
resistenza caratteristica a trazione:	f_{ctk}=	1,79 N/mm^2;
resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}=	14,11 N/mm^2;
resistenza di calcolo a trazione:	f_{ctd}=	1,19 N/mm^2;

- ✓ Calcestruzzo alveolare (solaio area ginnica palestra):

classe	C45/55;	
classe di esposizione:	XC1 ;	
classe di consistenza:	S4;	
resistenza caratteristica cilindrica:	f_{ck}=	45,65 N/mm^2;
resistenza caratteristica a trazione:	f_{ctk}=	4,90 N/mm^2;
resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}=	19,40 N/mm^2;
resistenza di calcolo a trazione:	f_{ctd}=	3,27 N/mm^2;

3.1.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO AD ADERENZA MIGLIORATA

- ✓ Acciaio per cemento armato:

tipo	B450C;	
resistenza caratteristica snervamento:	f_{yk}=	450,00 N/mm^2;
resistenza caratteristica a rottura:	f_{tk}=	540,00 N/mm^2;
resistenza di calcolo:	f_{yd}=	391,30 N/mm^2;

3.1.3 ACCIAIO DA CARPENTERIA

- ✓ Acciaio per travi in acciaio S275JR:

tipo	S275JR;	
resistenza caratteristica snervamento:	f_{yk}=	275,00 N/mm^2;
resistenza caratteristica a rottura:	f_{tk}=	430,00 N/mm^2;
resistenza di calcolo:	f_{yd}=	239,13 N/mm^2;

3.1.4 PREFABBRICATO

- ✓ Pilastri 60x60 cm

Classe di resistenza calcestruzzo	C40/50;
Acciaio ad aderenza migliorata	B450C;
Resistenza al fuoco	R120;

- ✓ Travi 60x70 cm

Classe di resistenza calcestruzzo	C40/50;
Acciaio ad aderenza migliorata	B450C;
Resistenza al fuoco	R120;

- ✓ Travi di banchina

Classe di resistenza calcestruzzo	C40/50;
Acciaio ad aderenza migliorata	B450C;
Acciaio reti elettrosaldate	B450A;
Acciaio armonico di precompressione:	trefoli a sette fili a basso rilassamento, fptk > 1860 N/mmq fp(1)k > 1670 N/mmq
Coibente:	polistirene espanso sinterizzato a cellule chiuse.
Reazione al fuoco:	Euroclasse E (secondo EN 13501-1);

	l = 0.038 W/mk
Resistenza al fuoco	R120;

✓ Tegoli alari di copertura

Classe di resistenza calcestruzzo	C45/55;
Acciaio ad aderenza migliorata	B450C;
Acciaio reti elettrosaldate	B450A;
Acciaio armonico di precompressione:	trefoli a sette fili a basso rilassamento, fptk > 1860 N/mmq fp(1)k > 1670 N/mmq
Coibente:	Polistirene espanso sinterizzato con grafite a cellule chiuse conforme alla Norma UNI EN 13163.
reazione al fuoco:	Euroclasse E (secondo EN 13501-1); l = 0.032 W/mk
resistenza al fuoco	R120;
resistenza a compressione	80 kN/m^2 (secondo EN 826);
resistenza a flessione	120 kN/m^2 (secondo EN 12089);
resistenza a trazione	≥80 kN/m^2 (secondo EN 1607);

✓ Coppelle curve in cemento armato vibrato

Classe di resistenza calcestruzzo	C40/50;
Acciaio ad aderenza migliorata	B450C;
Acciaio reti elettrosaldate	B450A;
Coibente:	Polistirene espanso sinterizzato con grafite a cellule chiuse conforme alla Norma UNI EN 13163.
reazione al fuoco:	Euroclasse E (secondo EN 13501-1); l = 0.032 W/mk
resistenza a compressione	80 kN/m^2 (secondo EN 826);
resistenza a flessione	120 kN/m^2 (secondo EN 12089);
resistenza a trazione	≥80 kN/m^2 (secondo EN 1607);

✓ Coppelle rette in cemento armato vibrato

Classe di resistenza calcestruzzo	C40/50;
Acciaio ad aderenza migliorata	B450C;

Acciaio reti elettrosaldate	B450A;
Coibente:	Polistirene espanso sinterizzato con grafite a cellule chiuse conforme alla Norma UNI EN 13163.
reazione al fuoco:	Euroclasse E (secondo EN 13501-1); l = 0.032 W/mk
resistenza a compressione	80 kN/m^2 (secondo EN 826);
resistenza a flessione	120 kN/m^2 (secondo EN 12089);
resistenza a trazione	≥80 kN/m^2 (secondo EN 1607);

- ✓ Conchiglie terminali in cemento armato

Classe di resistenza calcestruzzo	C40/50;
Acciaio ad aderenza migliorata	B450C;
Acciaio reti elettrosaldate	B450A;
Coibente:	Polistirene espanso sinterizzato a cellule chiuse.
reazione al fuoco:	Euroclasse E (secondo EN 13501-1); l = 0.038 W/mk

- ✓ Pannello prefabbricato a taglio termico – spessore 30 cm

Classe di resistenza calcestruzzo	C32/40;
Acciaio ad aderenza migliorata	B450C;
Acciaio reti elettrosaldate	B450A;
Coibente di alleggerimento:	Polistirene espanso sinterizzato a cellule chiuse;
Coibente taglio termico:	Polistirene espanso sinterizzato con grafite a cellule chiuse conforme alla Norma UNI EN 13163.
reazione al fuoco:	Euroclasse E (secondo EN 13501-1); l = 0.038 W/mk
resistenza a compressione	80 kN/m^2 (secondo EN 826);
resistenza a flessione	120 kN/m^2 (secondo EN 12089);
resistenza a trazione	≥80 kN/m^2 (secondo EN 1607);

- ✓ Pannello prefabbricato alleggerito – spessore 20 cm

Classe di resistenza calcestruzzo	C32/40;
Acciaio ad aderenza migliorata	B450C;
Acciaio reti elettrosaldate	B450A;

Coibente di alleggerimento:	Polistirene espanso sinterizzato a cellule chiuse;
reazione al fuoco:	Euroclasse E (secondo EN 13501-1);
	l = 0.038 W/mk
resistenza al fuoco:	R60

4 ANALISI DEI CARICHI STATICI E DINAMICI

4.1 Azioni del vento

Il calcolo dell'azione del vento globale agente sull'intera struttura è stata calcolata seguendo le indicazioni riportate nel paragrafo 3.3. delle NTC18.

Le opere oggetto della presente relazione si trovano in un'area urbana di classe B (aree urbane non di classe A, suburbane, industriali, boschive). Le azioni dinamiche dovute al vento verranno convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti, utilizzando i seguenti parametri:

- Altitudine del sito ≅ 130 m s.l.m.;
- Velocità di riferimento $v_{b,0}$ = 25 m/s;
- Zona di appartenenza = 2;
- Classe di rugosità = B (aree urbane non di classe A, suburbane, industriali, boschive);
- Categoria di esposizione = IV;
- k_r = 0,22;
- z_o = 0,3 m;
- z_{min} = 8 m.

Si riportano di seguito le tabelle della Normativa a cui si è fatto riferimento:

Tab. 3.3.I -*Valori dei parametri* $v_{b,0}$, a_0, k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

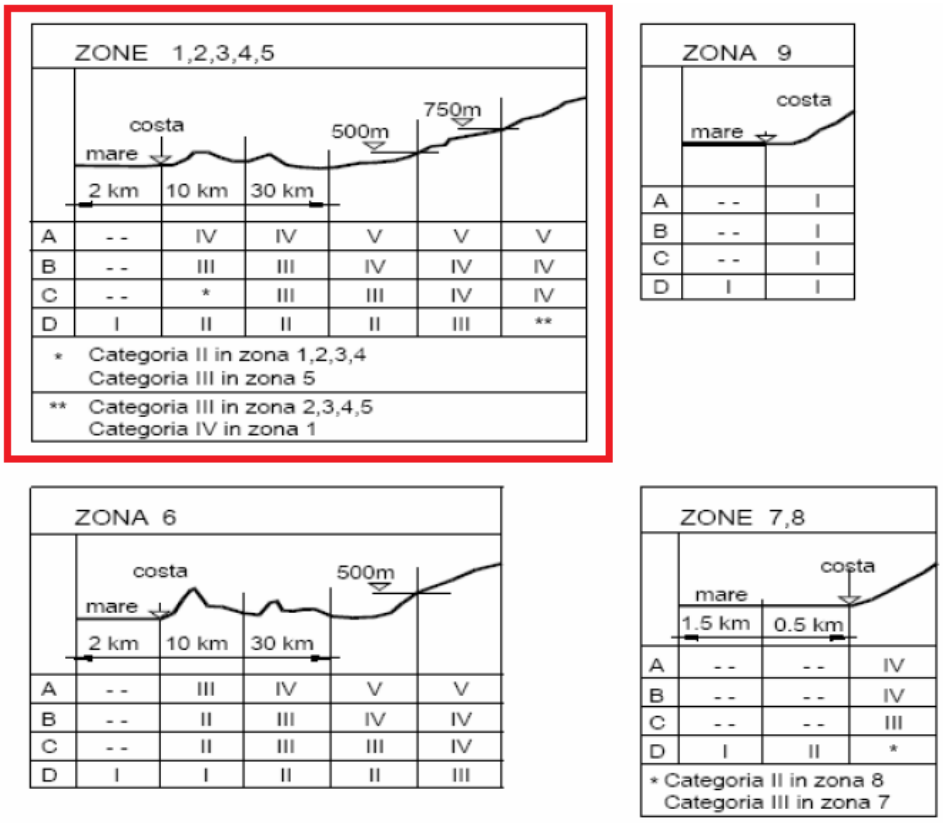


Fig. 3.3.2 - *Definizione delle categorie di esposizione*

Tab. 3.3.II - *Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione*

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tab. 3.3.III - *Classi di rugosità del terreno*

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

L'azione del vento viene determinata attraverso la seguente formula:

$$p = q_r \, c_e \, c_p \, c_d$$

Dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6 e vale 0,391 kN/m^2;
- c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7 e vale 1,634 ;
- c_p è il coefficiente di pressione di cui al § 3.3.8 e vale 0,8 considerando le superfici esterne sopravento e variabile considerando le superfici esterne sottovento (vedi circolare NTC2018);
- c_d è il coefficiente dinamico di cui al § 3.3.9 ed è stato assunto pari a 1.

Si ricava quindi:

$$p_{sopravento} = 0{,}51 \; kN/m^2$$

$$p_{sottovento} = variabile$$

4.2 Azioni della neve

Il calcolo dell'azione del vento globale agente sull'intera struttura è stata calcolata seguendo le indicazioni riportate nel paragrafo 3.4. delle NTC18.

Il carico provocato dall'accumulo della neve sugli elementi delle opere (coperture) verrà valutato utilizzando i seguenti parametri previsti dalla vigente normativa:

- Altitudine del sito ≅ 130 m s.l.m.;
- Zona di appartenenza = Zona I - Mediterranea;
- Carico della neve al suolo q_{sk} (§3.4.2) = 1,5 kN/m^2 (formula 3.4.4 con a_s≤200 m);
- Topografia = Normale;
- Coefficiente di esposizione C_e (§3.4.4) = 1;
- Coefficiente termico C_t (§3.4.5) = 1;
- Tipologia di copertura = piana, 0° ≤ α ≤ 30°;
- Coefficiente di forma μ_1 (§3.4.3) = 0,8.

Si riportano di seguito le tabelle della Normativa a cui si è fatto riferimento:

Tab. 3.4.I – *Valori di C_E per diverse classi di esposizione*

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Tab. 3.4.II – *Valori del coefficiente di forma*

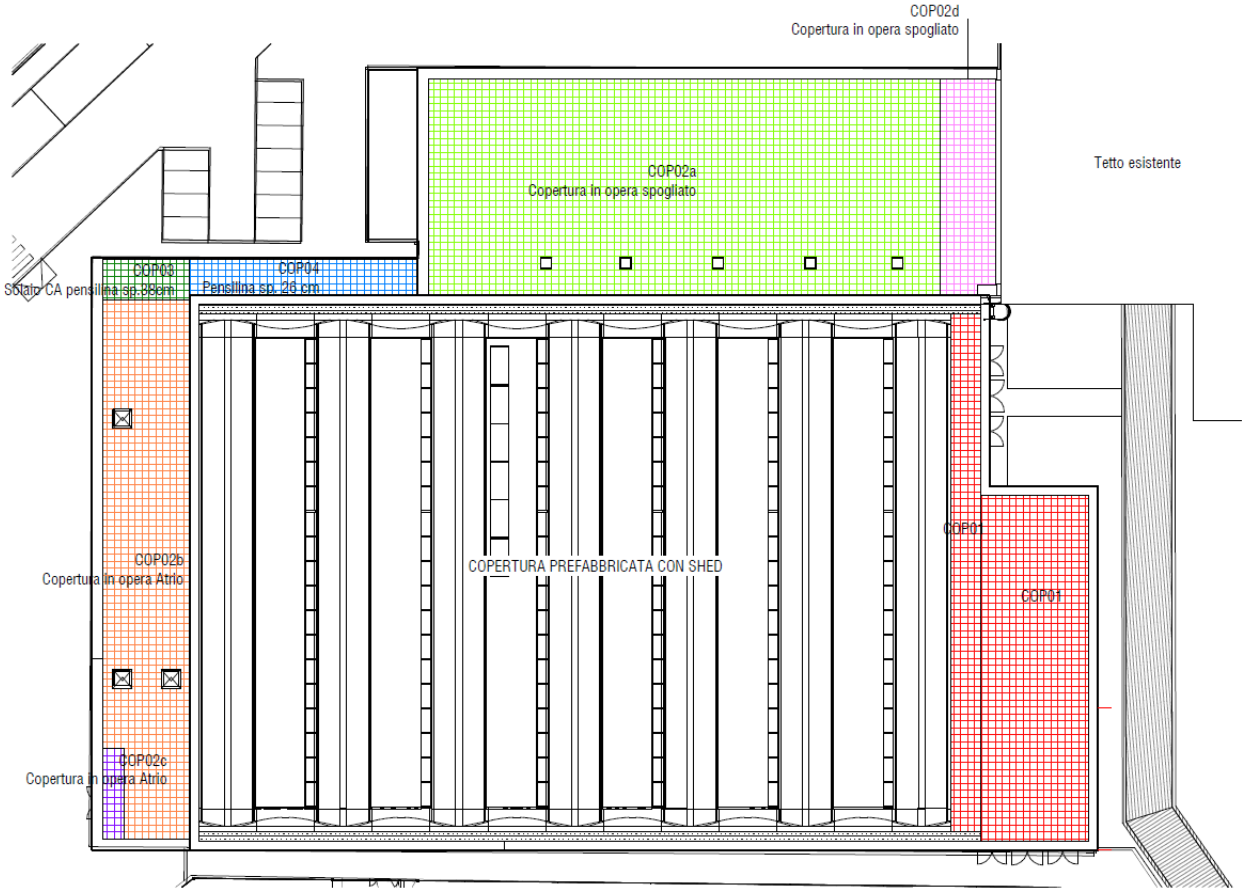
Coefficiente di forma	$0° \le \alpha \le 30°$	$30° < \alpha < 60°$	$\alpha \ge 60°$
μ_1	0,8	$0{,}8 \cdot \frac{(60-\alpha)}{30}$	0,0

Il carico della neve viene determinato attraverso la seguente formula:

$$q_s = q_{sk}\, \mu_i\, C_E\, C_t = 1{,}2\ kN/m^2$$

4.3 Carichi sui solai

Per una migliore comprensione della distribuzione della diversa tipologia di carichi sui solai, si riporta un estratto della tavola A12 dell'architettonico:



Pianta Copertura - Abaco Solai

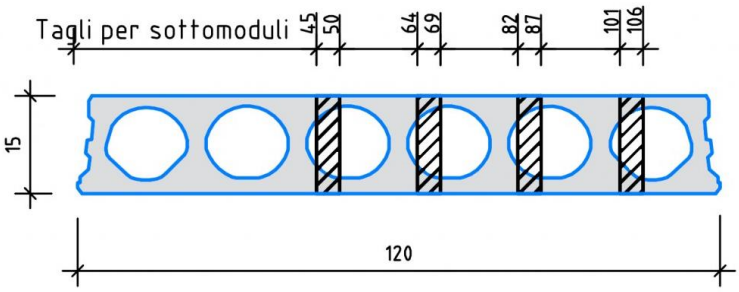
4.3.1 SOLAIO COP01 – SOLAIO COPERTURA AREA GINNICA

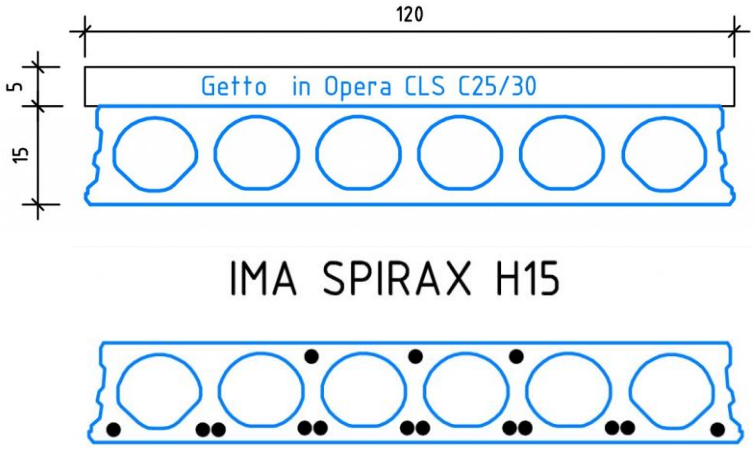
- ✓ Tipologia: Solaio alveolare 15+5 (alveolare H15 in semplice appoggio)
- ✓ Peso proprio (g_1) = 2,00 kN/m^2;
- ✓ Peso permanente non strutturale (g_2) = 0,50 kN/m^2;
- ✓ Carichi variabili = 1,20 kN/m^2;

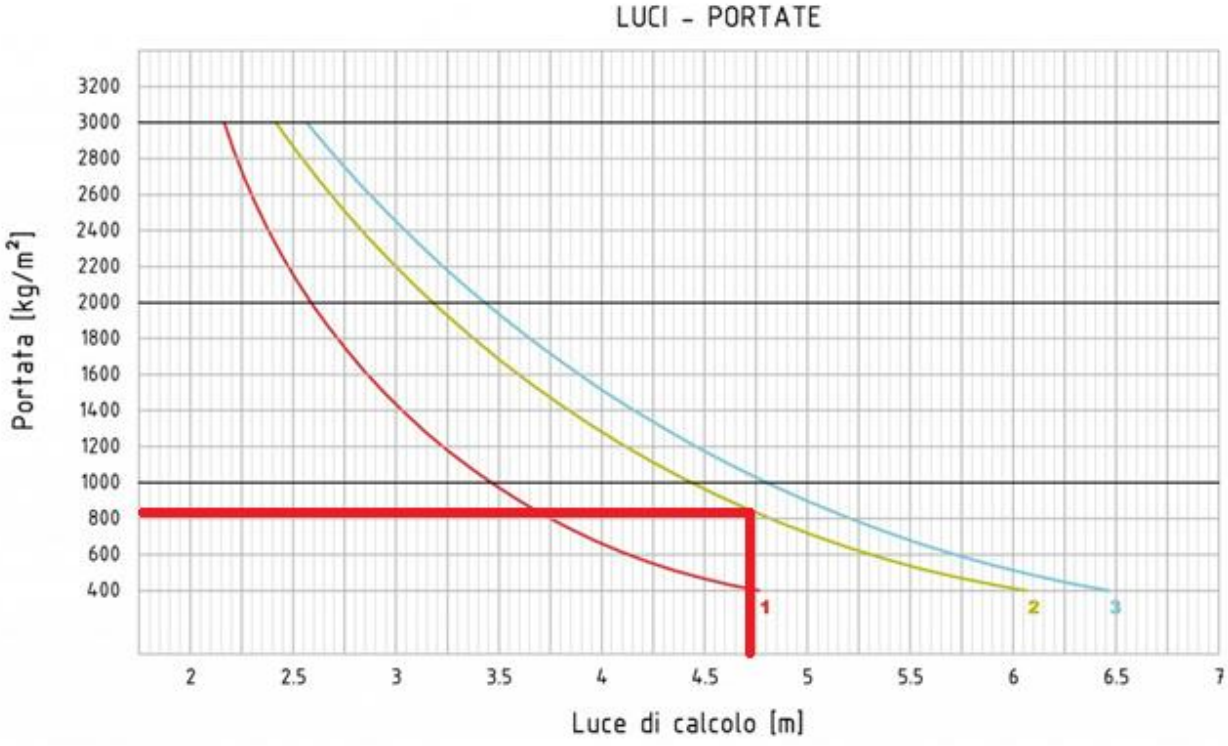
Neve (quota ≤ 1000 m s.l.m.);

Totale ***= 3,70 kN/m^2;***

IMA Precompressi - Solaio tipo IMA Spirax H15







La portata massima per una luce di 4,68 m è ~800 kg/m^2, che risulta essere maggiore dei carichi portati dalla pensilina (considerando permanenti non strutturali e variabili si ha 170 kg/m^2).

4.3.2 SOLAIO COP02A – COPERTURA IN OPERA SPOGLIATOI

- ✓ Tipologia: Solaio predalles 4+16+5 (sp. tot 55,5 cm)
- ✓ Peso proprio (g_1) = 3,60 kN/m^2;
- ✓ Peso permanente non strutturale (g_2) = 2,90 kN/m^2;
- ✓ Carichi variabili = 1,20 kN/m^2;

  Neve (quota ≤ 1000 m s.l.m.);

  Totale ***= 7,70 kN/m^2;***

4.3.3 SOLAIO COP02B – COPERTURA IN OPERA ATRIO

- ✓ Tipologia: Solaio predalles 4+16+5 (sp. tot 50,5 cm)
- ✓ Peso proprio (g_1) = 3,60 kN/m^2;
- ✓ Peso permanente non strutturale (g_2) = 2,10 kN/m^2;
- ✓ Carichi variabili = 1,20 kN/m^2;

  Neve (quota ≤ 1000 m s.l.m.);

  Totale ***= 6,90 kN/m^2;***

4.3.4 SOLAIO COP02C – COPERTURA IN OPERA ATRIO A SBALZO

- ✓ Tipologia: Soletta piena in c.a. sp. 20 cm (sp. tot. 45,5 cm)
- ✓ Peso proprio (g_1) = 5,00 kN/m^2;
- ✓ Peso permanente non strutturale (g_2) = 2,25 kN/m^2;
- ✓ Carichi variabili = 1,20 kN/m^2;

  Neve (quota ≤ 1000 m s.l.m.);

  Totale ***= 8,45 kN/m^2;***

4.3.5 SOLAIO COP02D – COPERTURA IN OPERA SPOGLIATOI

- ✓ Tipologia: Soletta piena in c.a. sp. 20 cm (sp. tot. 50,5 cm)
- ✓ Peso proprio (g_1) = 5,00 kN/m^2;
- ✓ Peso permanente non strutturale (g_2) = 2,90 kN/m^2;
- ✓ Carichi variabili = 1,20 kN/m^2;

  Neve (quota ≤ 1000 m s.l.m.);

  Totale ***= 9,10 kN/m^2;***

4.3.6 SOLAIO COP03 – SOLAIO PENSILINA SP. 38 CM

- ✓ Tipologia: Soletta piena in c.a. sp. 20 cm (sp. tot. 38 cm)
- ✓ Peso proprio (g_1) = 5,00 kN/m^2;
- ✓ Peso permanente non strutturale (g_2) = 1,40 kN/m^2;
- ✓ Carichi variabili = 1,20 kN/m^2;

  Neve (quota ≤ 1000 m s.l.m.);

  Totale ***= 7,60 kN/m^2;***

4.3.7 SOLAIO COP04 – PENSILINA A SECCO SP. 26 CM

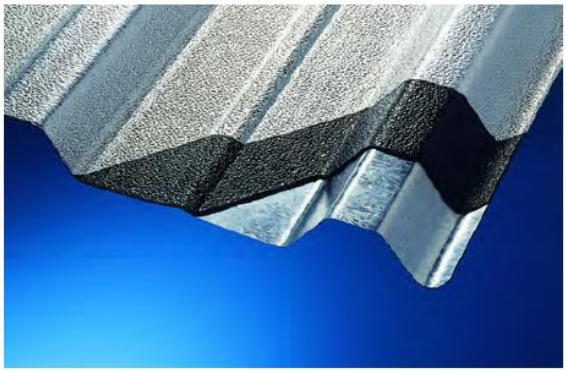
- ✓ Tipologia: Solaio in lamiera grecata con sottostruttura metallica HEA200 e IPE180 (sp. 20 cm)
- ✓ Peso proprio (g_1) = 0,60 kN/m^2;
- ✓ Peso permanente non strutturale (g_2) = 0,29 kN/m^2;

✓ Carichi variabili = 1,20 kN/m²;

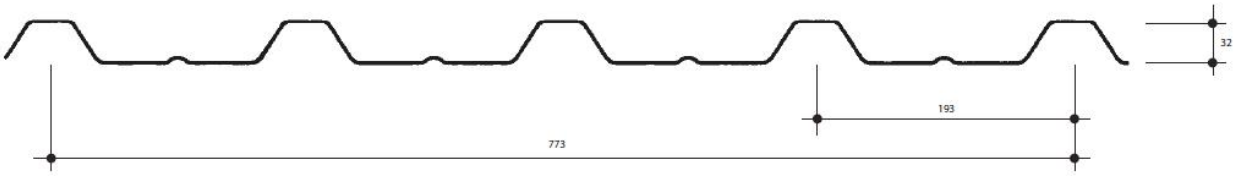
Neve (quota ≤ 1000 m s.l.m.);

Totale ***= 2,05 kN/m²;***

Lamiera grecata tipo Coverib-850



LUNGHEZZA	su misura
LARGHEZZA NOMINALE	850 mm
LARGHEZZA UTILE	773 mm
PROFILO	32 mm
SPESSORE TOTALE MEDIO	2,4 mm
SPESSORE DELL'ACCIAIO	0,50 - 0,60 - 0,80 mm
MASSA	8,000 kg/m² con acciaio 0,50 8,600 kg/m² con acciaio 0,60 10,00 kg/m² con acciaio 0,80
TOLLERANZE	lunghezza + 20, - 5 mm larghezza nominale + / - 5 mm spessore + / - 10%



Distanze ammissibili tra gli appoggi (L) per profili Coverib 850 in funzione dei sovraccarichi uniformemente distribuiti (p) e dello schema statico.

f ≤ 1/200 L - σ ≤ 1650 daN/cm²

Le caratteristiche geometriche dei profili sono state calcolate secondo le istruzioni C.N.R. 10022 / 84.

SPESSORE ACCIAIO	J cm⁴/m	W⁺min cm³/m	W⁻ min cm³/m
0,50 mm	8,59	3,76	3,40
0,60 mm	10,68	4,79	4,37
0,80 mm	14,47	6,71	6,07

J = Momento di inerzia
W+min = Modulo di resistenza a flessione per i momenti positivi
W-min = Modulo di resistenza a flessione per i momenti negativi

RESISTENZA MECCANICA

δ_{max} <=1/200 L (carico complessivo) δ_2 <= 1/250 L (solo accidentale) $f_y \geq$ 2.500 daN/cm^ 2 (tensione di snervamento) $M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el} f_{yb} / \gamma_{M0}$

Le caratteristiche geometriche dei profili sono state calcolate secondo DM del 14.01.2008. EN 1993-1-3 e En 1993-1-5

SCHEMA STATICO: UNA CAMPATA

M max +	1/8 (p+q) l²
M min -	=
f max (q)	5/384 q l⁴/EI
f max (p+q)	5/384 (p+q) l⁴/EI

SOVRACCARICO DISCENDENTE NEVE - P (daN/m^2)

spess. acc.		60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300	320	340	360
0.50 mm	L = m	1,83	1,76	1,70	1,60	1,52	1,45	1,40	1,35	1,31	1,27	1,24	1,21	1,18	1,15	1,11	1,08
0.60 mm	L = m	1,99	1,91	1,84	1,73	1,65	1,58	1,52	1,46	1,42	1,38	1,34	1,31	1,28	1,25	1,23	1,20
0.80 mm	L = m	2,26	2,17	2,10	1,97	1,87	1,79	1,72	1,66	1,61	1,57	1,52	1,49	1,45	1,42	1,39	1,37

SOVRACCARICO ASCENDENTE VENTO - P (daN/m^2)

spess. acc.		60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300	320	340	360
0.50 mm	L = m	1,76	1,60	1,49	1,40	1,33	1,27	1,22	1,18	1,14	1,11	1,08	1,06	1,03	1,01	0,99	0,97
0.60 mm	L = m	1,91	1,73	1,61	1,52	1,44	1,38	1,32	1,28	1,24	1,20	1,17	1,14	1,12	1,09	1,07	1,05
0.80 mm	L = m	2,20	1,99	1,85	1,74	1,65	1,58	1,52	1,47	1,42	1,38	1,35	1,31	1,28	1,26	1,23	1,21

Considerando la somma dei carichi permanenti non strutturali e dei carichi variabili (1,486 kN/m²) agente su uno schema statico appoggio-appoggio di una sola campata con luce netta 1,39 m, dalla tabella di verifica della scheda tecnica del prodotto si nota che la tipologia di solaio scelta è idonea.

4.4 Azione sismica

Essendo stato effettuato lo studio della risposta sismica locale si assumerà lo spettro ottenuto da tale valutazione per il calcolo dell'azione sismica agente sulle strutture previste nel presente progetto. Nel caso in cui sia invece meno a favore di sicurezza (vedi confronti successivi) si utilizzerà lo spettro da normativa così come definito dalle NTC2018.

Lo spettro elastico di progetto che verrà impiegato è quello normalizzato sulla media degli accelerogrammi spettro-compatibili definiti nella relazione geologica del Dott. Geol. Luca Tondi e all'analisi di risposta sismica locale, dalla quale si sono ricavati i seguenti spettri di risposta elastici per il sito in cui sorgerà l'opera.

Inoltre, per la determinazione dell'azione sismica agente sulla struttura sono state considerate le seguenti ipotesi di base per il calcolo, riportate all'interno delle NTC2018:

Vita nominale = 50 anni;

Classe d'uso = IV;

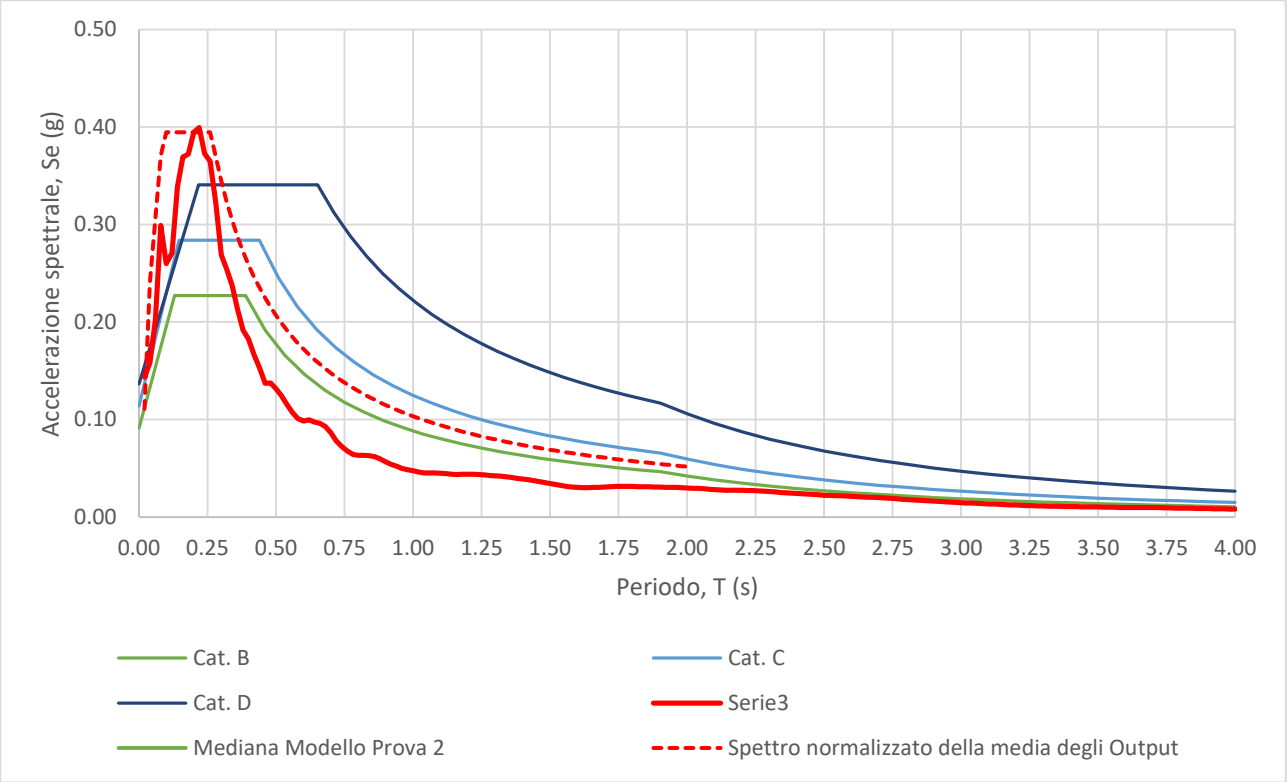
Coefficiente d'uso - C_u = 2,0;

Periodo di riferimento - V_r = 100 anni;

Coefficiente di topografia = T1.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti per i diversi stati limite:

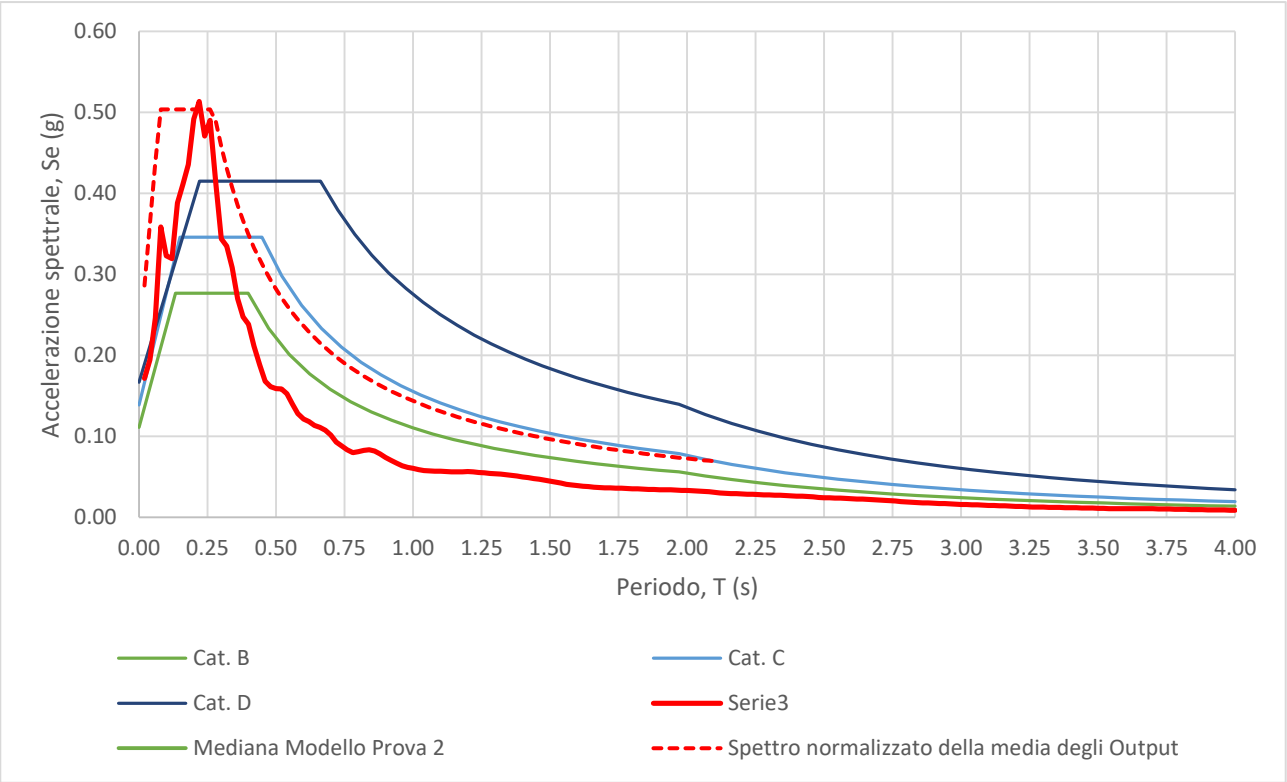
- SLO



Dall'analisi locale sono emersi i seguenti parametri:

Stato Limite	Tr [anni]	a_{max} [g]	F_0	SS	CC	ST	T_C	T_B	T_D
Operatività (SLO)	60	0.111	3.563	1.000	1.150	1.000	0.262	0.087	2.043

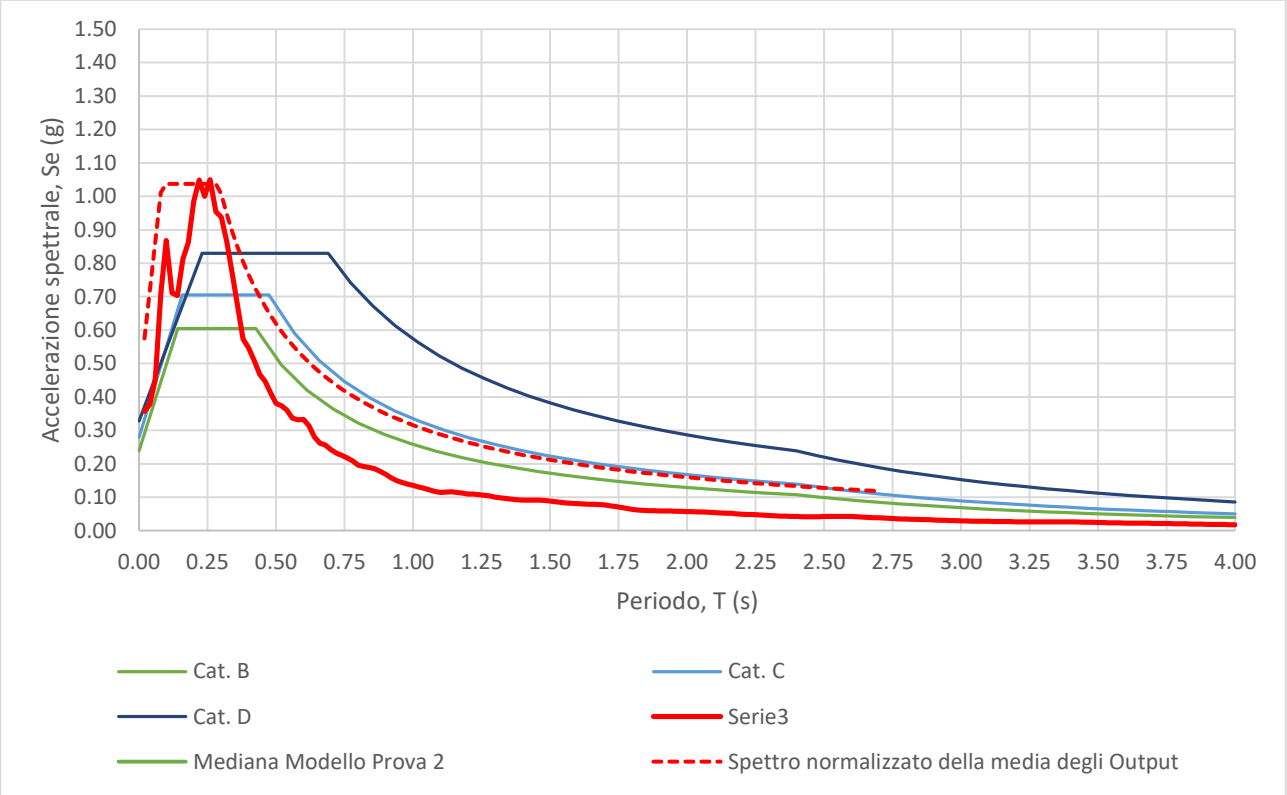
- SLD



Dall'analisi locale sono emersi i seguenti parametri:

Stato Limite	Tr [anni]	amax [g]	F0	SS	CC	ST	TC	TB	TD
Danno (SLD)	101	0.133	3.784	1.000	1.000	1.150	0.291	0.097	2.132

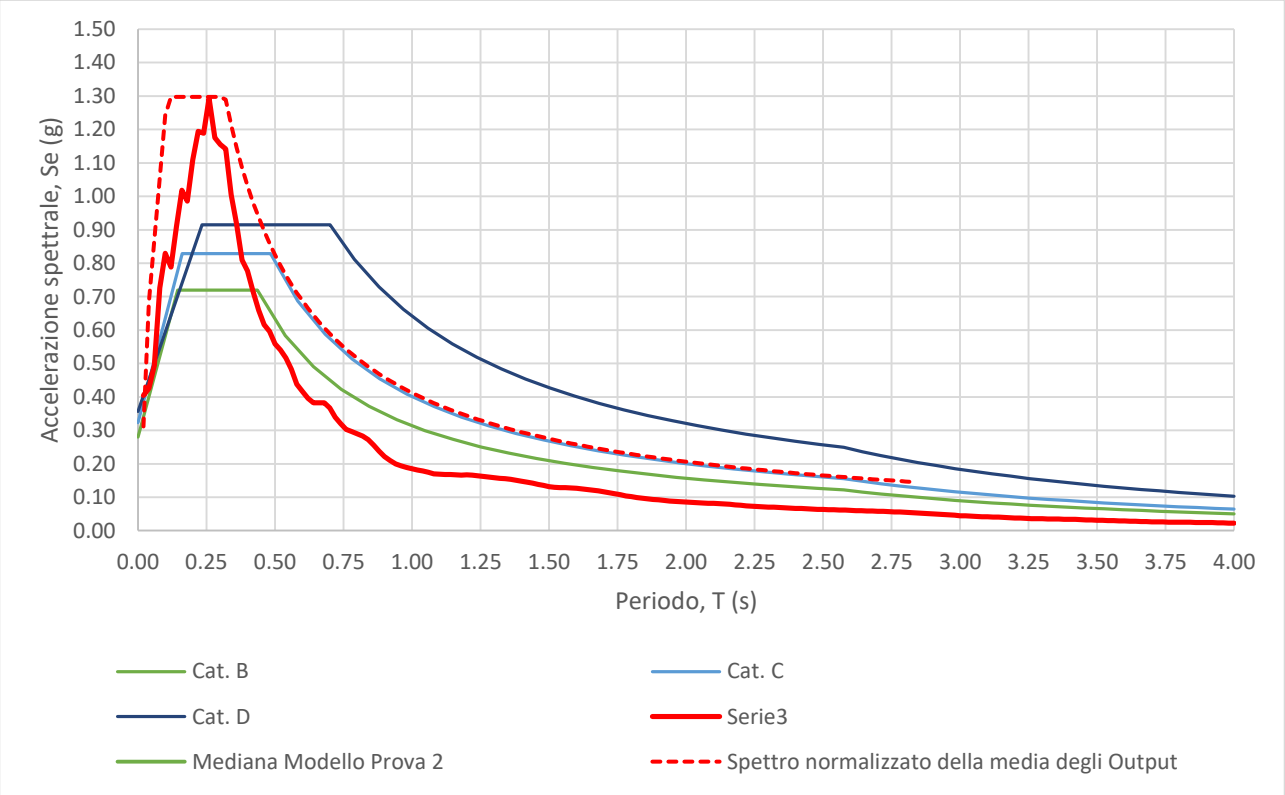
- SLV



Dall'analisi locale sono emersi i seguenti parametri:

Stato Limite	Tr [anni]	a_{max} [g]	F_0	SS	CC	ST	T_C	T_B	T_D
Vita (SLV)	949	0.284	3.656	1.000	1.00	1.15000	0.31051	0.1035	2.735

- SLC



Dall'analisi locale sono emersi i seguenti parametri:

Stato Limite	Tr [anni]	a_{max} [g]	F_0	S_S	C_C	S_T	T_C	T_B	T_D
Vita (SLV)	1950	0.312	4.161	1.000	1.00	1.15000	0.31792	0.1060	2.847

Il fattore di struttura q è stato ricavato con riferimento al capitolo 7.3.1 delle NTC2018 e alla tabella 7.3.II dello stesso capitolo (di cui se ne riporta di seguito l'estratto di interesse). Per i corpi ingresso e spogliatoi si fa riferimento alla voce "strutture a pareti non accoppiate" di CD"B" a cui corrisponde il valore di q0 pari a 3,0; per la palestra, invece, si prende in considerazione la voce "strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati" di CD"B", a cui corrisponde q0 di 2,5.

Tab. 7.3.II – *Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD*

	q_0	
Tipologia strutturale	CD"A"	CD"B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 α_u/α_1	3,0 α_u/α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 α_u/α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	4,0 α_u/α_1	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate Strutture con controventi eccentrici	5,0 α_u/α_1	4,0
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva Strutture con controventi concentrici a V	4,0 2,5	4,0 2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2,0 α_u/α_1	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4,0 α_u/α_1	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0
Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati	3,0	2,0
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		2,5

Considerando il fattore K_R che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione pari a 1, il fattore di comportamento q risulta essere:

- Corpo ingresso e corpo spogliatoi:

$$q = 3$$

- Palestra:

$$q = 2{,}5$$

La definizione di struttura a pareti non accoppiate è fornita anche dal software Midas Gen con cui sono state eseguite le diverse modellazioni e verifiche. Impostando le azioni sismiche secondo la norma vigente, il programma è in grado di fornire la percentuale della forza assorbita dagli elementi strutturali per capirne la tipologia strutturale

- Corpo ingresso:

Load	Type	No	Angle1 ([deg])	Force1 (kN)	Ratio1	Angle2 ([deg])	Force2 (kN)	Ratio2
LINEAR SUMMATION OF STORY SHEAR FORCE								
Sisma x	Frame(Beam)		0.00	9.0242	0.03	90.00	0.0725	0.00
Sisma x	Wall		0.00	347.3322	0.97	90.00	-0.0725	0.00
Sisma x	Sum		0.00	356.3564		90.00	0.0000	
Sisma y	Frame(Beam)		0.00	2.4205	0.00	90.00	6.0543	0.02
Sisma y	Wall		0.00	-2.4205	0.00	90.00	350.3021	0.98
Sisma y	Sum		0.00	0.0000		90.00	356.3564	

Dalla tabella si nota che in direzione X il 97% dell'azione sismica è assorbita dai setti, mentre in direzione Y il 98%. La tipologia strutturale è quindi a pareti.

- Corpo spogliatoi:

Load	Type	No	Angle1 ([deg])	Force1 (kN)	Ratio1	Angle2 ([deg])	Force2 (kN)	Ratio2
LINEAR SUMMATION OF STORY SHEAR FORCE								
Sisma x	Frame(Beam)		0.00	50.3238	0.06	90.00	-0.3014	0.00
Sisma x	Wall		0.00	736.1323	0.94	90.00	0.3014	0.00
Sisma x	Sum		0.00	786.4561		90.00	0.0000	
Sisma y	Frame(Beam)		0.00	-0.4699	0.00	90.00	36.0069	0.05
Sisma y	Wall		0.00	0.4699	0.00	90.00	750.4493	0.95
Sisma y	Sum		0.00	0.0000		90.00	786.4561	

Dalla tabella si nota che in direzione X il 94% dell'azione sismica è assorbita dai setti, mentre in direzione Y il 95%. La tipologia strutturale è quindi a pareti.

5 MODELLI DI CALCOLO: CORPO INGRESSO

Ai fini di verificare e determinare lo stato di sollecitazione degli elementi, è stata eseguita un'analisi numerica del corpo ingresso della palestra grazie all'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti Midas Gen.

A tal proposito risulta necessario fare alcune precisazioni: la complessità delle strutture in genere, l'articolazione delle caratteristiche costruttive e l'inevitabile approssimazione di tutte le tecniche di calcolo possibili, non consentono una "modellazione" esatta e reale del comportamento strutturale (influenzato anche dai singoli dettagli eseguiti in corso d'opera). Per tale motivazione sono stati analizzati i modelli di calcolo ritenuti più vicini al reale comportamento della struttura, eseguendo anche valutazioni su modellazioni diverse e confrontando, quando necessario, i risultati di più situazioni (e simulazioni) limite.

La modellazione delle strutture in progetto è stata effettuata in completa aderenza al progetto strutturale presentato. L'analisi e l'eventuale validazione della stessa è stata eseguita in via sintetica e conclusiva, consentono di valutare come affidabile l'impostazione globale dell'edificio.

5.1 Combinazione delle azioni

Ai fini delle verifiche agli stati limite, per il caso in esame, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni, in accordo con quanto riportato nelle NTC18:

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

$$F_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{q1} Q_{k1} + \sum_{i=2}^{N} \gamma_{qi} \psi_{0i} Q_{ki}$$

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

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^{N} \psi_{0i} Q_{ki}$$

dove:

F_d è l'azione di calcolo, la forza di progetto;

G_1 sono i carichi permanenti strutturali;

G_2 sono i carichi permanenti portati;

P è il valore caratteristico della forza di precompressione;

Q_{k1} è il valore caratteristico dell'azione variabile principale;

Q_{ki} sono i valori caratteristici delle azioni variabili secondarie, tra loro indipendenti;

i coefficienti parziali per le azioni sono stati assunti facendo riferimento alla situazione sfavorevole e valgono:

γ_{G1}=1,3

γ_{G2}=1,5

γ_{P}=1,0

γ_{Qi}=1,5

Si riporta di seguito la tabella di riferimento:

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

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

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

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione delle azioni che tengono conto della probabilità di non contemporaneità dei carichi accidentali e quindi sono coefficienti di deamplificazione (<1); vengono chiamati coefficienti di combinazione e per le analisi effettuate sono stati presi in considerazione quelli relativi al vento e alla neve a quota ≤ 1000 m s.l.m. :

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

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Combinazione sismica, sebbene non impiegata in questo caso, per gli stati limite connessi all'azione del sisma E:

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^{N} \psi_{2i} Q_{ki}$$

dove:

F_d è l'azione di calcolo, la forza di progetto;

E è l'azione sismica;

G_1 sono i carichi permanenti strutturali;

G_2sono i carichi permanenti portati;

P è il valore caratteristico della forza di precompressione;

Q_{ki} sono i valori caratteristici delle azioni variabili secondarie, tra loro indipendenti;

ψ_{2i} sono i coefficienti di combinazione per le analisi sismiche.

5.2 Breve illustrazione dei codici di calcolo

5.2.1 MIDAS GEN

Midas Gen è un software di calcolo agli elementi finiti con cui è possibile modellare la struttura di interesse in un ambiente CAD utilizzando elementi quali nodi, aste e superfici piane e assegnando le relative caratteristiche geometriche e meccaniche; in questo modo, dopo aver opportunamente assegnato i vincoli ed i carichi agenti, il programma genera come output il valore delle sollecitazioni agenti con cui è possibile fare delle verifiche secondo la normativa di riferimento (in questo caso NTC2018).

Essendo un programma agli elementi finiti, sono presenti delle impostazioni (es. automesh) che permettono di discretizzare gli elementi geometrici, come le superfici, creando maggiori punti di controllo e quindi ottenere una maggiore precisione dei risultati.

Nel programma sono presenti delle librerie predefinite con le quali è possibile scegliere una normativa di riferimento e quindi impostare una determinata sezione o materiale.

È, inoltre, possibile modificare manualmente i parametri appena descritti in modo da personalizzare l'analisi in base alle proprie necessità e quindi creare un modello che sia il più possibile simile a quello reale.

Come già accennato, una volta realizzato il modello geometrico si possono assegnare i vincoli, esterni e interni, e i carichi agenti sulla struttura. Con Midas Gen è possibile svolgere analisi statiche o dinamiche, lineari o non lineari, e visualizzare i risultati sia in veste grafica che numerica. Dopo aver definito le diverse azioni di calcolo, queste possono essere combinate in modo automatico o manuale per poter eseguire le verifiche agli stati limite.

Una volta completato il modello di calcolo con le relative azioni è possibile visualizzare i diversi risultati in termini di sollecitazioni e spostamenti.

Il programma presenta, inoltre, delle opzioni che permettono di effettuare automaticamente le verifiche delle sezioni (es. verifiche delle sezioni in acciaio) seguendo le indicazioni della normativa vigente e suggerendo eventuali modifiche per ottimizzare il modello laddove la verifica non fosse soddisfatta.

5.3 Criteri di verifica

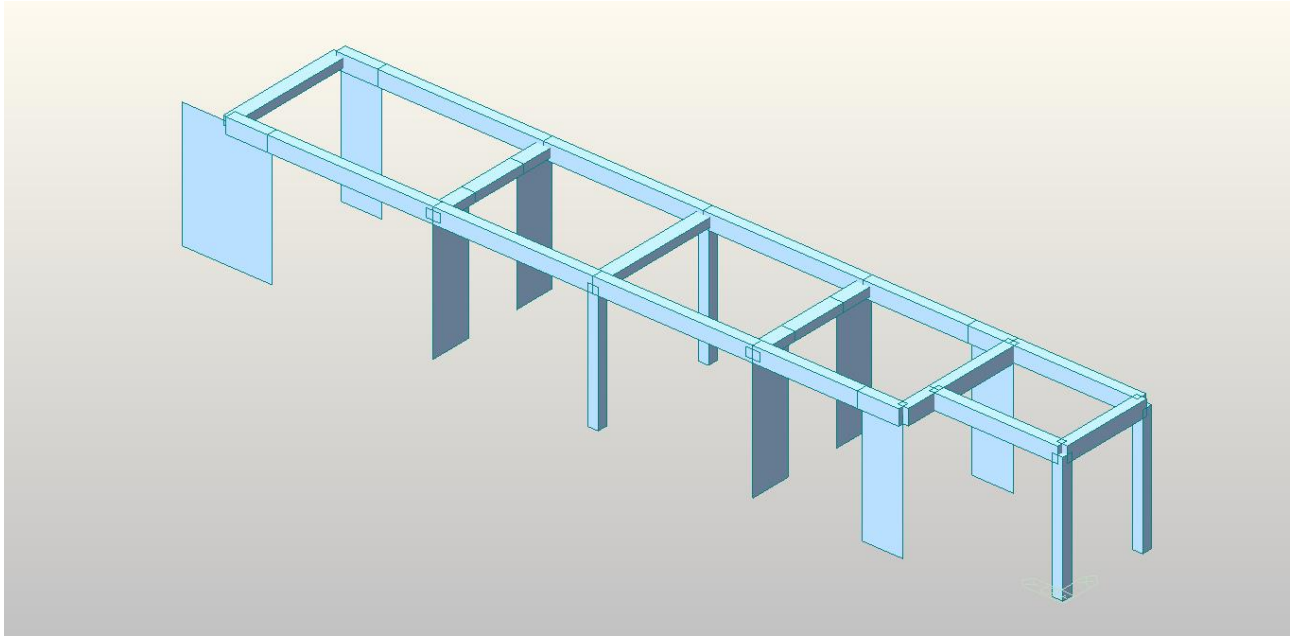
5.3.1 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

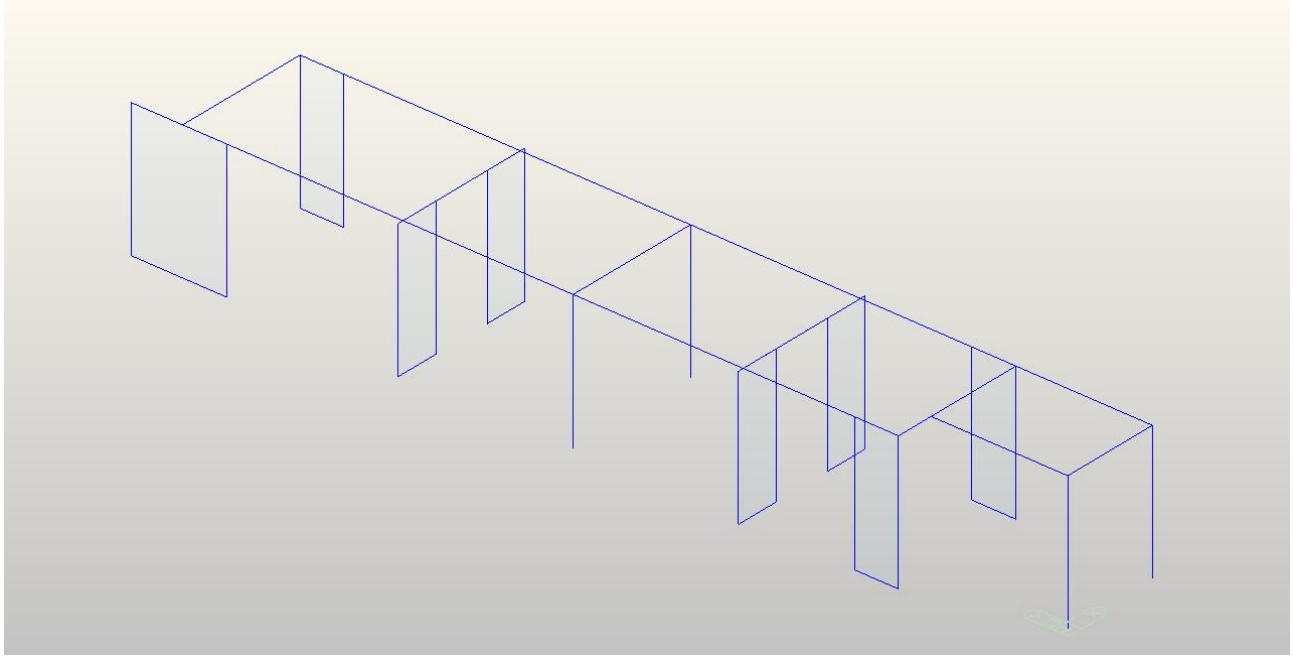
Come già illustrato in precedenza le azioni verranno combinate in totale armonia con la normativa vigente ovvero le NTC18.

5.4 Criteri generali della modellazione

Il corpo ingresso è stato analizzato, come detto, tramite un modello agli elementi finiti.

Modello di calcolo della struttura:





Nello specifico, la modellazione tridimensionale è stata così realizzata:

- gli elementi strutturali a prevalente sviluppo lineare, quali travi e pilastri, sono stati inseriti come elementi tipo “general beam/tapered beam”, definendo i nodi delle due estremità ed assegnando successivamente la geometria della sezione;
- i setti in c.a. sono stati realizzati come elementi “wall”, ovvero degli elementi 2D a 4 nodi che si comportano come degli elementi beam (1D) con dei link rigidi estesi quanto l’ingombro della parete che si sta modellando. Questi particolari elementi sono impiegati quando si desidera modellare pareti che lavorano come lame sismiche e sono ricondotti alla teoria della trave. Per considerare la rigidezza fuori dal piano (pari a quella dello spessore fuori dal piano), ad ogni elemento wall è attribuita la tipologia plate;

- il sistema di fondazioni in c.a. è caratterizzato da nervature e platea; questi elementi sono stati modellati con elementi superficie di tipo plate, opportunamente meshati. Alla platea di fondazione sono stati assegnati vincoli a molla con rigidezza pari a 1,2 kg/cm^3, a simulare la teoria di Winkler.

La valutazione degli effetti sismici sulla struttura è stata svolta secondo il par. 3.2 delle NTC18, attuando un'analisi lineare dinamica, come previsto dal par. 7.3.3.1 delle NTC18.

Le sollecitazioni derivanti dalla modellazione dell'edificio sono state utilizzate per la verifica dei singoli elementi strutturali (effettuata direttamente all'interno di Midas Gen).

5.4.1 MODELLAZIONE DELLA GEOMETRIA E DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE

5.4.1.1 Midas Gen

Come già accennato in precedenza, il software Midas Gen è stato utilizzato per creare il modello tridimensionale dell'edificio in oggetto e ricavare gli spostamenti e le sollecitazioni della struttura nel suo complesso sotto le azioni statiche e sismiche, e per verificare gli elementi di fondazione ed elevazione realizzati in cemento armato.

Il corpo ingresso, a un piano fuori terra, è costituito da pilastri e setti con funzione di sostegno dei carichi verticali e da travi in altezza con funzione di sostegno dei solai. Le azioni orizzontali sono invece principalmente assorbite dai setti. I solai sono previsti piani di tipo predalles con dimensioni 4+16+5 cm. Come detto il corpo è rettangolare con una dimensione molto maggiore dell'altra, presenta ad un'estremità una soletta a sbalzo (tipo mensola) di circa 1,80 m. La copertura è piana.

Per la modellazione dei singoli elementi strutturali si rimanda a quanto detto nel paragrafo 5.4 della presente relazione.

5.4.2 MODELLAZIONE DEI VINCOLI INTERNI ED ESTERNI

Di seguito si riportano le condizioni di vincolo inserite nel software Midas Gen.
Considerando un modello spaziale i movimenti possibili sono sei:

u_x u_y u_z φ_x φ_y φ_z

ovvero:

u_x spostamento in direzione x, u_y spostamento in direzione y, u_z spostamento in direzione z, φ_x rotazione attorno all'asse x, φ_y rotazione attorno all'asse y, φ_z rotazione attorno all'asse z.

Tutti i nodi alla base dei pilastri sono stati vincolati come incastro, ovvero bloccando tutti gli spostamenti e tutte le rotazioni. Tale scelta è stata effettuata in particolare per massimizzare i momenti sugli elementi resistenti fuori terra (pilastri e setti in c.a.).

Per le verifiche sulle fondazioni si è utilizzato invece un sotto modello su suolo elastico alla Winkler con coefficiente pari a 1,2 kg/cm^3.

5.4.3 CRITERI DI VERIFICA E RISULTATI

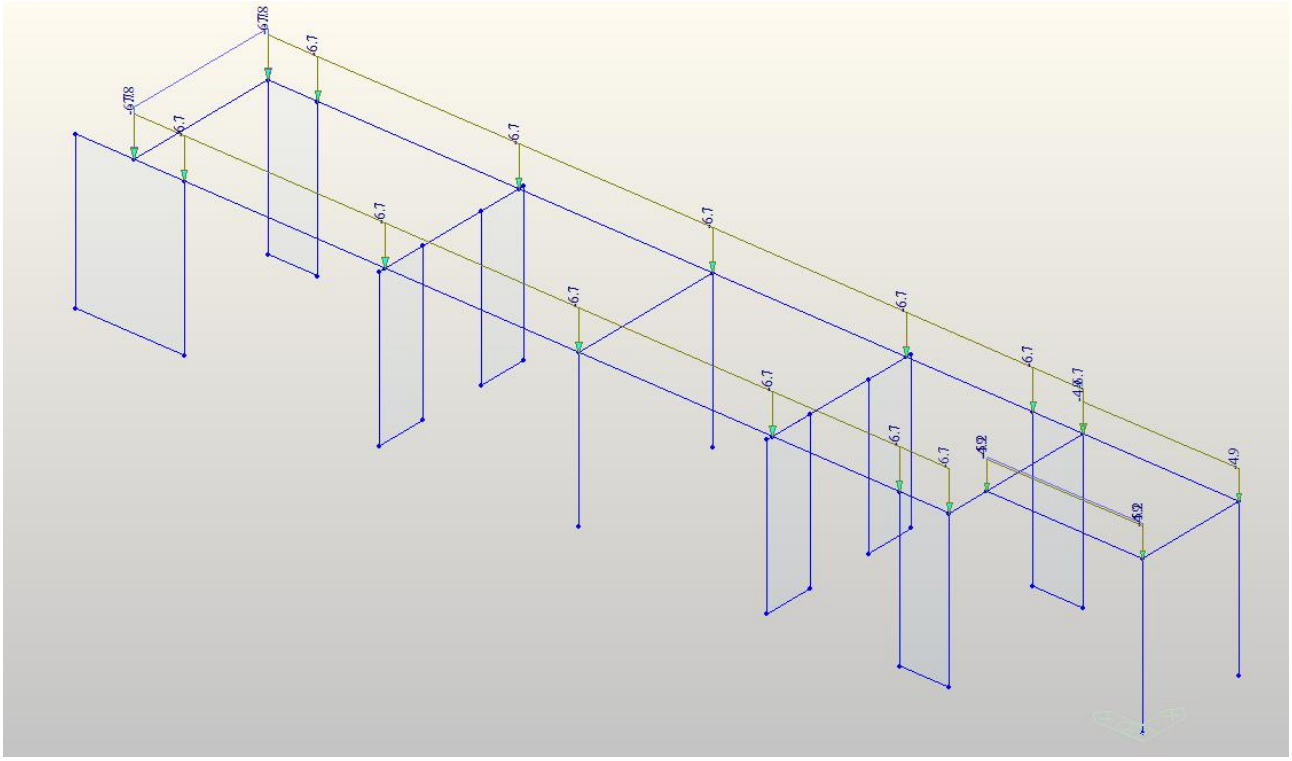
La valutazione della sicurezza degli elementi strutturali del presente progetto è stata svolta secondo il metodo agli stati limite, in accordo a quanto prescritto dalle NTC18. In particolare, per ogni elemento strutturale, sono state svolte verifiche di resistenza e di deformabilità rispettivamente agli stati limite ultimi e di esercizio.

Le condizioni di carico elementari sono state combinate, in automatico all'interno dei programmi impiegati o con calcoli manuali, con coefficienti differenti in base alla tipologia, e sono state definite le varie combinazioni SLE ed SLU, definite dalle NTC18 al paragrafo 2.5.3.

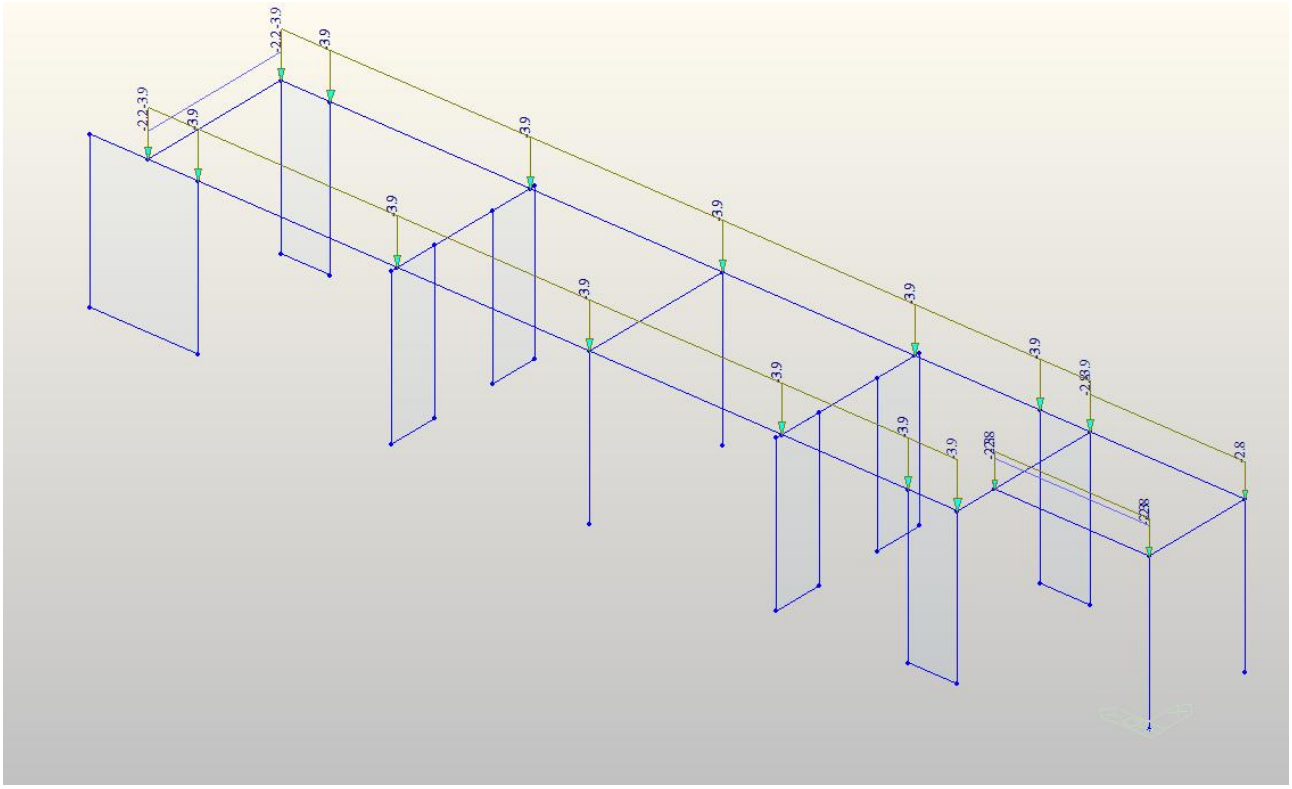
5.4.3.1 Azioni di progetto sulla struttura – carichi

All'interno del modello tridimensionale sono stati inseriti i carichi statici e dinamici a cui è sottoposta la struttura.
Di seguito si riportano le schermate con i carichi principali inseriti in conformità alle analisi eseguite nei precedenti paragrafi:

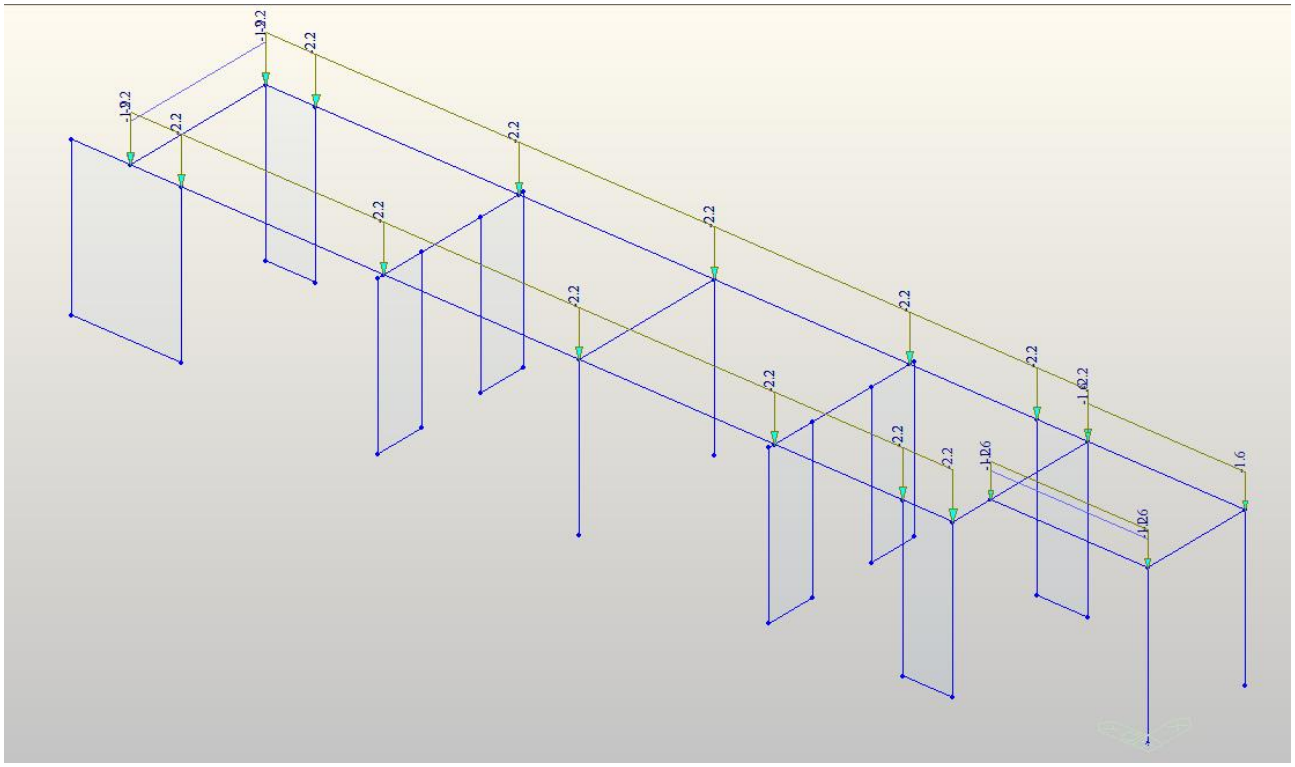
- Peso proprio solai e solette:



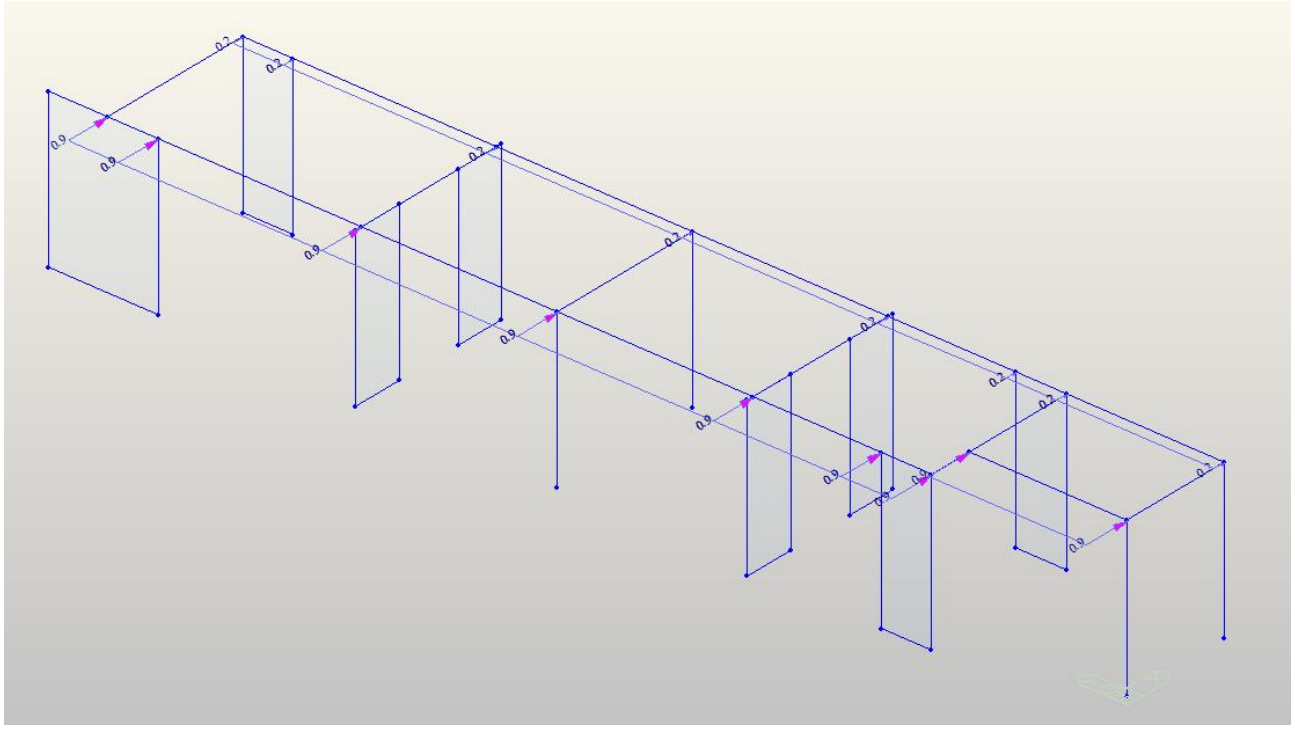
- Permanente non strutturale solai e solette:



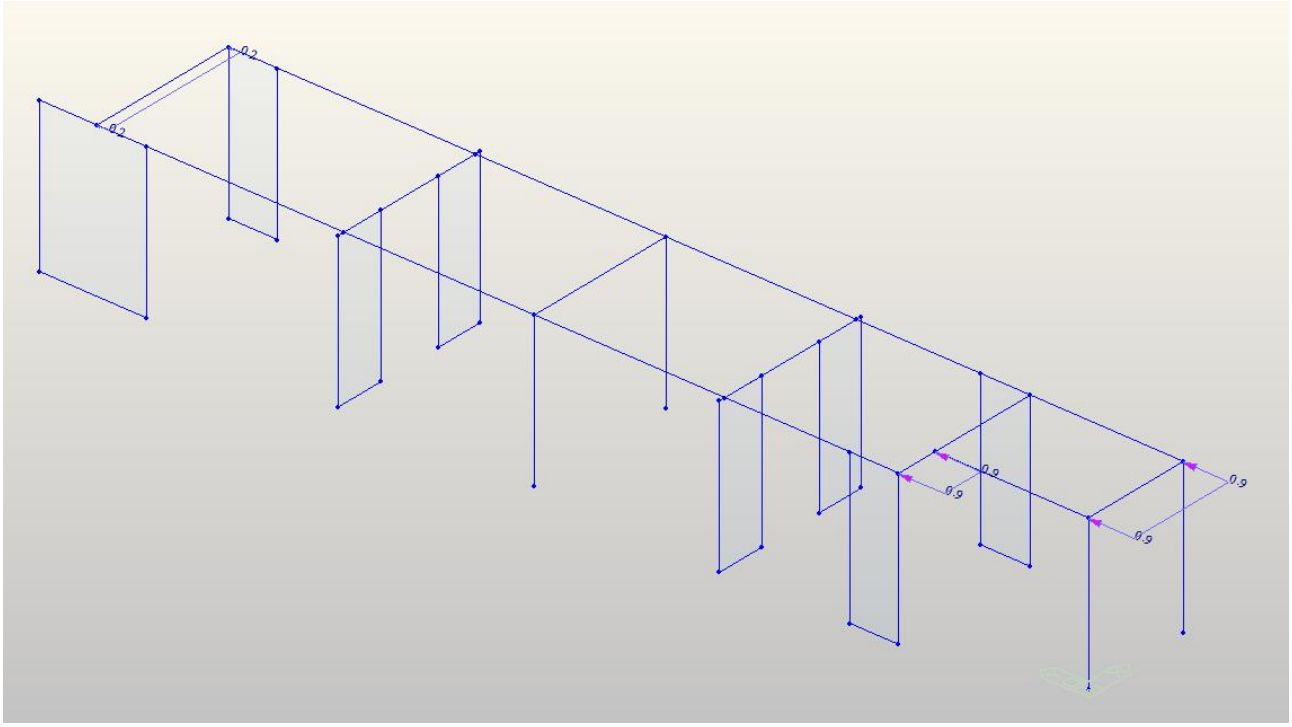
- Variabili copertura (neve):



- Variabili vento (direzione X):



- Variabili vento (direzione Y):



5.4.4 MODELLO GLOBALE DELLA STRUTTURA

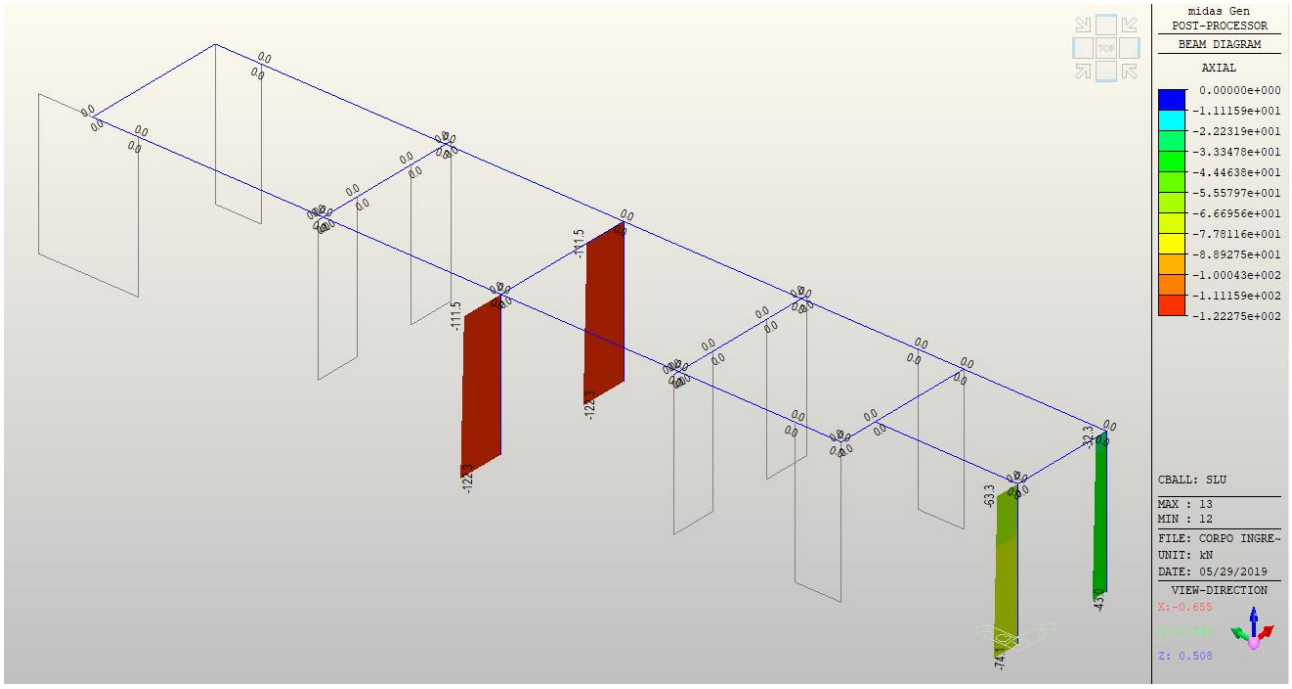
5.4.4.1 Principali sollecitazioni sugli elementi

A seguito dell'analisi si sono ricavate le sollecitazioni sui singoli elementi strutturali.

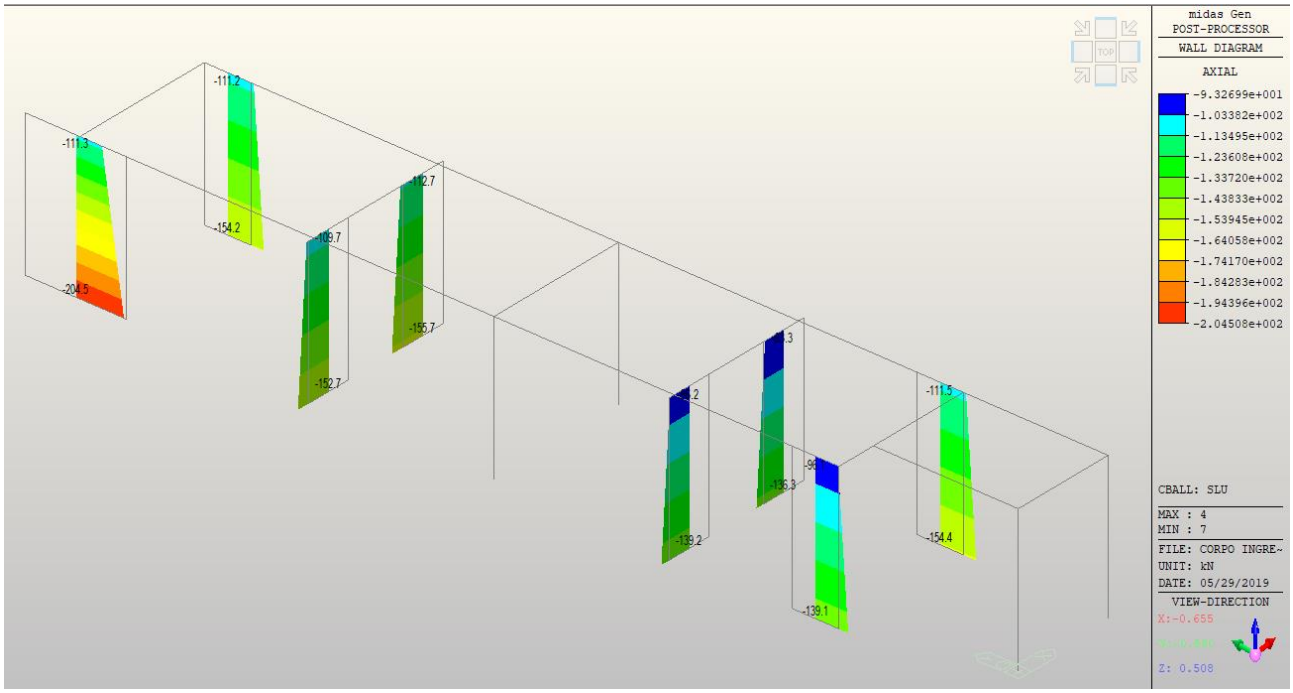
Di seguito si riportano le schermate di alcuni inviluppi più significativi:

- Inviluppo SLU

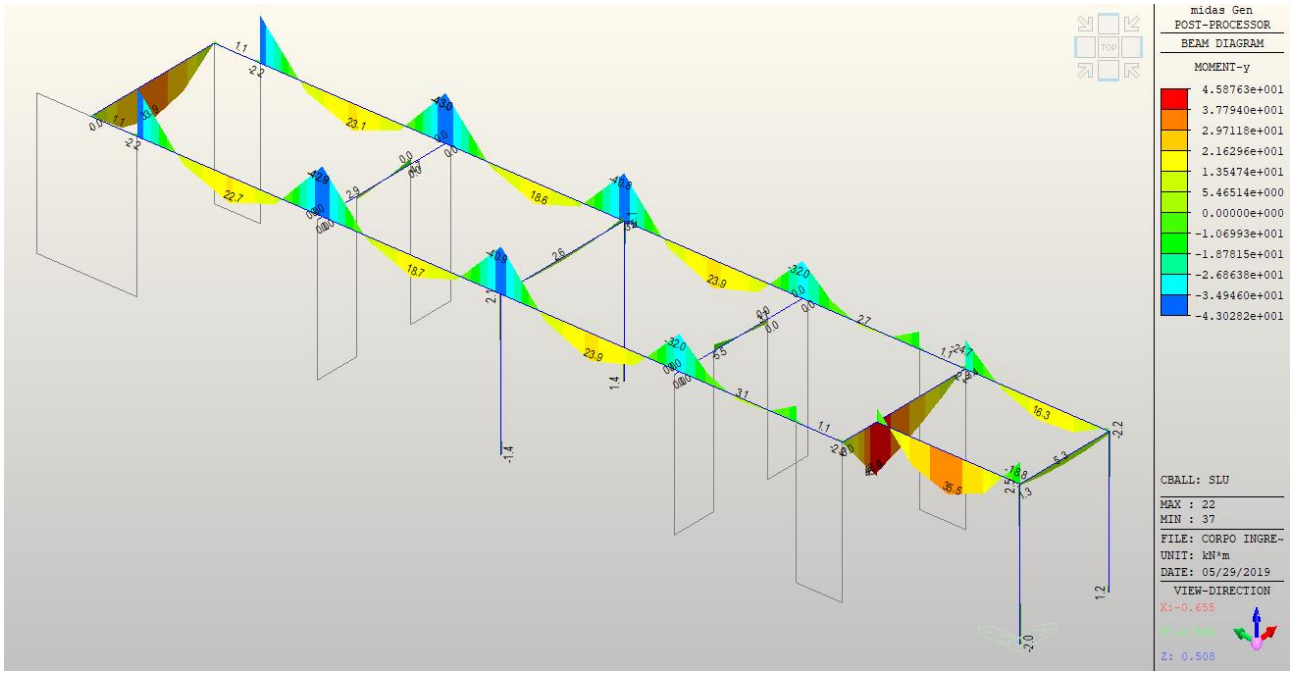
Azione assiale (N) sui beam



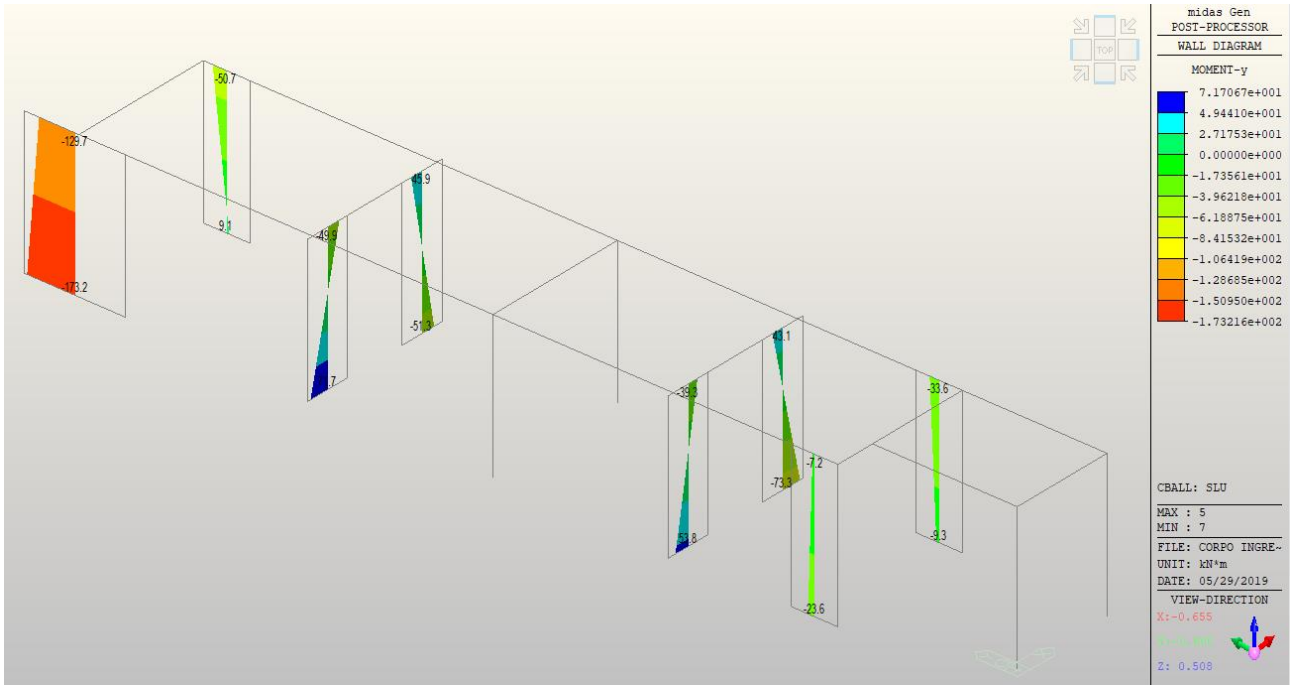
Azione assiale (N) sui wall



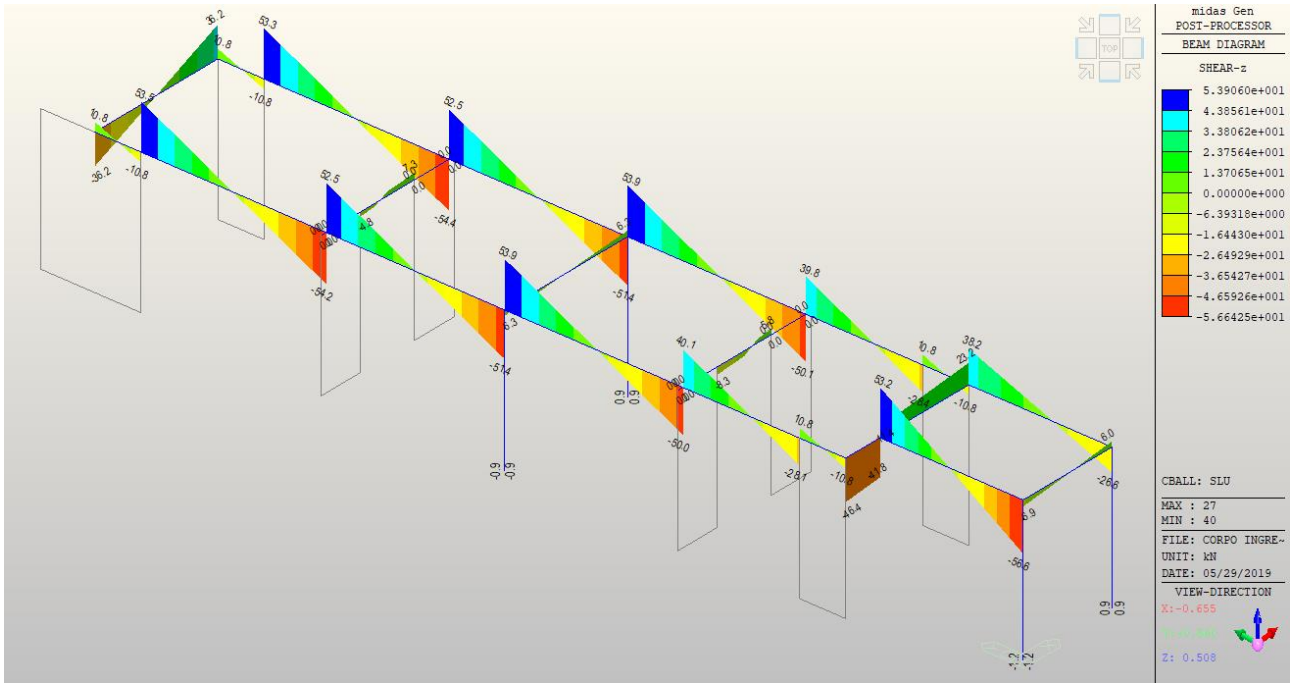
Momento flettente (M_y) sui beam



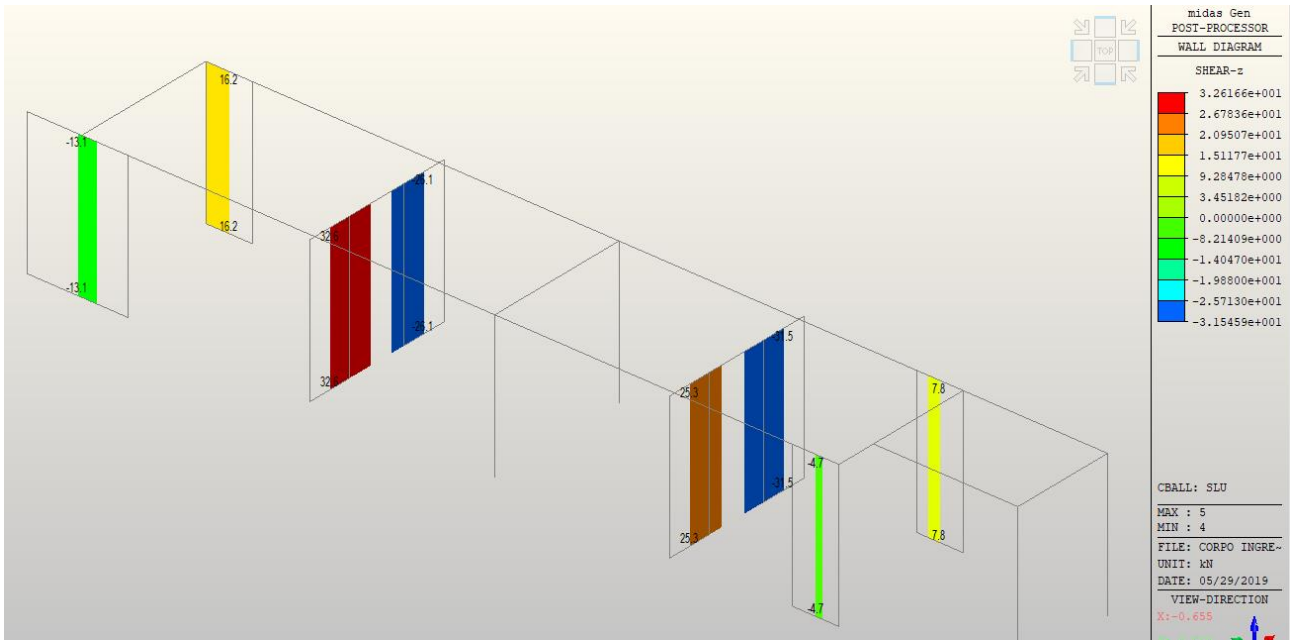
Momento flettente (M_y) sui wall



Azione di taglio sui beam

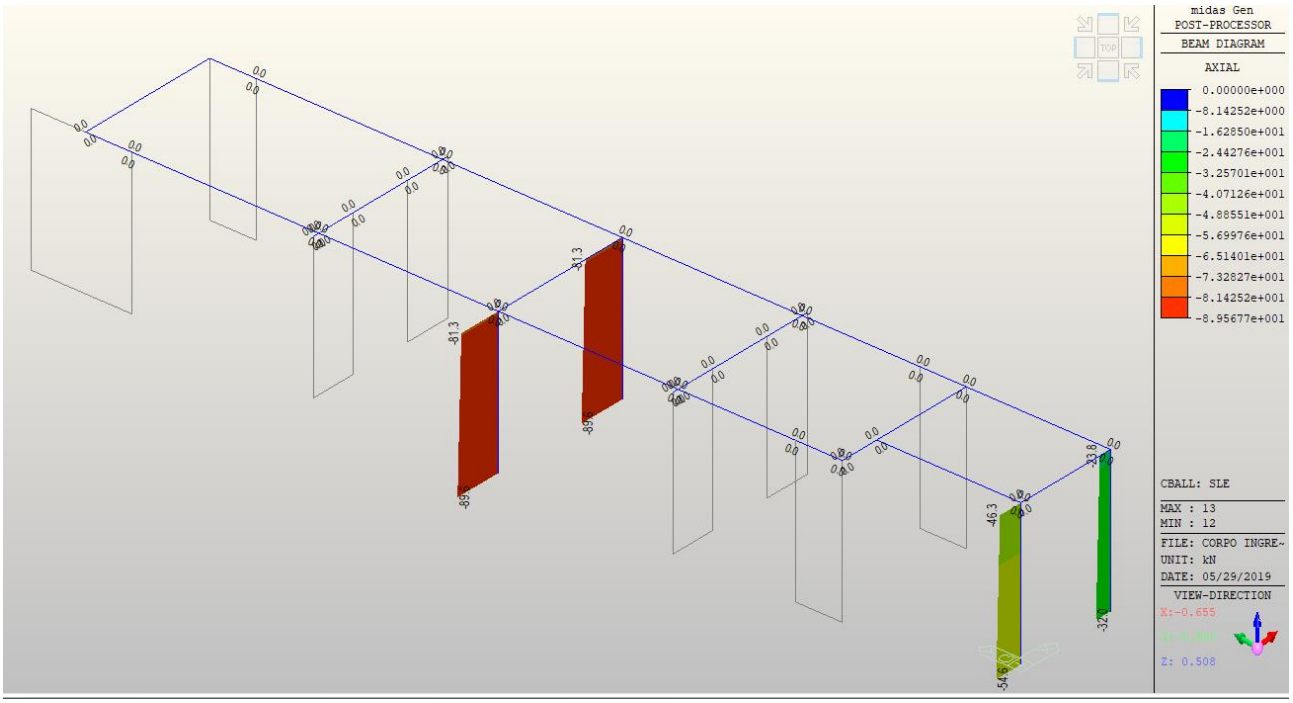


Azione di taglio sui wall

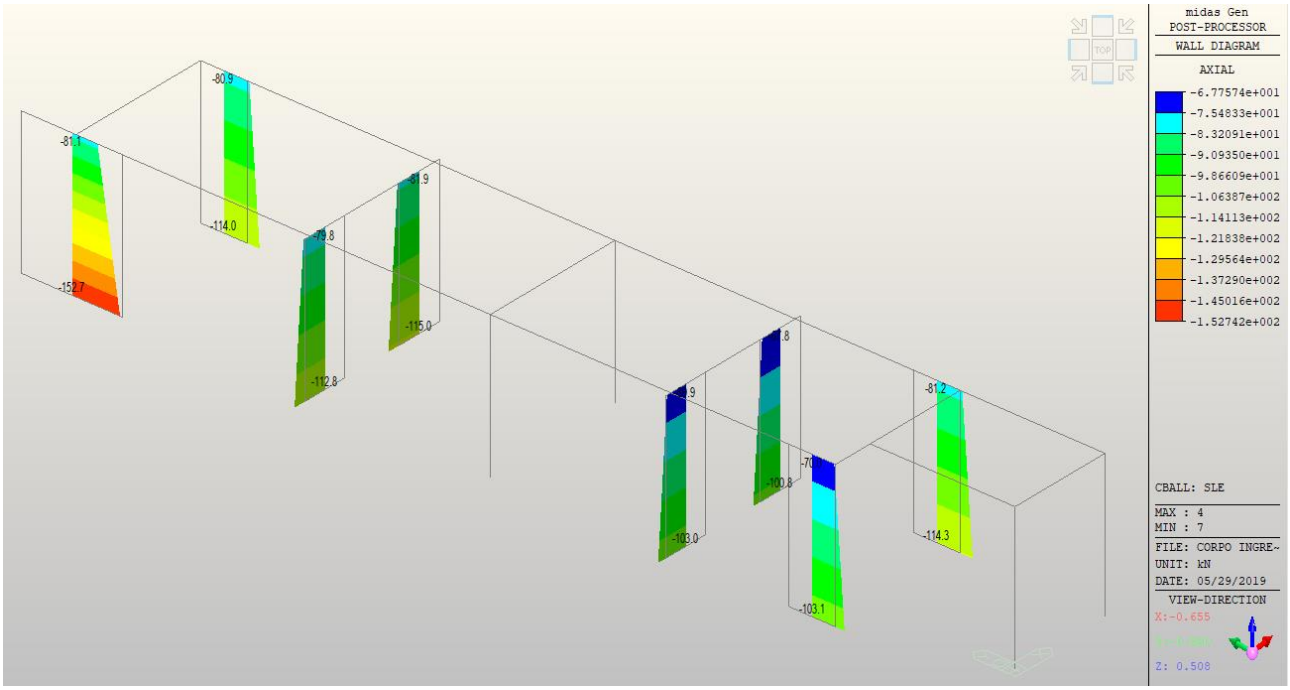


Inviluppo SLE

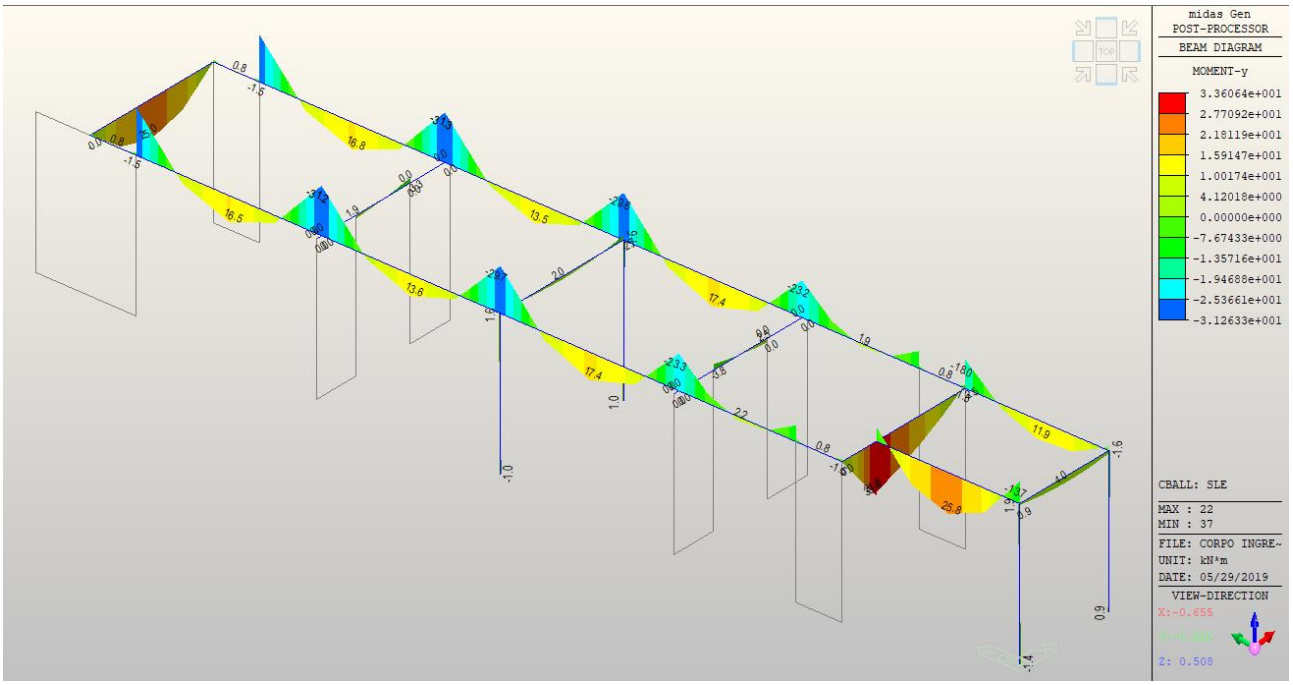
- Azione assiale (N) sui beam



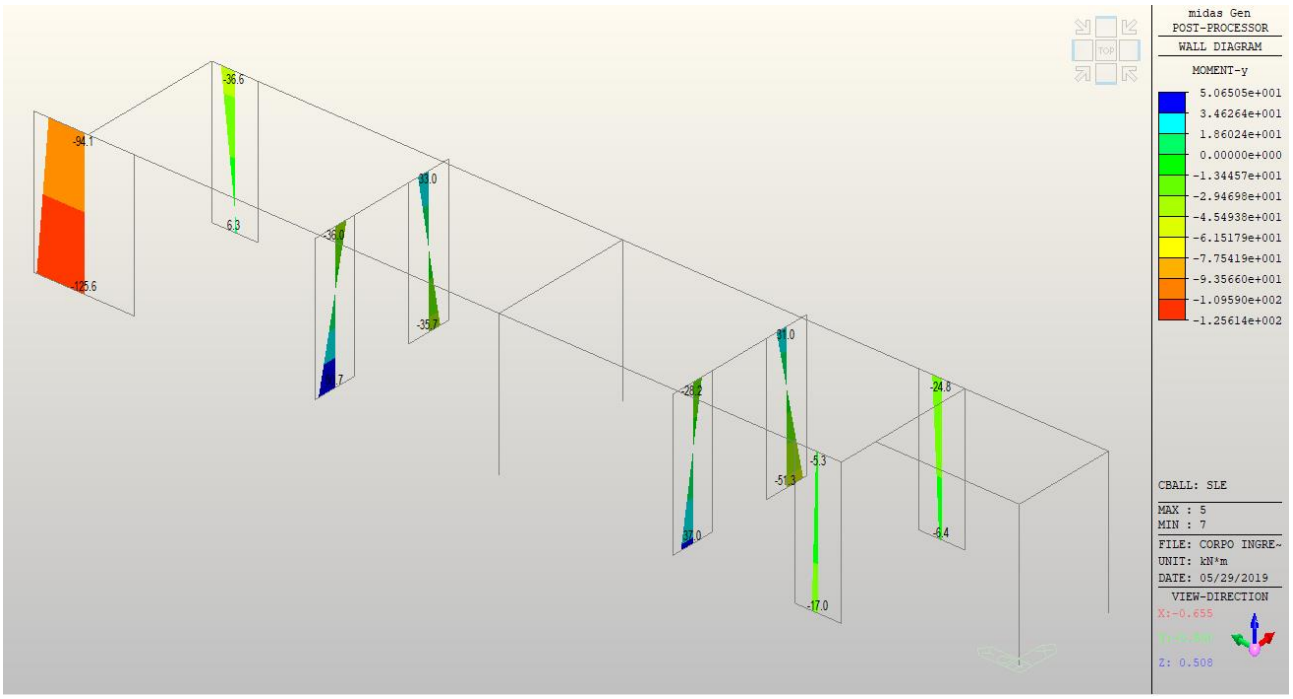
- <u>Azione assiale (N) sui wall</u>



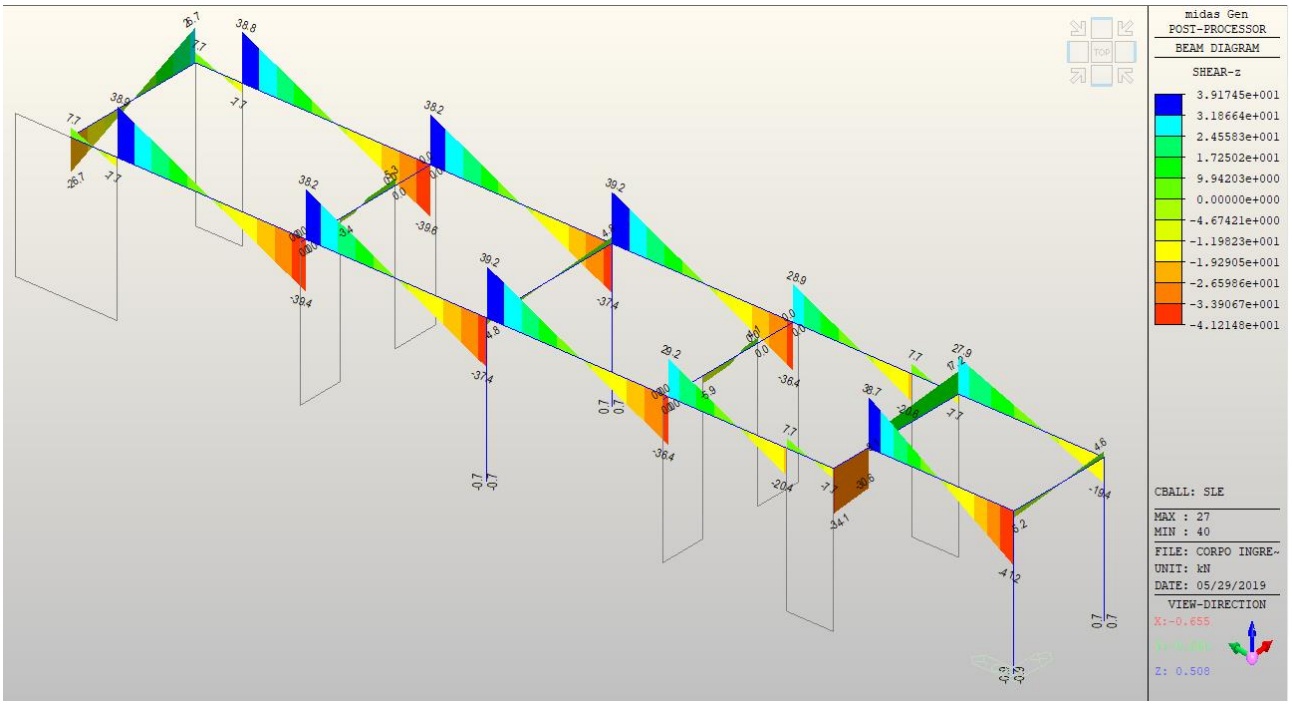
- <u>Momento flettente (M_y) sui beam</u>



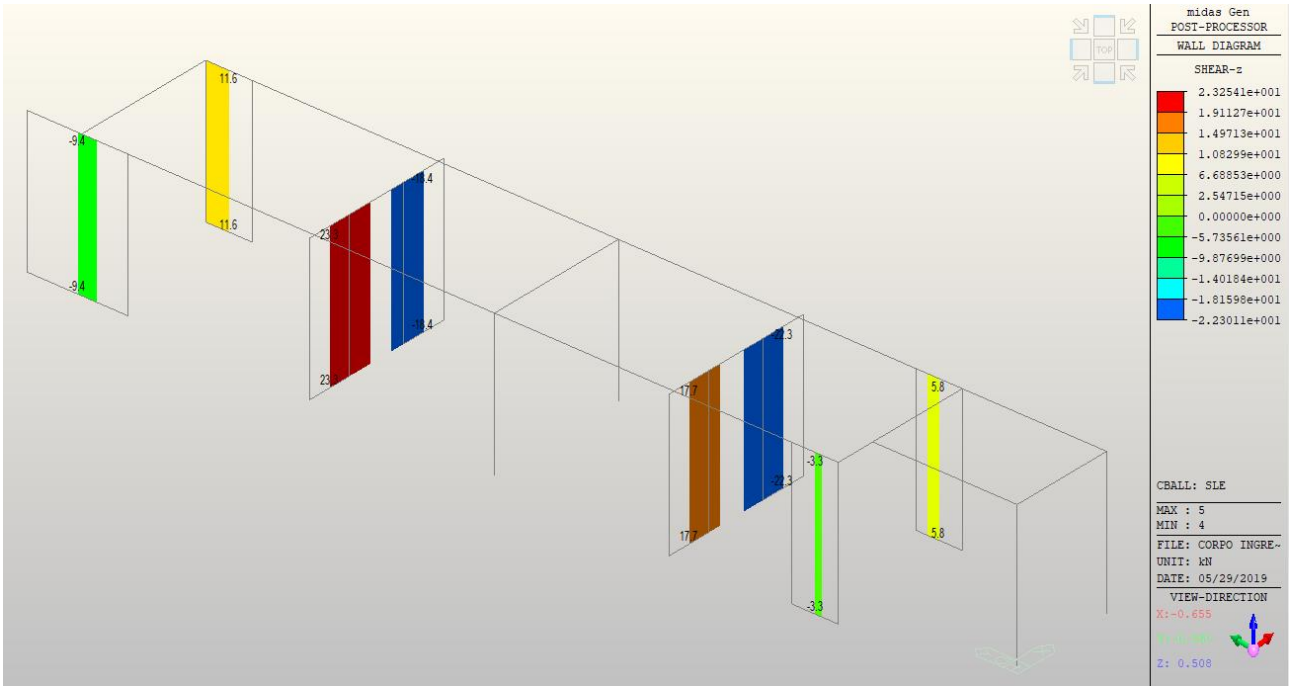
- <u>Momento flettente (M_y) sui wall</u>



- <u>Azione di taglio sui beam</u>



- <u>Azione di taglio sui wall</u>



5.4.4.2 Principali modi di vibrare della struttura

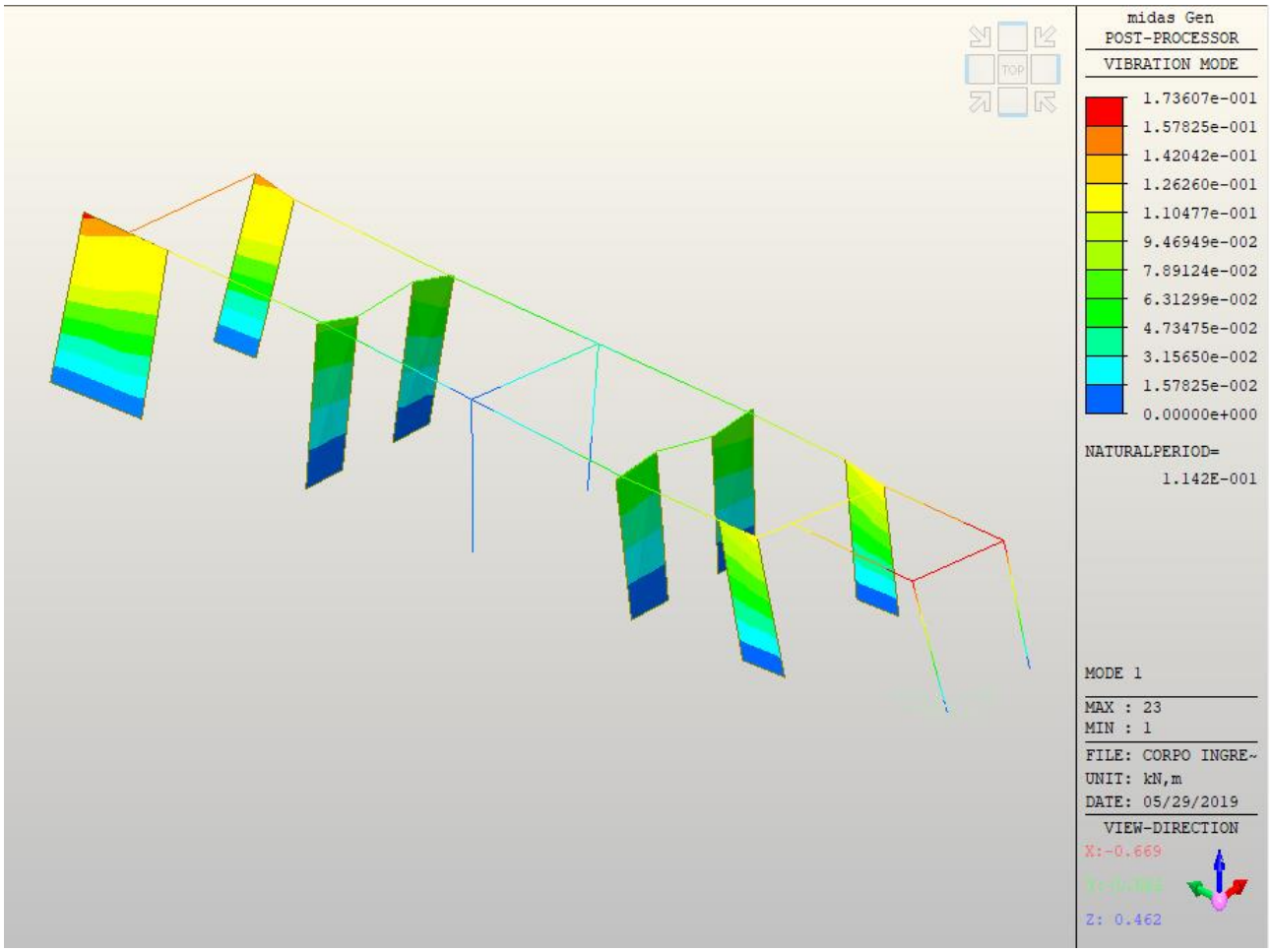
A seguito dell'analisi si sono individuati i principali modi di vibrare della struttura, di seguito riportati. Condizione necessaria è il raggiungimento dell'85% delle masse movimentate nelle direzioni considerate: nel caso in esame tale risultato è stato raggiunto:

- <u>Massa partecipante totale in direzione X:</u> 100%

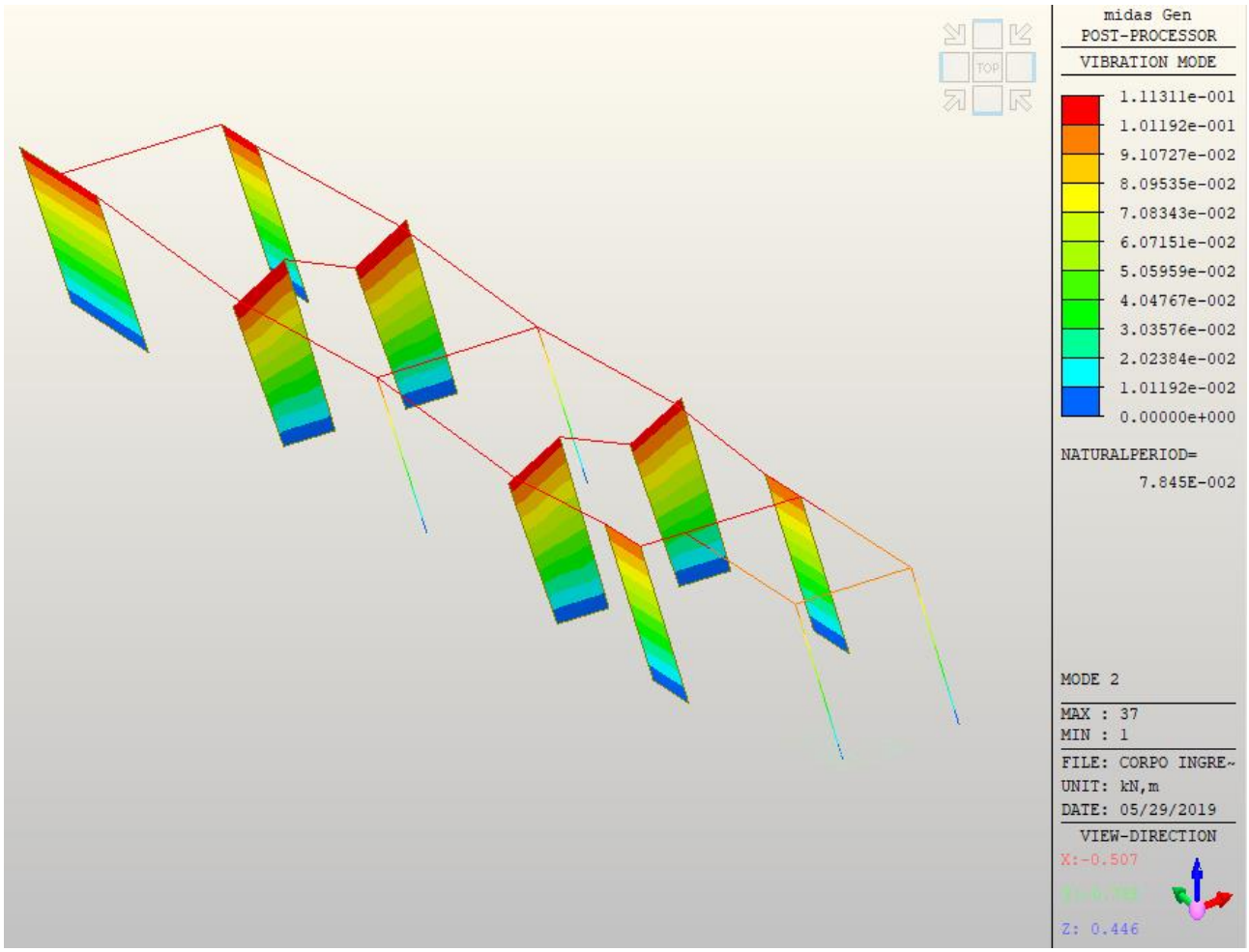
- <u>Massa partecipante in direzione Y:</u> 100%

Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency (rad/sec)		Frequency (cycle/sec)		Period (sec)		Tolerance					
1	55.0079		8.7548		0.1142		4.5142e-025					
2	80.0914		12.7469		0.0785		4.5142e-025					
3	117.6473		18.7242		0.0534		4.5142e-025					
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	0.0753	0.0753	2.7617	2.7617	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	97.1630	97.1630
2	99.9241	99.9994	0.0049	2.7666	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0710	97.2340
3	0.0006	100.0000	97.2334	100.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2.7660	100.0000
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	0.0688	0.0688	2.5215	2.5215	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	5202.0488	5202.0488
2	91.2351	91.3038	0.0044	2.5260	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	3.8036	5205.8524
3	0.0005	91.3044	88.7784	91.3044	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	148.0876	5353.9399

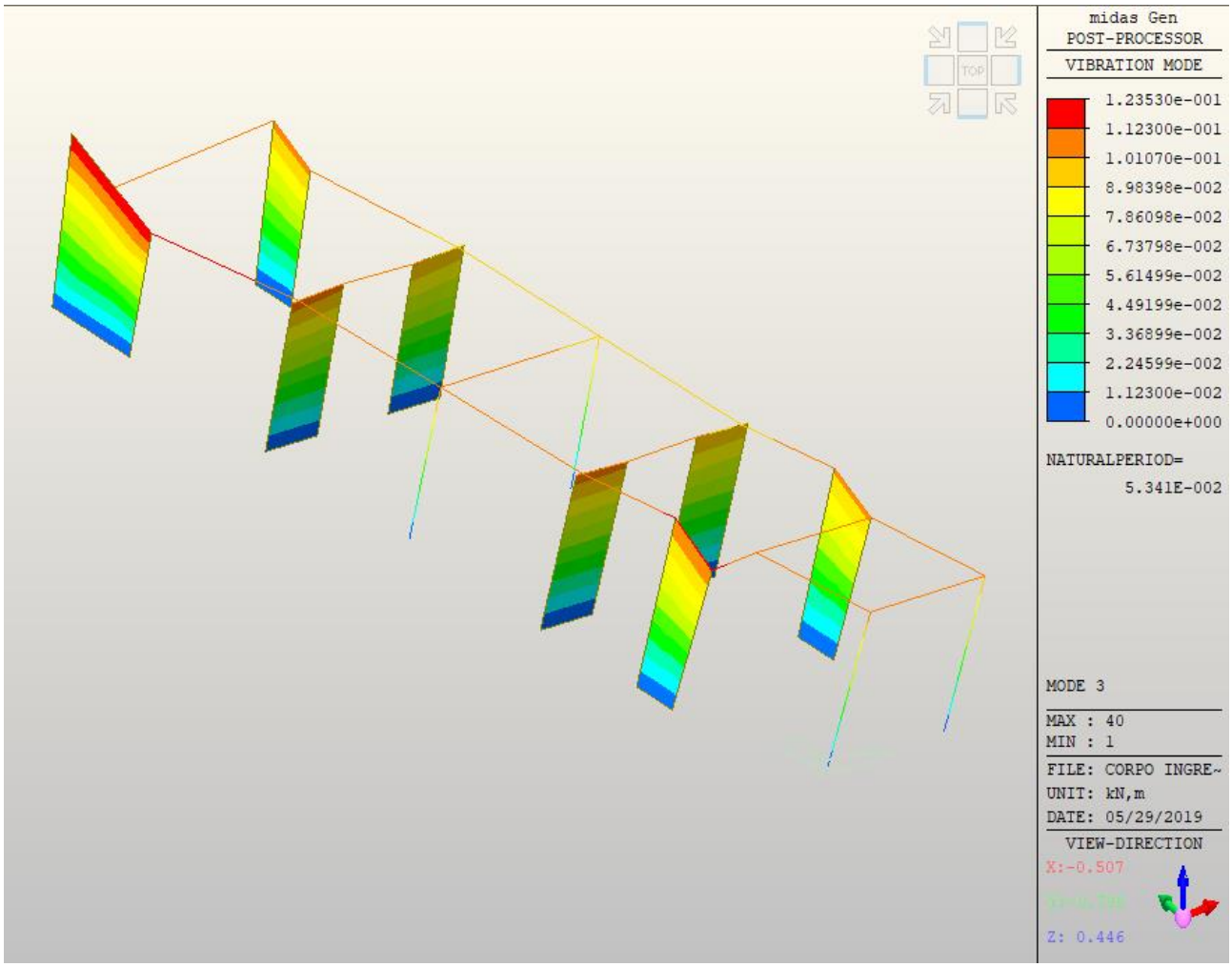
- Modi di vibrare: numero 1 (rotazionale)



- Modi di vibrare: numero 2 (principale in X –traslazionale)



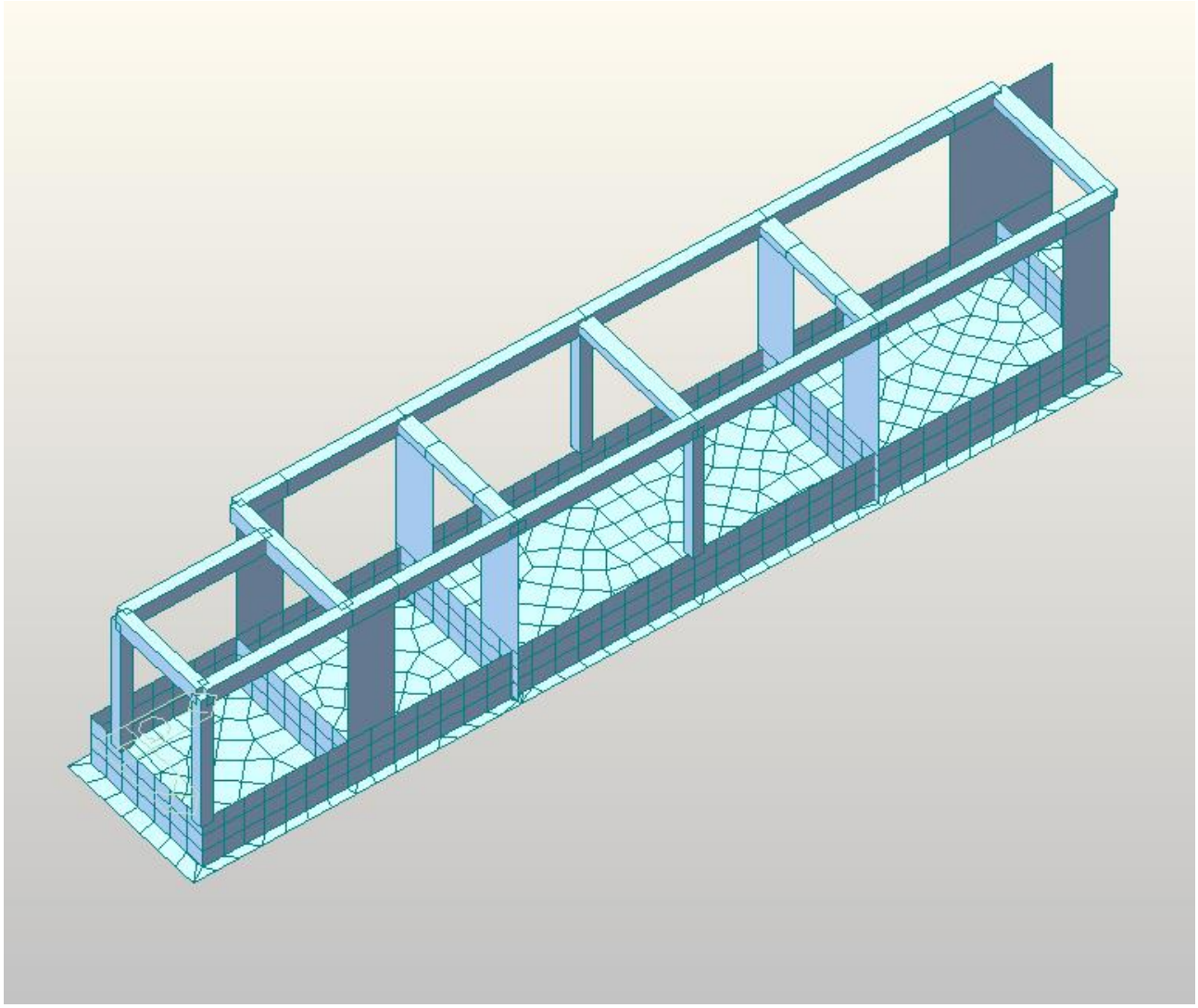
- Modi di vibrare: numero 3 (principale in Y - traslazionale)



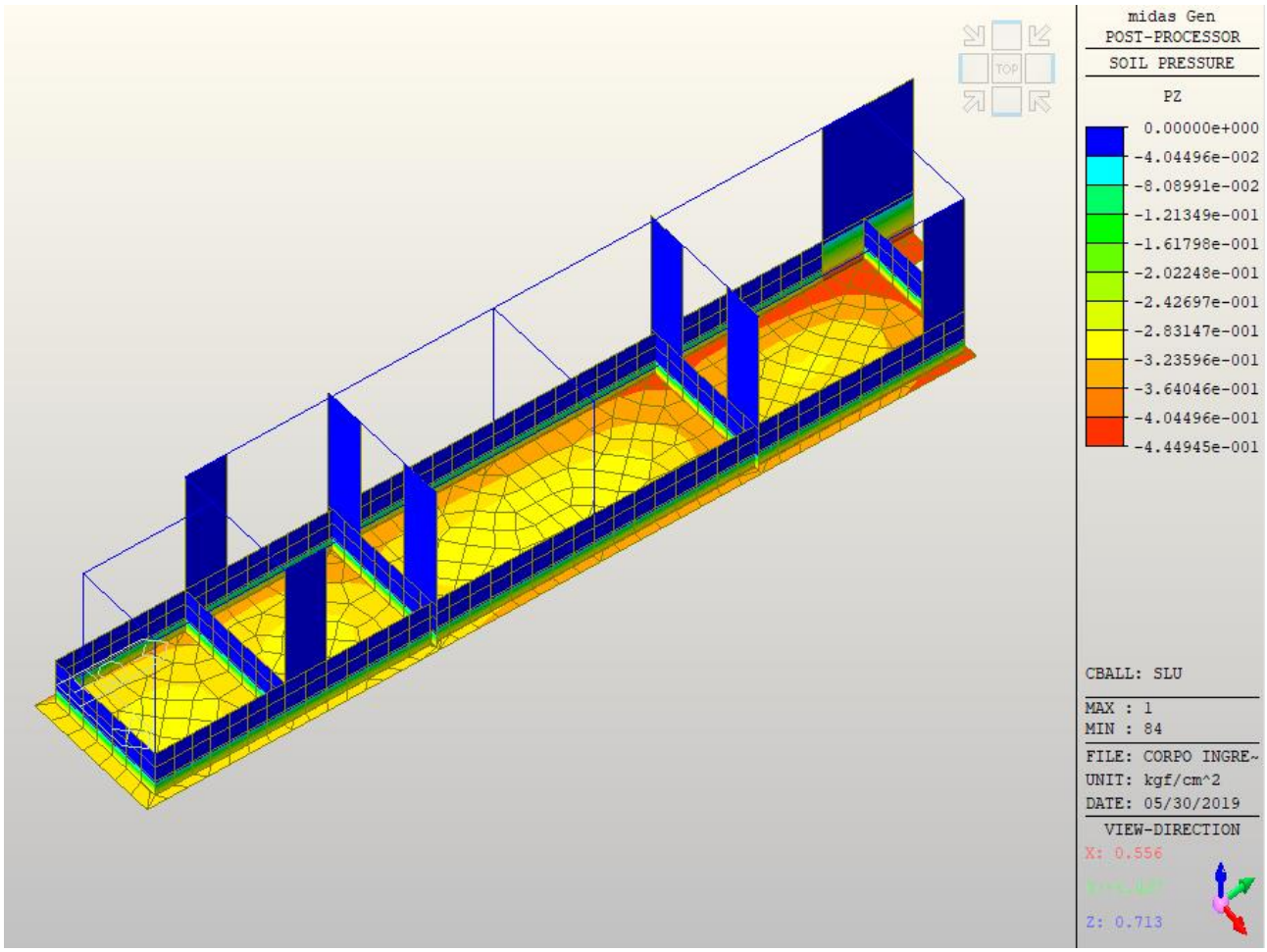
5.4.4.3 Pressione in fondazione

A seguito della modellazione appena illustrata, per ricavare il valore della pressione in fondazione, la stessa costruzione è stata modellata implementando la platea e le nervature in cemento armato su cui poggia.

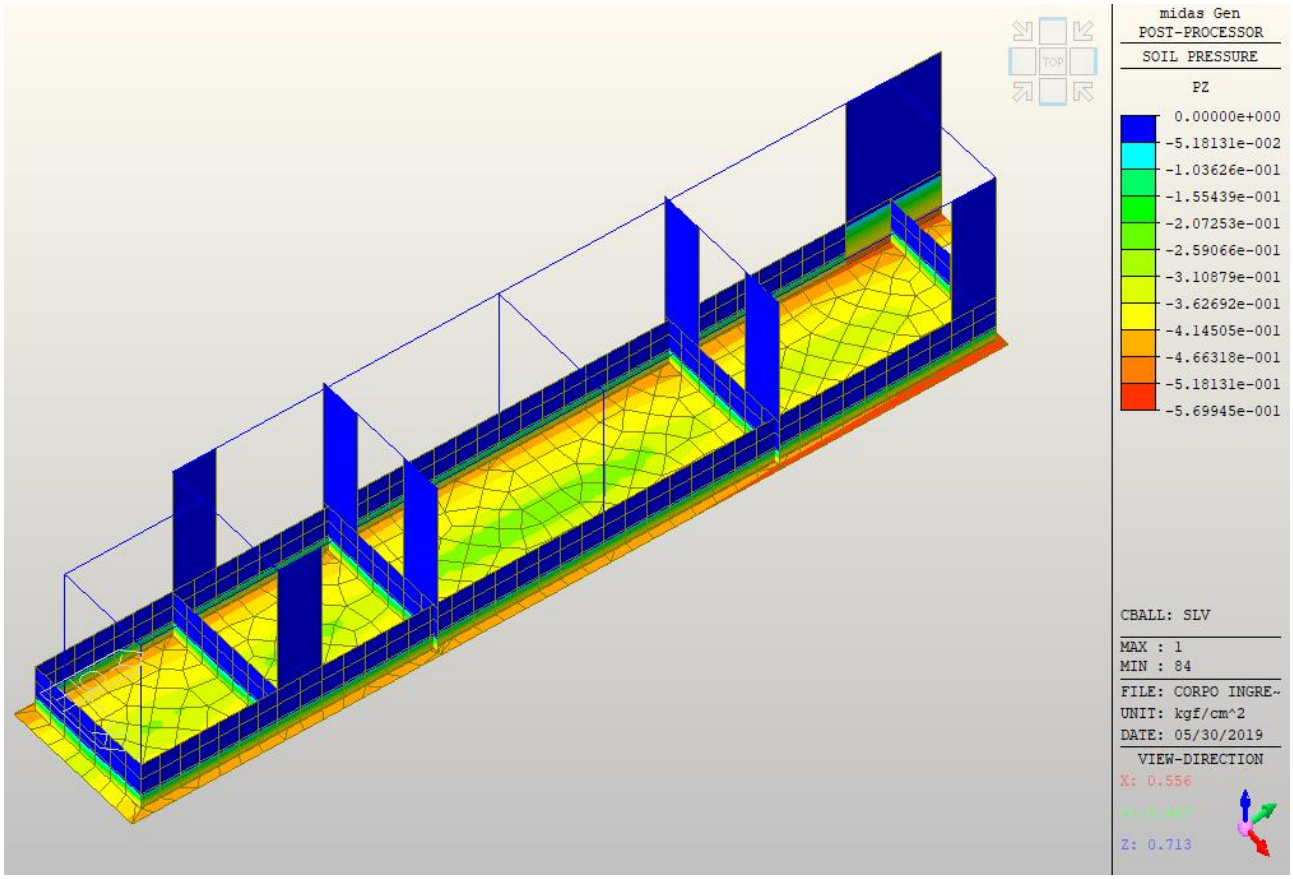
La platea è stata realizzata creando un elemento superficie di spessore 20 cm, assegnando il materiale corrispondente (cls di classe C25/30) e impostandola su suoli elastici alla Winkler (coefficiente assunto pari a 1,2 kg/cm^3) tramite un vincolo molla.



Si riportano di seguito i risultati ottenuti allo SLU:


midas Gen
POST-PROCESSOR
SOIL PRESSURE
PZ
0.00000e+000
-4.04496e-002
-8.08991e-002
-1.21349e-001
-1.61798e-001
-2.02248e-001
-2.42697e-001
-2.83147e-001
-3.23596e-001
-3.64046e-001
-4.04496e-001
-4.44945e-001
CBALL: SLU
MAX : 1
MIN : 84
FILE: CORPO INGRE~
UNIT: kgf/cm^2
DATE: 05/30/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.556
Z: 0.713

Ed allo SLV:



5.5 *Verifiche dal modello globale*

A seguito della modellazione della struttura in Midas Gen, completa di elementi strutturali, materiale, tipi di sezione, vincoli e carichi statici e dinamici agenti, sono state eseguite una serie di verifiche a livello di resistenza e deformabilità dell'intera struttura, seguendo le prescrizioni riportate nella normativa vigente allo SLU, SLV e SLE.

5.5.1 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA

Con riferimento al paragrafo 7.3.3.3 delle NTC2018, sono stati calcolati gli spostamenti della struttura d_E in corrispondenza del giunto strutturale di spessore 10 cm tra il corpo ingresso e la palestra.

Partendo dai risultati derivanti dall'analisi allo SLV, si ricava:

$$d_E = \pm\mu_d \cdot d_{Ee}$$

Dove:

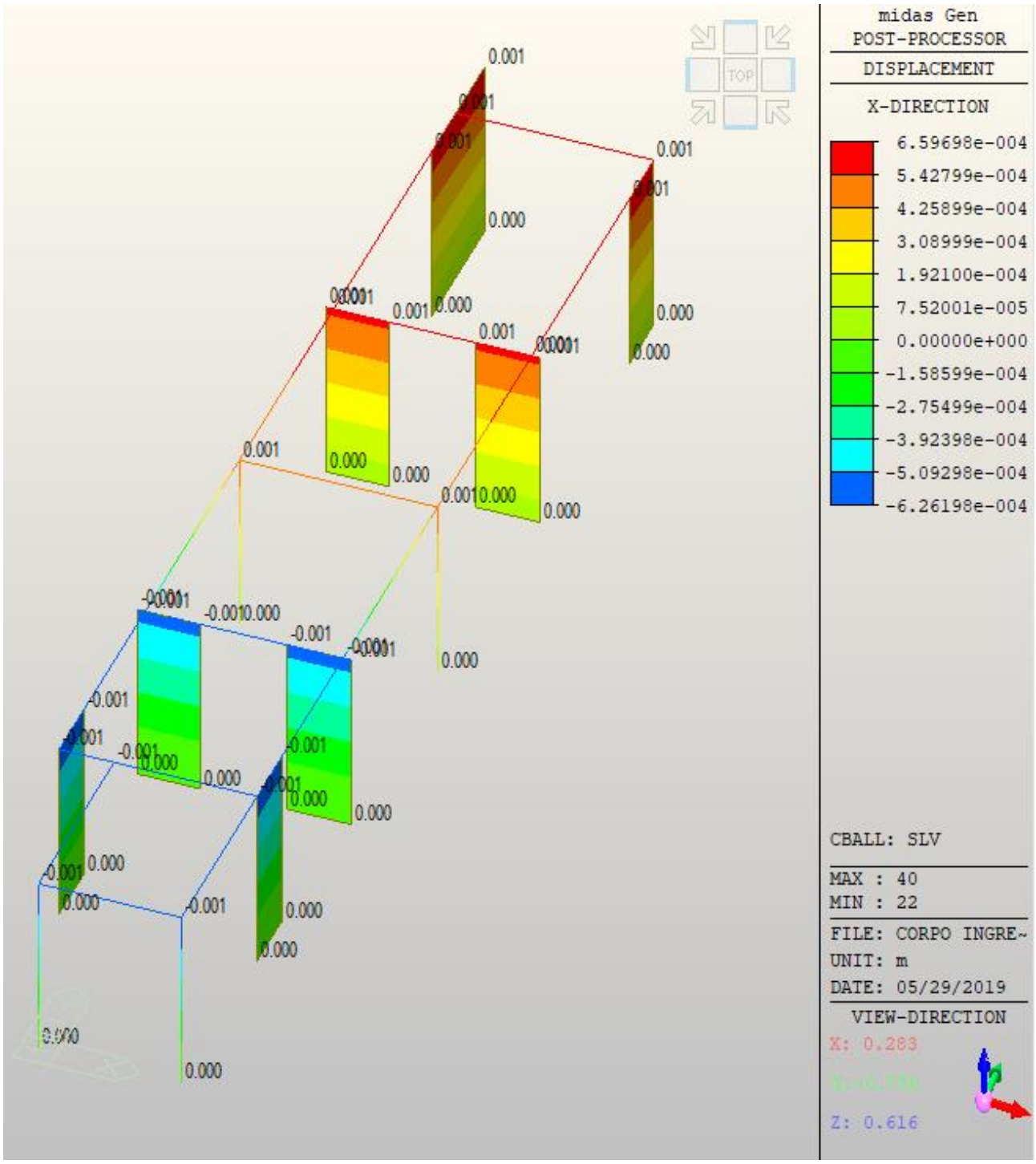
- d_{Ee} sono gli spostamenti (in questo caso lungo x) ottenuti dall'analisi dinamica lineare allo SLV;
- μ_d è il coefficiente di duttilità in spostamento, e vale:

$\mu_d = q$ se $T_1 \geq T_C$;

$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot \frac{T_C}{T_1}$ se $T_1 < T_C$.

(tenendo conto $\mu_d \leq 5q - 4$).

Considerando lo spostamento massimo tra gli elementi strutturali che interessano il giunto strutturale:



Il massimo valore di spostamento vale:

$$d_{Ee} = 0{,}66\ mm$$

Il periodo fondamentale T_1 è stato ricavato facendo sempre riferimento alla formula riportata nella vecchia normativa (par. 7.3.3.2 NTC2008), in modo da poter procedere con un calcolo diretto a seconda dei dati a disposizione:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

Con C_1=0,075 per le costruzioni in calcestruzzo armato.

Quindi, dato che l'altezza complessiva dell'edificio è pari a $H = 3{,}675\ m$, il periodo fondamentale vale:

$$T_1 = 0{,}199\ s$$

Dal calcolo dello spettro di progetto allo SLV a livello locale (rif. par. 4.4 della presente) si nota che:

$$T_C = 0{,}311\ s$$

Stato Limite	Tr [anni]	a_{max} [g]	F_0	SS	CC	ST	T_C	T_B	T_D
Vita (SLV)	949	0.284	3.656	1.000	1.00	1.15000	0.31051	0.1035	2.735

Dato che $T_1 < T_C$, seguendo quanto riportato dalla normativa, il valore del coefficiente di duttilità è uguale a:

$$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot \frac{T_C}{T_1} = 4{,}13$$

(verificando inoltre $\mu_d = 4{,}13 \leq 5q - 4 = 11$).

In definitiva:

$$d_E = \mu_d \cdot d_{Ee} = 2{,}73\ mm$$

5.5.2 VERIFICA TRA SPOSTAMENTI CORPO INGRESSO E PALESTRA

Si rimanda al paragrafo 7.5.2 della presente.

5.5.3 VERIFICHE DI RIGIDEZZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Con riferimento al paragrafo 7.3.6.1 delle NTC2018, "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, 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 (…)". Con particolare riferimento al punto a del paragrafo sopra citato, bisogna verificare che:

$$q\ d_{r,SLD} \leq 0{,}0050 \cdot h$$

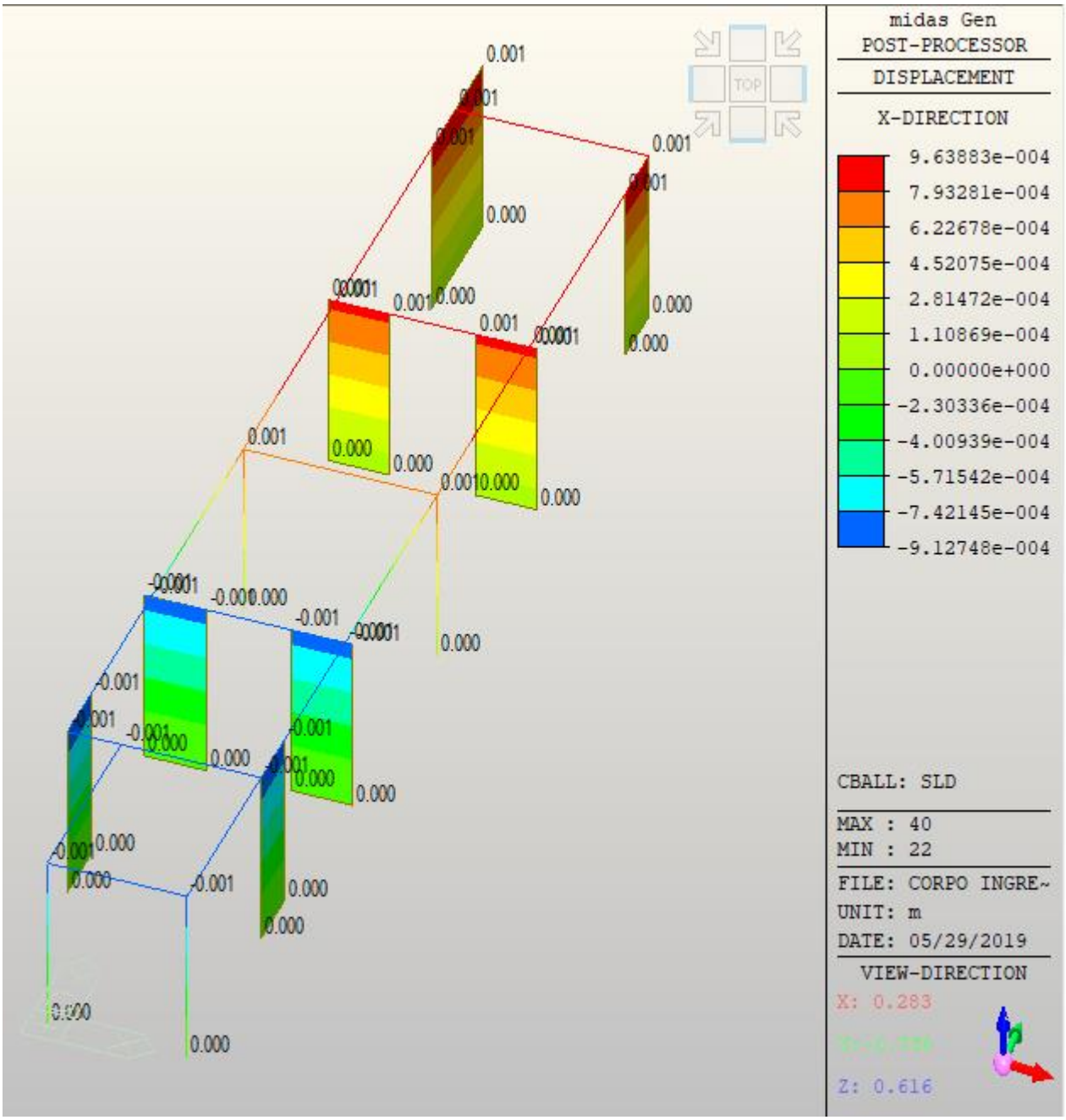
Considerando la relazione per tamponature fragili, dove:

- $d_{r,SLD}$ è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore ricavati dall'analisi dinamica lineare allo SLD;
- q è il fattore di struttura assunto pari a 1,0 per l'analisi allo SLD;
- h è l'altezza di interpiano.

È stato individuato il massimo spostamento (in valore assoluto) che si verifica lungo le direzioni x e y tra i pilastri dopo l'analisi allo SLD:

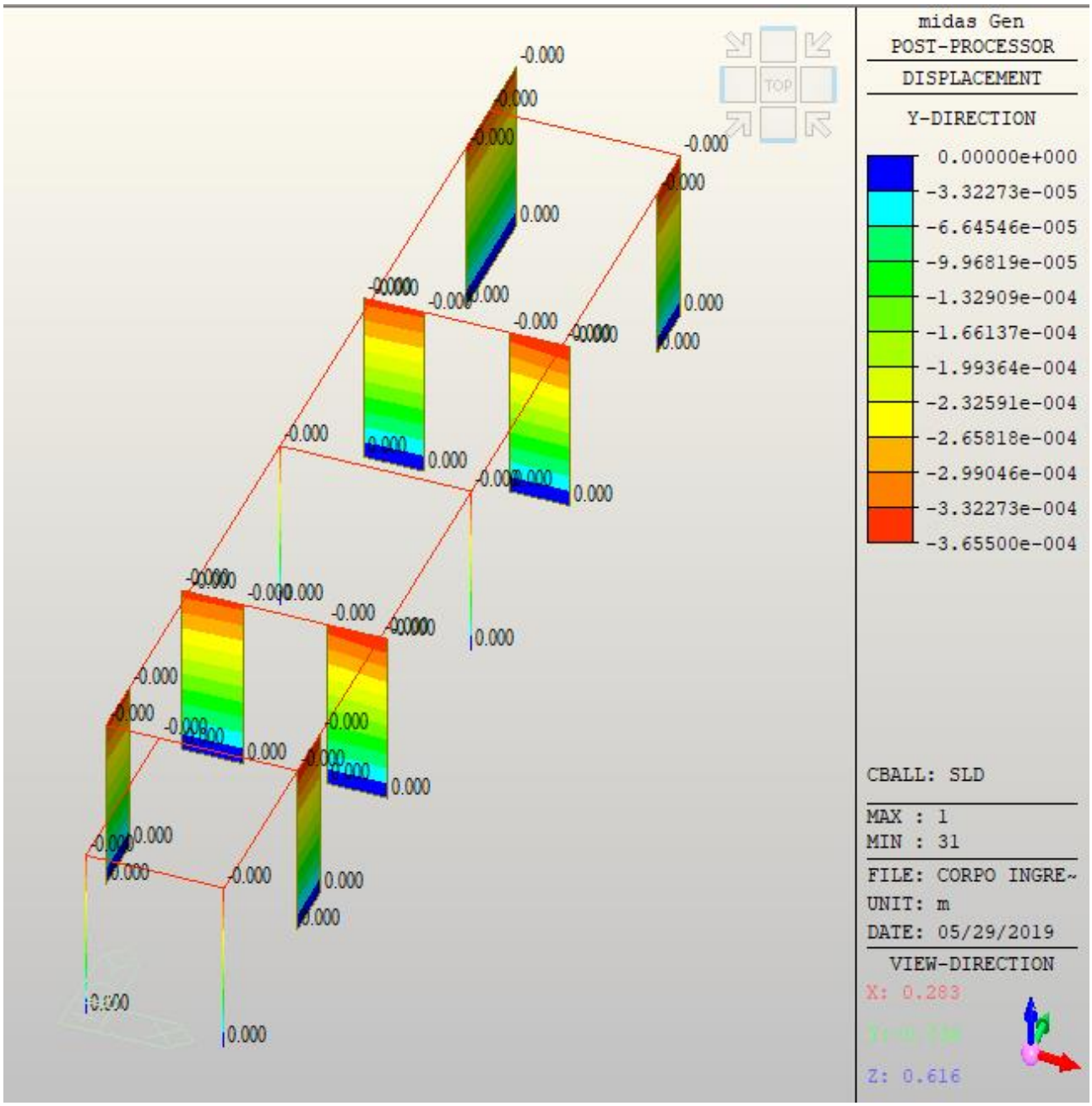
- massimo spostamento in direzione x

$$u_{max,x} = 0{,}96\ mm$$



- massimo spostamento in direzione y

$$u_{max,y} = 0{,}37\ mm$$



L' altezza d'interpiano considerata è quella implementata nel modello, ovvero

$$h = 3{,}675\ m$$

La verifica viene effettuata per ogni direzione.

<u>Direzione x</u>

Dato che la costruzione in esame ha un solo piano, lo spostamento corrispondente vale:

$$d_{r,SLD} = u_j - u_i = 0{,}96 - 0{,}0 = 0{,}96\ mm$$

Dove, considerando il singolo piano, u_i indica lo spostamento del nodo alla base e u_j lo spostamento del nodo in sommità.

Si ottiene quindi che:

$$q\ d_{r,SLD} = 0{,}96\ mm \leq 0{,}0050 \cdot h = 18{,}375\ mm$$

La verifica risulta soddisfatta.

<u>Direzione y</u>

Lo spostamento corrispondente vale:

$$d_{r,SLD} = u_j - u_i = 0{,}37 - 0{,}0 = 0{,}37\ mm$$

Dove, considerando il singolo piano, u_i indica lo spostamento del nodo alla base e u_j lo spostamento del nodo in sommità.

Si ottiene quindi che:

$$q\ d_{r,SLD} = 0{,}37\ mm \leq 0{,}0050 \cdot h = 18{,}375\ mm$$

La verifica risulta soddisfatta.

Lo stesso procedimento è stato successivamente applicato ai risultati ricavati con l'analisi allo SLO, dove bisogna verificare che gli spostamenti d'interpiano siano inferiori a $\frac{2}{3}$ dei limiti indicati nella normativa e valutati per i risultati derivanti dall'analisi all'SLD.

In questo caso, quindi, la relazione da considerare è:

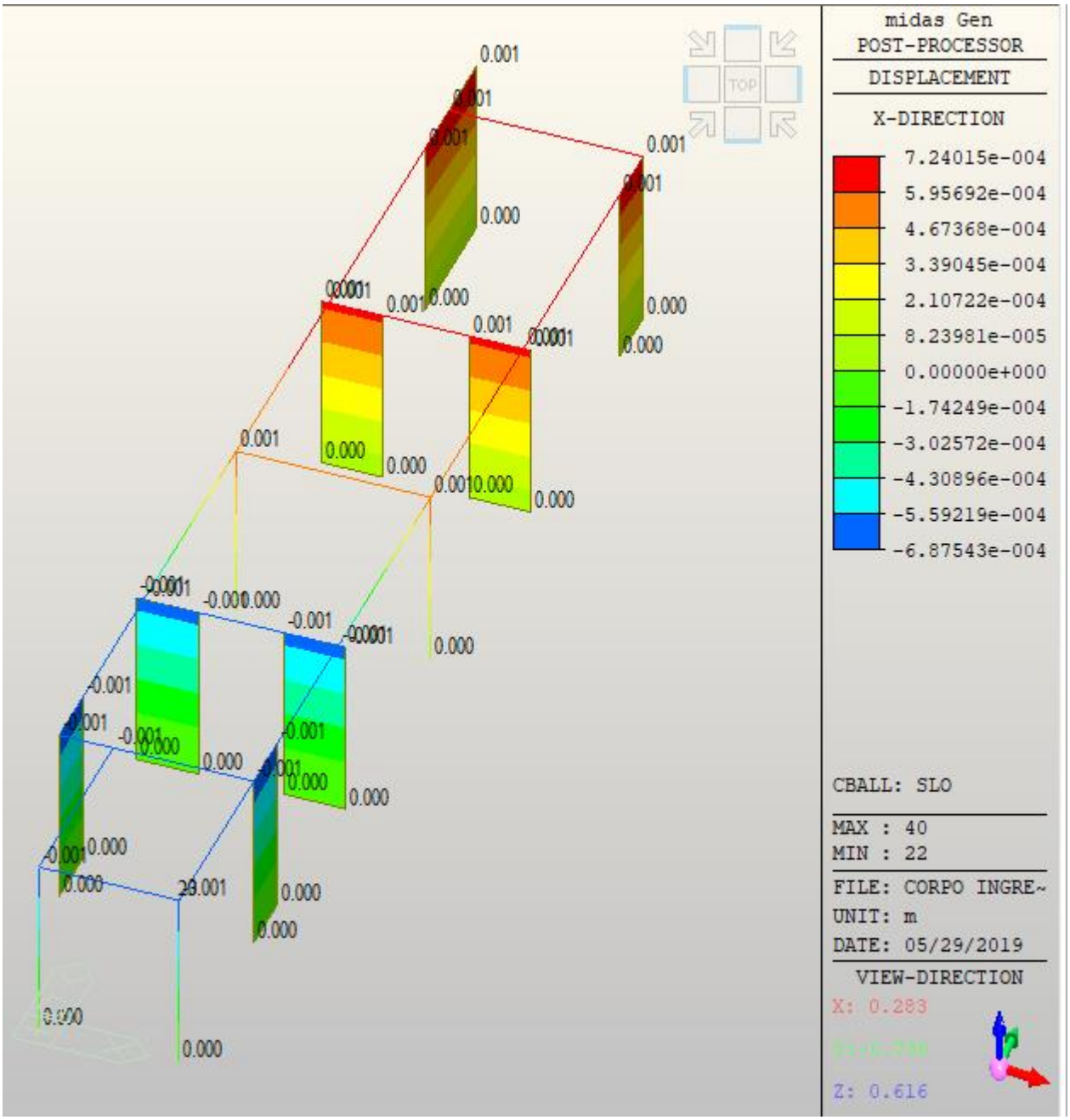
$$q\ d_{r,SLO} \leq \frac{2}{3}(0{,}0050 \cdot h)$$

- $d_{r,SLO}$ è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore ricavati dall'analisi dinamica lineare allo SLO;
- q è il fattore di struttura assunto pari a 1,0 per l'analisi allo SLO;
- h è l'altezza di interpiano.

Come in precedenza, è stato individuato il massimo spostamento che si verifica lungo le direzioni x e y dopo l'analisi allo SLO:

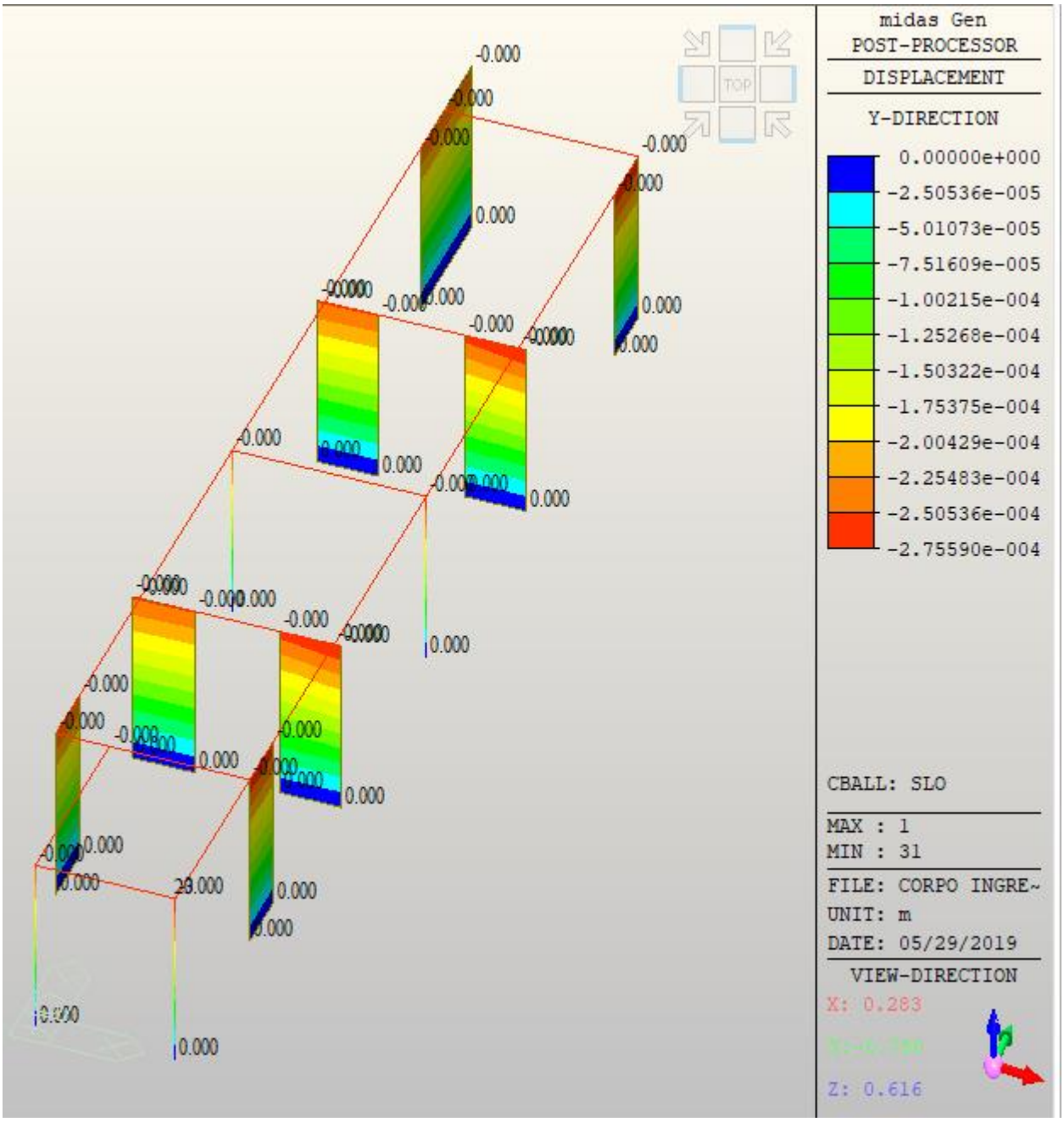
- massimo spostamento in direzione x

$$u_{max,x} = 0{,}72\ mm$$



- massimo spostamento in direzione y

$$u_{max,y} = 0{,}28\ mm$$



Si procede quindi la verifica con il pilastro che presenta gli spostamenti maggiori. L'altezza d'interpiano considerata è quella implementata nel modello, ovvero

$$h = 3{,}675\ m$$

La verifica viene effettuata per ogni direzione.

<u>Direzione x</u>

Dato che la costruzione in esame ha un solo piano, lo spostamento corrispondente vale:

$$d_{r,SLO} = u_j - u_i = 0{,}72 - 0{,}0 = 0{,}72\ mm$$

Dove, considerando il singolo piano, u_i indica lo spostamento del nodo alla base e u_j lo spostamento del nodo in sommità.

Si ottiene quindi che:

$$q\ d_{r,SLO} = 0{,}72\ mm \leq \frac{2}{3} 0{,}0050 \cdot h = 12{,}25\ mm$$

La verifica risulta soddisfatta.

<u>Direzione y</u>

Lo spostamento corrispondente vale:

$$d_{r,SLO} = u_j - u_i = 0{,}28 - 0{,}0 = 0{,}28\ mm$$

Dove, considerando il singolo piano, u_i indica lo spostamento del nodo alla base e u_j lo spostamento del nodo in sommità.

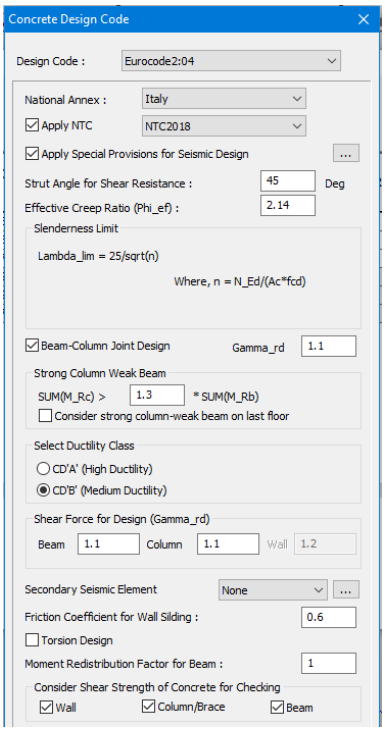
Si ottiene quindi che:

$$q\ d_{r,SLO} = 0{,}28\ mm \leq \frac{2}{3} 0{,}0050 \cdot h = 12{,}25\ mm$$

La verifica risulta soddisfatta.
Anche in questo caso la verifica risulta essere soddisfatta.

5.5.4 ARMATURE TRAVI

La verifica di resistenza, considerando il caso peggiore delle combinazioni di carico allo SLU e allo SLV, è stata realizzata dal programma Midas Gen: dopo aver modellato la struttura sono state implementate le armature delle travi e sono state eseguite le verifiche in accordo con quanto riportato nella vigente normativa.



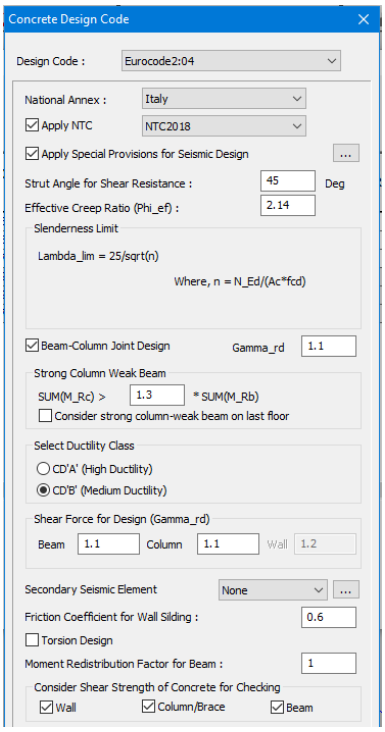
Si riportano i risultati delle travi in cui sono stati verificati i casi peggiori per ogni sezione:

MEMB SECT Span	SEL	Section Bc bf	Section Hc hf	fck fyk fyw	POS	CHK	AsTop	AsBot	N(-) M_Ed	LCB	x/d	N(-) M_Rd	Rat-N	P(+) M_Ed	LCB	x/d	P(+) M_Rd	Rat-P	V_Ed	LCB	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V
0		45*30		25000.0	I	OK	0.0006	0.0006	43.0282	6	0.14	87.8066	**0.49**	41.4242	6	0.14	87.8066	**0.47**	56.6425	7	57.2767	141.574	0.99	0.40	**0.99**
2		0.300	0.450	450000	M	OK	0.0006	0.0006	10.7571	6	0.14	87.8066	**0.12**	45.8763	6	0.14	87.8066	**0.52**	71.8507	34	57.2767	141.574	1.25	0.51	**0.51**
4.8035		0.000	0.000	450000	J	OK	0.0006	0.0006	43.0282	6	0.14	87.8066	**0.49**	24.3349	7	0.14	87.8066	**0.28**	53.9060	6	57.2767	141.574	0.94	0.38	**0.94**
0		25*40		25000.0	I	OK	0.0005	0.0005	25.9242	31	0.22	33.9530	**0.76**	25.3999	2	0.22	33.9530	**0.75**	46.7105	34	47.0431	142.983	0.99	0.33	**0.99**
3		0.400	0.250	450000	M	OK	0.0005	0.0005	13.0430	31	0.22	33.9530	**0.38**	33.8670	2	0.22	33.9530	**1.00**	46.4330	34	47.0431	35.7457	0.99	1.30	**0.99**
3.7400		0.000	0.000	450000	J	OK	0.0005	0.0005	26.6699	31	0.22	33.9530	**0.79**	25.4003	7	0.22	33.9530	**0.75**	46.7470	34	47.0431	142.983	0.99	0.33	**0.99**

Le verifiche risultano soddisfatte. Per maggiori dettagli sul tipo di armatura inserita si rimanda ai rispettivi elaborati grafici allegati al presente progetto.

5.5.5 ARMATURE PILASTRI

La verifica di resistenza, considerando il caso peggiore delle combinazioni di carico allo SLU e allo SLV, è stata realizzata dal programma Midas Gen: dopo aver modellato la struttura sono state implementate le armature pilastri e sono state eseguite le verifiche in accordo con quanto riportato nella vigente normativa.



Si riportano i risultati dei pilastri in cui sono stati verificati i casi peggiori per ogni sezione (in questo caso una sola sezione):

MEMB	SE	Section		fck	fyk	CHK	LC	V-Rebar	N_Rdma	Uc	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc.end	V_Rds.end	V_Rdc.mid	V_Rds.mid	LC	V_Ed.end	Rat-V.end	Vjhd
SECT	L	Bc	Hc	Height	fyw		B		x	Rat-Uc	Rat-N	Rat-My	Rat-Mz	Rat-Vc.end	Rat-Vs.end	Rat-Vc.mid	Rat-Vs.mid	B	V_Ed.mid	Rat-V.mid	Rat-J
0		30*30		25000.0	450000	OK	6	8-3-P20(P16)	2051.90	0.065	63.3096	2.31246	14.7605	56.9695	171.861	57.4739	85.9304	27	48.9107	0.859	0.00000
1		0.300	0.300	3.6750	450000					0.000	0.162	0.163	0.162	0.859	0.285	0.851	0.569	27	48.9107	0.851	0.000

Le verifiche risultano soddisfatte. Per maggiori dettagli sul tipo di armatura inserita si rimanda ai rispettivi elaborati grafici allegati al presente progetto.

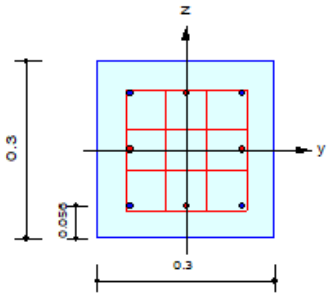
Si riporta anche l'output relativo alla verifica di duttilità riportata al capitolo 7 delle NTC2018:

```
( ). Calculate Curvature Ductile Factor.
     -. Tl = 0.1142 sec.
     -. Tc = 0.2910 sec.
     -. q0 = 3.0000
     -. Mu_phi = 1.2*[1+2*(q0-1)Tc/Tl] =13.4287 (Tl < Tc)

( ). Check mechanical volumetric ratio of confining hoops within the critical regions.
     -. Bo      =    0.2120 m.
     -. Ho      =    0.2120 m.
     -. Alpha,n =    0.738
     -. Alpha,s =    0.584
     -. Alpha   = Alpha,n*Alpha_s =    0.431
     -. s,use   =    0.1000 m.
     -. Wwd     = MAX[ 2*Awl*(Bo+Ho)*fyd / (Bo*Ho*s*fcd), 0.08 ] =    0.261

     -. Nu_d    =    0.014
     -. esy,d   = fyd / Es =  0.00196
     -. Lim     = 30*Mu_phi*Nu_d*esy,d*Bc/Bo-0.035 =   -0.020
        Alpha*Wwd > Lim ---> O.K !
```

E la schermata dei risultati di output in cui sono raggruppate le verifiche dei casi peggiori dei pilastri (compresa la verifica del nodo trave-pilastro in accordo con le NTC2018 al par. 7.4.4.3):

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
Member Number : 9 (PM), 10 (Shear)
Material Data : fck = 25000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
Column Height : 3.675 m
Section Property : 30*30 (No : 1)
Rebar Pattern : 8 - 3 - P20(P16) Ast = 0.00206 m^2 (Rhost = 0.023)



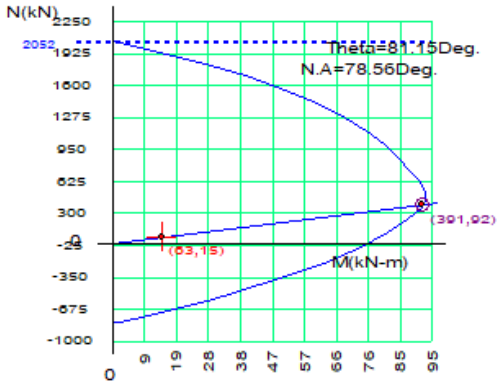
2. Applied Loads

Load Combination : 6 AT (J) Point
N_Ed = 63.3096 kN M_Edy = 2.31246 kN-m M_Edz = 14.7605 kN-m
M_Ed = SQRT(M_Edy^2+ M_Edz^2)= 14.9405 kN-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	N_Rdmax	= 2051.90 kN	
Axial Load Ratio	N_Ed/N_Rd	= 63.3096 / 390.524	= 0.162 < 1.000 ..... O.K
Moment Ratio	M_Ed/M_Rd	= 14.9405 / 92.2505	= 0.162 < 1.000 ..... O.K
	M_Edy/M_Rdy	= 2.31246 / 14.1925	= 0.163 < 1.000 ..... O.K
	M_Edz/M_Rdz	= 14.7605 / 91.1523	= 0.162 < 1.000 ..... O.K
Normalized Axial Load Ratio	Nu_d / 0.65	= 0.065 / 0.650	= 0.100 < 1.000 ..... O.K

4. M-N Interaction Diagram



N_Rd(kN)	M_Rd(kN-m)
2051.90	0.00
1843.21	25.85
1563.37	51.26
1276.24	69.05
995.56	81.15
730.56	88.72
559.09	92.44
435.53	93.01
241.79	87.78
-44.71	74.13
-366.89	48.23
-751.71	8.67
-806.09	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

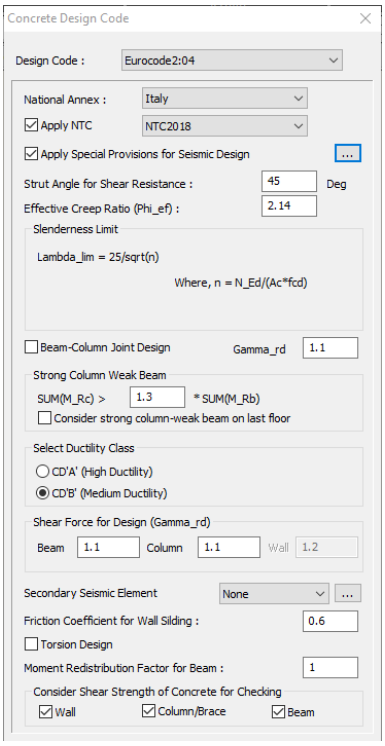
Applied Shear Force	V_Ed	= 48.9107 kN (Load Combination : 29)
Shear Ratio by Conc	V_Ed/V_Rdc	= 48.9107 / 56.9695 = 0.859
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	V_Ed/V_Rds	= 48.9107 / 171.861 = 0.285
Shear Ratio	V_Ed/V_Rd	= 0.859 < 1.000 ..... O.K
		(Asw-H_use = 0.00200 m^2/m, 4-P8 @100)
Joint Shear Ratio	Vhj/	= 0.00000 / 0.00000 = 0.000 < 1.000 ..... O.K

6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Force	V_Ed	= 48.9107 kN (Load Combination : 29)
Shear Ratio by Conc	V_Ed/V_Rdc	= 48.9107 / 57.4739 = 0.851
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	V_Ed/V_Rds	= 48.9107 / 85.9304 = 0.569
Shear Ratio	V_Ed/V_Rd	= 0.851 < 1.000 ..... O.K
		(Asw-H_use = 0.00100 m^2/m, 4-P8 @200)

5.5.6 ARMATURE SETTI

La verifica di resistenza, considerando il caso peggiore delle combinazioni di carico allo SLU e allo SLV, è stata realizzata dal programma Midas Gen: dopo aver modellato la struttura sono state implementate le armature setti e sono state eseguite le verifiche in accordo con quanto riportato nella vigente normativa.



Si riportano i risultati dei pilastri in cui sono stati verificati i casi peggiori per ogni elemento wall:

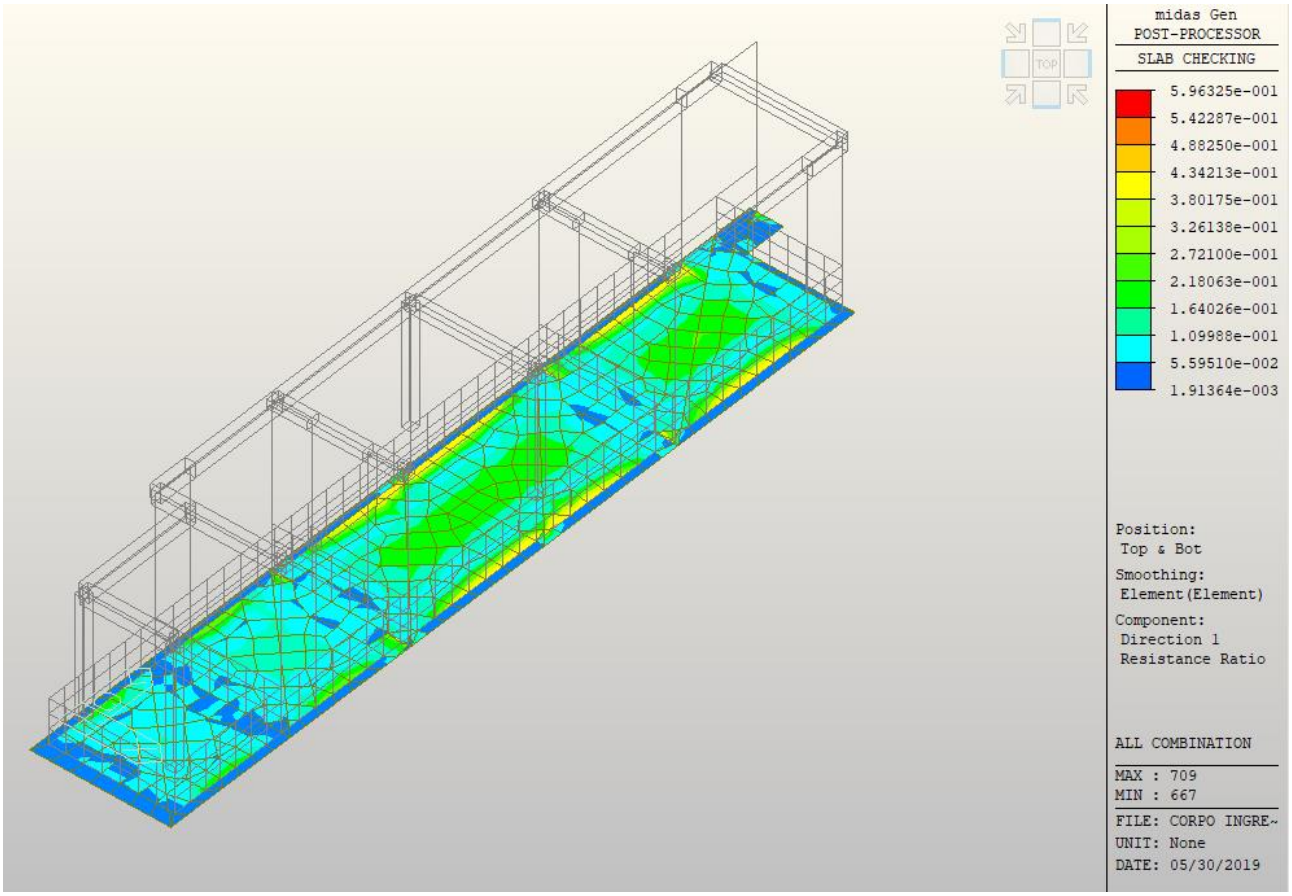
WID	SE	Wall Mark		fck	fyk	CHK	LC	Uc	N_Rdmax	Rat-Ny	M_Edy	Rat-My	VRdc	VRds	V_Ed	B.E	B.E.-Rebar
Story	L	Lw	HTw	hw	fyw		B	Rat-Uc	N_Ed	Rat-Nz	M_Edz	Rat-Mz	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V		B.E.-L
1	☐	wM0001		25000.0	450000	OK	33	0.019	6009.66	0.128	99.3381	0.128	130.081	187.826	29.8495	YES	Failure
1F		1.2000	3.6750	0.3000	450000			0.048	97.1165	0.000	0.00000	0.000	0.229	0.159	0.229		0.45000
2	☐	wM0002		25000.0	450000	OK	33	0.021	6009.66	0.120	97.3723	0.120	130.779	187.826	36.5659	YES	Failure
1F		1.2000	3.6750	0.3000	450000			0.052	104.993	0.000	0.00000	0.000	0.280	0.195	0.280		0.45000
3	☐	wM0003		25000.0	450000	OK	27	0.023	6009.66	0.443	249.590	0.446	125.827	187.826	86.0920	YES	Failure
1F		1.2000	3.6750	0.3000	450000			0.058	65.5992	0.000	0.00000	0.000	0.684	0.458	0.684		0.45000
4	☐	wM0004		25000.0	450000	OK	31	0.023	6009.66	0.427	263.000	0.431	132.760	187.826	90.4122	YES	Failure
1F		1.2000	3.6750	0.3000	450000			0.057	116.960	0.000	0.00000	0.000	0.681	0.481	0.681		0.45000
5	☐	wM0005		25000.0	450000	OK	27	0.025	6009.66	0.487	273.494	0.489	126.702	187.826	94.7006	YES	Failure
1F		1.2000	3.6750	0.3000	450000			0.064	72.0816	0.000	0.00000	0.000	0.747	0.504	0.747		0.45000
6	☐	wM0006		25000.0	450000	OK	31	0.026	6009.66	0.425	259.500	0.416	134.783	187.826	90.1875	YES	Failure
1F		1.2000	3.6750	0.3000	450000			0.065	131.945	0.000	0.00000	0.000	0.669	0.480	0.669		0.45000
7	☐	wM0007		25000.0	450000	OK	33	0.013	13172.5	0.228	684.798	0.229	244.318	77.8402	166.360	YES	Failure
1F		2.6000	3.6750	0.3000	450000			0.032	142.789	0.000	0.00000	0.000	0.681	2.137	0.516		0.52000
8	☐	wM0008		25000.0	450000	OK	29	0.020	6009.66	0.100	84.2014	0.099	130.570	187.826	33.2443	YES	Failure
1F		1.2000	3.6750	0.3000	450000			0.051	100.739	0.000	0.00000	0.000	0.255	0.177	0.255		0.45000

Le verifiche risultano soddisfatte. Per maggiori dettagli sul tipo di armatura inserita si rimanda ai rispettivi elaborati grafici allegati al presente progetto.

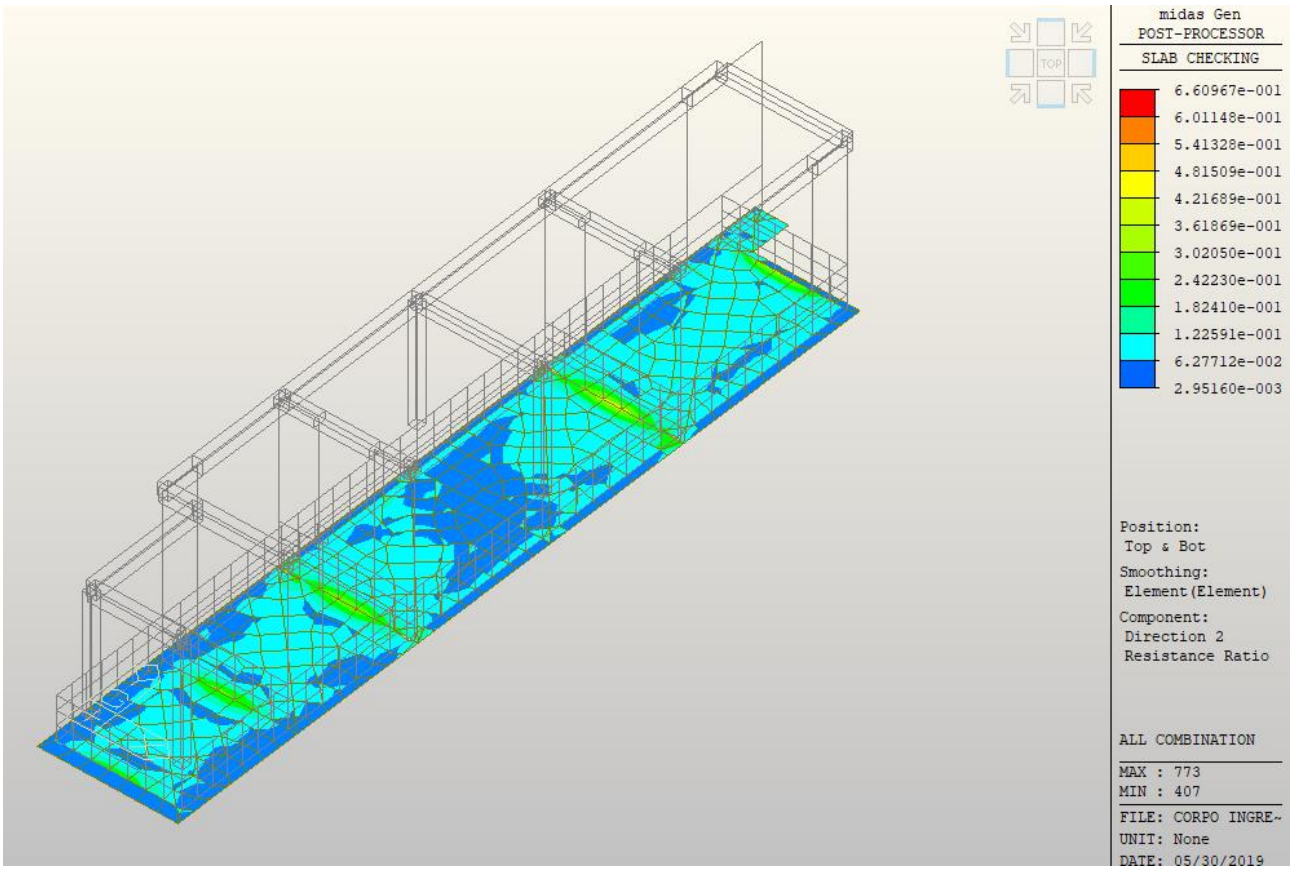
5.5.7 ARMATURE PLATEA

Si riportano di seguito le schermate relative ai risultati delle verifiche eseguite sulla platea di fondazione del corpo ingresso sotto l'azione dei carichi statici e dinamici, dopo averla opportunamente armata con armature ø12/20" superiori ed inferiori. Il software Midas Gen considera come Dir. 1 le armature longitudinali disposte lungo X e come Dir.2 quelle lungo Y.

- Risultati relativi alle armature lungo X:

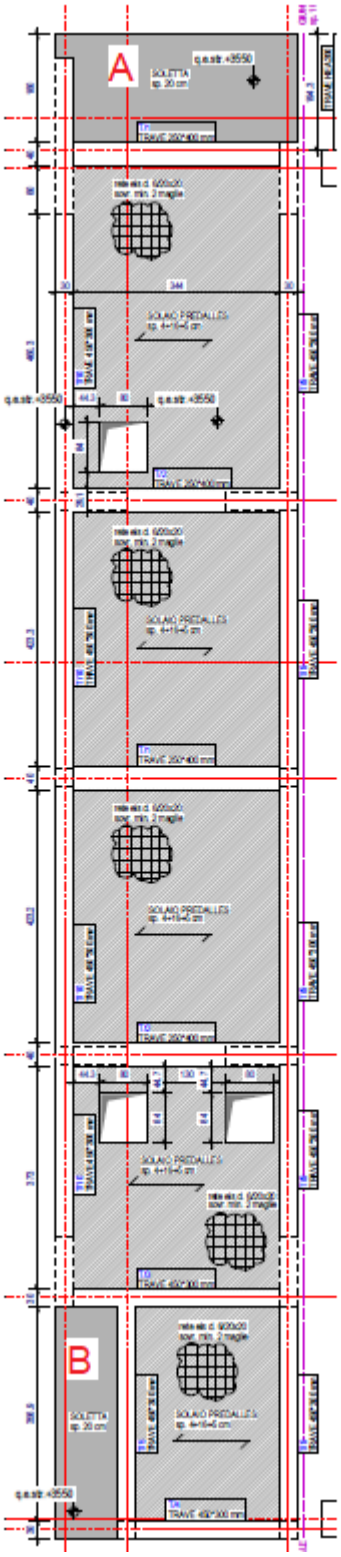


- Risultati relativi alle armature lungo Y:



5.6 Verifica della resistenza e della deformabilità delle solette

Nel corpo ingresso sono presenti due solette in c.a. C25/30, di spessore 20 cm, a sbalzo. Nel modello in Midas Gen non sono state modellate concretamente, ma sono stati considerati i loro pesi e carichi portati, opportunamente computati e applicati agli elementi strutturali che la sostengono sotto forma di carichi lineari. Considerando uno schema statico a mensola (incastro), sono state verificate in termini di resistenza e deformabilità.



5.6.1 *VERIFICA DELLA RESISTENZA DELLA SOLETTA A*

Per verificare la resistenza della soletta A, il momento resistente viene calcolato considerando la seguente armatura longitudinale (considerando 1 m di soletta ed uno schema statico tipo mensola):

$$A_{inf} = 5\emptyset16\ /m = 1005\ mm^2/m$$

$$A_{sup} = 5\emptyset16\ /m = 1005\ mm^2/m$$

Dall'equilibrio si ricava la posizione dell'asse neutro:

$$x = 33{,}6\ mm$$

Con cui si calcola il momento resistente

$$M_{Rd} = A_{sup} f_{yd}(d - 0{,}4x) + A_{inf}\sigma'_s(0{,}4x - d') = 60{,}13\ kNm$$

Questo risultato viene confrontato con il momento agente, calcolato combinando i carichi agenti sulla soletta allo SLU (par. 2.5.3 delle NTC2018):

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
  $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
  $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:
  $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.6]

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

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

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

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

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire *"combinato con"*.

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

$$M_{SLU} = 16{,}85\ kNm/m$$

Dove sono stati considerati i seguenti carichi:

- $G_{1,soletta} = 5{,}00\ kN/m$
- $G_{2,soletta} = 1{,}40\ kN/m$
- $Q_{neve} = 1{,}20\ kN/m$

Con (Tab. 2.6.I NTC2018):

- $\gamma_{G1} = 1{,}3$
- $\gamma_{G2} = 1{,}5$
- $\gamma_{Qi} = 1{,}5$

La verifica risulta essere soddisfatta:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0{,}28 < 1$$

5.6.2 VERIFICA DELLA RESISTENZA DELLA SOLETTA B

Per verificare la resistenza della soletta B che definisce lo sbalzo nel corpo ingresso, il momento resistente viene calcolato considerando la seguente armatura longitudinale (considerando 1 m di soletta ed uno schema statico tipo mensola):

$$A_{inf} = 5\emptyset16\ /m = 1005\ mm^2/m$$

$$A_{sup} = 5\emptyset16\ /m = 1005\ mm^2/m$$

Dall'equilibrio si ricava la posizione dell'asse neutro:

$$x = 33{,}6\ mm$$

Con cui si calcola il momento resistente

$$M_{Rd} = A_{sup} f_{yd}(d - 0{,}4x) + A_{inf}\sigma'_s(0{,}4x - d') = 60{,}13\ kNm$$

Questo risultato viene confrontato con il momento agente, calcolato combinando i carichi agenti sulla soletta allo SLU (par. 2.5.3 delle NTC2018):

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
  $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
  $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:
  $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.6]

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

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

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

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

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire "*combinato con*".

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

$$M_{SLU} = 6{,}31\ kNm/m$$

Dove sono stati considerati i seguenti carichi:

- $G_{1,soletta} = 5{,}00\ kN/m$
- $G_{2,soletta} = 2{,}25\ kN/m$
- $Q_{neve} = 1{,}20\ kN/m$

Con (Tab. 2.6.I NTC2018):

- $\gamma_{G1} = 1{,}3$
- $\gamma_{G2} = 1{,}5$
- $\gamma_{Qi} = 1{,}5$

La verifica risulta essere soddisfatta:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0{,}11 < 1$$

5.6.3 VERIFICA DELLA DEFORMABILITÀ A LUNGO TERMINE DELLA SOLETTA A

Con riferimento al paragrafo 4.1.2.2.2 delle NTC2018 e al relativo capitolo presente sulla circolare, è stata effettuata un'analisi relativa allo stato limite di deformazione a lungo termine della soletta che definisce lo sbalzo, tenendo conto degli effetti di viscosità. Considerando i carichi permanenti e il sovraccarico accidentale dato dalla neve, agenti su 1 m di soletta e combinati secondo la combinazione quasi-permanente allo SLE (par. 2.5.3 delle NTC2018), per la verifica si calcola il seguente:

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.1]

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.2]

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.3]

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.4]

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.5]

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:
$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.6]

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

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

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

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

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire "*combinato con*".

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

$$q_{SLE} = 6{,}40\ kN/m$$

Dove sono stati considerati i seguenti carichi:

- $G_{1,soletta} = 5{,}00\ kN/m$
- $G_{2,soletta} = 1{,}40\ kN/m$

- $Q_{neve} = 1{,}20\ kN/m$

Con (da Tab. 2.5.I NTC2018):

- $\Psi_{21} = 0{,}0$

Considerando il momento agli SLE quasi permanenti, il valore del momento flettente agente (dal modello) è:

$$M_{Ed} = 10{,}37\ kNm$$

Il momento di prima fessurazione vale

$$M_{CR} = f_{ctm,flex}\frac{bh^2}{6} = 20{,}53\ kNm$$

Dove:

- $f_{ctm,flex} = 1{,}2 f_{ctm} = 1{,}2\left(0{,}3 f_{ck}{}^{2/3}\right) = 3{,}08\ N/mm^2$
- $b = 1000\ mm$ considerando 1 m di soletta
- $h = 200\ mm$ altezza della soletta

Si considera un modulo di Young ridotto, pari a:

$$E_{cm,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi} = 8816{,}75\ N/mm^2$$

Dove:

- E_{cm} è il modulo elastico del calcestruzzo considerato, C25/30 (par. 11.2.10.3 NTC2018):

  $$E_{cm} = 22000\left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0{,}3} = 31475{,}81\ N/mm^2$$

  Con $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33{,}00\ N/mm^2$ valore medio della resistenza cilindrica a compressione (par. 11.2.10.1 NTC2018).
- φ è il coefficiente di viscosità a tempo infinto ($\varphi(\infty, t_0)$) definito al par. 11.2.10.7 delle NTC2018. Considerando un'atmosfera con umidità relativa di circa il 55% e la dimensione fittizia h_0 definita nel par. 11.2.10.6:

  $$h_0 = 2\frac{A_c}{u} = 167\ mm$$

  Con A_c area della sezione in calcestruzzo ($200000\ mm^2$) e u perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria (si considera l'intero perimetro della sezione, a favore di sicurezza, $2400\ mm$). Da h_0 si ricava il valore di $\varphi(\infty, t_0)$ per interpolazione lineare dalla tabella della normativa, considerando $t_0 = 30\ giorni$:

Tab. 11.2.VII - *Valori di ϕ (∞, t_0). Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%*

t_0	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$ mm	$h_0 = 300$ mm	$h_0 \geq 600$ mm
3 giorni	4,5	4,0	3,6	3,3
7 giorni	3,7	3,3	3,0	2,8
15 giorni	3,3	3,0	2,7	2,5
30 giorni	2,9	2,6	2,3	2,2
≥ 60 giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

Dall'interpolazione lineare dei due valori indicati nella tabella si ottiene infine:

$$\varphi(\infty, t_0) = 2{,}57$$

Il coefficiente di omogenizzazione vale:

$$n_{eff} = \frac{E_s}{E_{cm,eff}} = \frac{210000}{9257{,}59} = 23{,}82$$

Con E_s, anch'esso in N/mm^2, è il modulo elastico dell'acciaio.

Dato che si riscontra $M_{CR} > M_{Ed}$ si procede con il calcolo della freccia della sola sezione non fessurata. Questo concetto è presente nella norma UNI EN 1992-1-1 al paragrafo 7.4.3, dove per sezione non fessurata il coefficiente di distribuzione è uguale a 0, quindi la freccia finale è uguale a quella calcolata nello stadio in cui la sezione non è, appunto, fessurata. Si riporta di seguito l'estratto corrispondente:

7.4.3 Checking deflections by calculation

(1)P Where a calculation is deemed necessary, the deformations shall be calculated under load conditions which are appropriate to the purpose of the check.

(2)P The calculation method adopted shall represent the true behaviour of the structure under relevant actions to an accuracy appropriate to the objectives of the calculation.

(3) Members which are not expected to be loaded above the level which would cause the tensile strength of the concrete to be exceeded anywhere within the member should be considered to be uncracked. Members which are expected to crack, but may not be fully cracked, will behave in a manner intermediate between the uncracked and fully cracked conditions and, for members subjected mainly to flexure, an adequate prediction of behaviour is given by Expression (7.18):

$$\alpha = \zeta\alpha_{II} + (1 - \zeta)\alpha_{I} \qquad (7.18)$$

where

α is the deformation parameter considered which may be, for example, a strain, a curvature, or a rotation. (As a simplification, α may also be taken as a deflection - see (6) below)

α_I, α_{II} are the values of the parameter calculated for the uncracked and fully cracked conditions respectively

ζ is a distribution coefficient (allowing for tensioning stiffening at a section) given by Expression (7.19):

$$\zeta = 1 - \beta\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \qquad (7.19)$$

ζ = 0 for uncracked sections

β is a coefficient taking account of the influence of the duration of the loading or of repeated loading on the average strain

= 1,0 for a single short-term loading

= 0,5 for sustained loads or many cycles of repeated loading

σ_s is the stress in the tension reinforcement calculated on the basis of a cracked section

σ_{sr} is the stress in the tension reinforcement calculated on the basis of a cracked section under the loading conditions causing first cracking

Note: σ_{sr}/σ_s may be replaced by M_{cr}/M for flexure or N_{cr}/N for pure tension, where M_{cr} is the cracking moment and N_{cr} is the cracking force.

<u>Stadio 1 – sezione non fessurata</u>

Calcolo del momento statico rispetto al lembo superiore della sezione:

$$S_s = 0{,}0246\ m^3$$

Posizione asse neutro:

$$x = \frac{S_s}{A} = 0{,}099\ m$$

Dove:

$$A = bh + n_{eff}A_s + n_{eff}A'_s = 0{,}248\ m^2$$

Con questi dati si ricava il momento d'inerzia:

$$J = 0{,}00078\, m^4$$

Freccia con sezione interamente reagente (schema statico mensola):

$$p = \frac{q_{SLE} l^4}{8\, E_{cm,eff}\, J} = 1{,}22\ \ mm$$

Dove la luce della mensola $l = 1{,}80\, m$.

Come detto, assumendo il fattore di distribuzione $\xi = 0$, si ottiene che il valore di calcolo della deformazione (spostamento) per la verifica di deformabilità a lungo termine:

$$p^* = p = 1{,}22\, mm$$

Facendo sempre riferimento alla circolare esplicativa delle NTC2018, il limite consentito per uno schema statico di tipo mensola è:

$$\frac{2l}{500} = 7{,}2\, mm > 1{,}22\, mm$$

Dove $l = 1{,}8\, m$ è la luce della mensola.

La verifica risulta essere soddisfatta.

5.6.4 VERIFICA DELLA DEFORMABILITÀ A LUNGO TERMINE DELLA SOLETTA B

Con riferimento al paragrafo 4.1.2.2.2 delle NTC2018 e al relativo capitolo presente sulla circolare, è stata effettuata un'analisi relativa allo stato limite di deformazione a lungo termine della soletta che definisce lo sbalzo, tenendo conto degli effetti di viscosità. Considerando i carichi permanenti e il sovraccarico accidentale dato dalla neve, agenti su 1 m di soletta e combinati secondo la combinazione quasi-permanente allo SLE (par. 2.5.3 delle NTC2018), per la verifica si calcola il seguente:

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
  $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
  $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:
  $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.6]

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

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

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

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

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire *"combinato con"*.

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

$$q_{SLE} = 7{,}25\ kN/m$$

Dove sono stati considerati i seguenti carichi:

- $G_{1,soletta} = 5{,}00\ kN/m$
- $G_{2,soletta} = 2{,}25\ kN/m$
- $Q_{neve} = 1{,}20\ kN/m$

Con (da Tab. 2.5.I NTC2018):

- $\Psi_{21} = 0{,}0$

Considerando il momento agli SLE quasi permanenti, il valore del momento flettente agente (dal modello) è:

$$M_{Ed} = 3{,}92\ kNm$$

Il momento di prima fessurazione vale

$$M_{CR} = f_{ctm,flex} \frac{bh^2}{6} = 20{,}52\ kNm$$

Dove:

- $f_{ctm,flex} = 1{,}2 f_{ctm} = 1{,}2 \left(0{,}3 f_{ck}{}^{2/3}\right) = 3{,}08\ N/mm^2$
- $b = 1000\ mm$ considerando 1 m di soletta
- $h = 200\ mm$ altezza della soletta

Si considera un modulo di Young ridotto, pari a:

$$E_{cm,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi} = 8816{,}75\ N/mm^2$$

Dove:

- E_{cm} è il modulo elastico del calcestruzzo considerato, C25/30 (par. 11.2.10.3 NTC2018):

$$E_{cm} = 22000\left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} = 31475{,}81\ N/mm^2$$

  Con $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33{,}00\ N/mm^2$ valore medio della resistenza cilindrica a compressione (par. 11.2.10.1 NTC2018).

- φ è il coefficiente di viscosità a tempo infinto ($\varphi(\infty, t_0)$) definito al par. 11.2.10.7 delle NTC2018. Considerando un'atmosfera con umidità relativa di circa il 55% e la dimensione fittizia h_0 definita nel par. 11.2.10.6:

$$h_0 = 2\frac{A_c}{u} = 167\ mm$$

  Con A_c area della sezione in calcestruzzo ($250000\ mm^2$) e u perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria (si considera l'intero perimetro della sezione, a favore di sicurezza, $2500\ mm$). Da h_0 si ricava il valore di $\varphi(\infty, t_0)$ per interpolazione lineare dalla tabella della normativa, considerando $t_0 = 30\ giorni$:

Tab. 11.2.VII - *Valori di ϕ (∞, t_0). Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%*

t_0	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$ mm	$h_0 = 300$ mm	$h_0 \geq 600$ mm
3 giorni	4,5	4,0	3,6	3,3
7 giorni	3,7	3,3	3,0	2,8
15 giorni	3,3	3,0	2,7	2,5
30 giorni	2,9	2,6	2,3	2,2
≥ 60 giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

Dall'interpolazione lineare dei due valori indicati nella tabella si ottiene infine:

$$\varphi(\infty, t_0) = 2{,}57$$

Il coefficiente di omogenizzazione vale:

$$n_{eff} = \frac{E_s}{E_{cm,eff}} = \frac{210000}{9257{,}59} = 23{,}82$$

Con E_s, anch'esso in N/mm^2, è il modulo elastico dell'acciaio.

Dato che si riscontra $M_{CR} > M_{Ed}$ si procede con il calcolo della freccia della sola sezione non fessurata. Questo concetto è presente nella norma UNI EN 1992-1-1 al paragrafo 7.4.3, dove per sezione non fessurata il coefficiente di distribuzione è uguale a 0, quindi la freccia finale è

uguale a quella calcolata nello stadio in cui la sezione non è, appunto, fessurata. Si riporta di seguito l'estratto corrispondente:

7.4.3 Checking deflections by calculation

(1)P Where a calculation is deemed necessary, the deformations shall be calculated under load conditions which are appropriate to the purpose of the check.

(2)P The calculation method adopted shall represent the true behaviour of the structure under relevant actions to an accuracy appropriate to the objectives of the calculation.

(3) Members which are not expected to be loaded above the level which would cause the tensile strength of the concrete to be exceeded anywhere within the member should be considered to be uncracked. Members which are expected to crack, but may not be fully cracked, will behave in a manner intermediate between the uncracked and fully cracked conditions and, for members subjected mainly to flexure, an adequate prediction of behaviour is given by Expression (7.18):

$$\alpha = \zeta\alpha_{II} + (1 - \zeta)\alpha_{I} \qquad (7.18)$$

where

α is the deformation parameter considered which may be, for example, a strain, a curvature, or a rotation. (As a simplification, α may also be taken as a deflection - see (6) below)

α_I, α_{II} are the values of the parameter calculated for the uncracked and fully cracked conditions respectively

ζ is a distribution coefficient (allowing for tensioning stiffening at a section) given by Expression (7.19):

$$\zeta = 1 - \beta\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \qquad (7.19)$$

ζ = 0 for uncracked sections

β is a coefficient taking account of the influence of the duration of the loading or of repeated loading on the average strain

= 1,0 for a single short-term loading

= 0,5 for sustained loads or many cycles of repeated loading

σ_s is the stress in the tension reinforcement calculated on the basis of a cracked section

σ_{sr} is the stress in the tension reinforcement calculated on the basis of a cracked section under the loading conditions causing first cracking

Note: σ_{sr}/σ_s may be replaced by M_{cr}/M for flexure or N_{cr}/N for pure tension, where M_{cr} is the cracking moment and N_{cr} is the cracking force.

<u>Stadio 1 – sezione non fessurata</u>

Calcolo del momento statico rispetto al lembo superiore della sezione:

$$S_s = 0{,}0246\ m^3$$

Posizione asse neutro:

$$x = \frac{S_s}{A} = 0{,}099\ m$$

Dove:

$$A = bh + n_{eff}A_s + n_{eff}A'_s = 0{,}248\ m^2$$

Con questi dati si ricava il momento d'inerzia:

$$J = 0{,}00078\ m^4$$

Freccia con sezione interamente reagente (schema statico mensola):

$$p = \frac{q_{SLE}l^4}{8\ E_{cm,eff}\ J} = 0{,}152\ \ mm$$

Dove la luce della mensola $l = 1{,}04\ m$.

Come detto, assumendo il fattore di distribuzione $\xi = 0$, si ottiene che il valore di calcolo della deformazione (spostamento) per la verifica di deformabilità a lungo termine:

$$p^* = p = 0{,}152\ mm$$

Facendo sempre riferimento alla circolare esplicativa delle NTC2018, il limite consentito per uno schema statico di tipo mensola è:

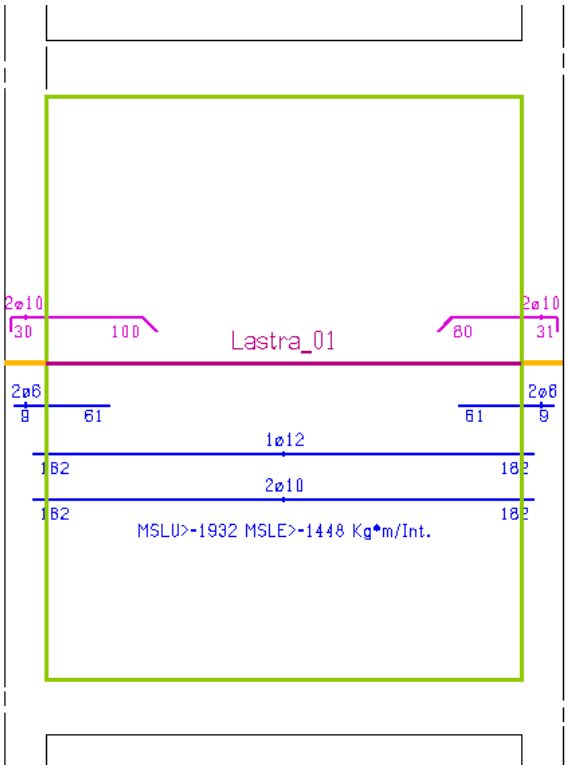
$$\frac{2l}{500} = 4{,}16\ mm > 0{,}152\ mm$$

Dove $l = 1{,}04\ m$ è la luce della mensola.

La verifica risulta essere soddisfatta.

5.7 Analisi dei solai in predalles presenti nella struttura

Si riporta di seguito i risultati derivanti dalle analisi allo SLU e allo SLE eseguite sui solai predalles presenti sulla copertura del corpo ingresso eseguite con l'ausilio del programma "A.M.V. Solai". Si riportano, inoltre, le armature necessarie calcolate dal programma per sopportare le sollecitazioni agenti:



DATI DIMENSIONALI, CARICHI E PARAMETRI DI PROGETTO SOLAIO A LASTRE

Riferimento: Solai predalles Marzabotto Schema: Lastra_01

CAMPATE

	1
Interasse (m)	3,74

APPOGGI

Larghezza (m)	0,30	0,30
Coeff.riduz.mom.neg.	0	0
Largh. spunt. (m)	0,25	0,25
Tipo appoggio	T	T

CARICHI DISTRIBUITI UNIFORMI (POSITIVI SE RIVOLTI VERSO IL BASSO)
E RELATIVE ASTE DI APPLICAZIONE
Unita' di misura: kg/m²

PARAMETRI DI CARICO			ASTE INTERESSATE
N.	permanenti	variabili (accidentali)	1
1	570	120	*

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALE SUI CARICHI S.L.U. E S.L.E.

Fattore di sicurezza per carichi permanenti S.L.U.: 1.3 S.L.E.: 1

Fattore di sicurezza per carichi variabili S.L.U.: 1.5 S.L.E.: 0.7

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E DELLE SEZIONI DI PROGETTO

Resistenza calcestruzzo Rck	kg/cm²	300
fyk	kg/cm²	4580
Copriferro armatura base di confezione	(cm)	2
Copriferro armatura superiore	(cm)	4
Copriferro armatura aggiunt. inferiore	(cm)	6
Altezza solaio	(cm)	4+16+5
Interasse	(cm)	120
Tipo blocco		Non collaborante
Condizione ambientale		Ordinaria
Combinazione SLE		Rara
Aliquota/Momento di sicurezza app. SX		14
Aliquota/Momento di sicurezza app. DX		14
Aliq. momento massimo positivo in campata		16
Verifica a taglio		Ottimizzata

Tabella delle sollecitazioni, indici di resistenza e delle armature solaio a lastre

(riferite all'interasse del solaio)

CALCOLO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Riferimento: Solai predalles Marzabotto Schema: Lastra_01

CAMPATA 1

x	M max	M min	V max	V min	a.inf	a.sup	Indice resistenza Flessione	Indice resistenza Taglio	Note
(m)	(kg *m)		(kg)		(cm²)				
0,00	170	-1104	2067	1663	0,24	1,36	0,99	0,18	
0,15	467	-1104	1901	1529	2,10	0,83	0,98	0,50	
0,37	848	-667	1653	1330	2,10	0,27	0,98	0,44	
0,75	1360	-209	1240	998	2,10	0,00	0,87	0,33	
1,12	1712	1377	827	665	2,34	0,00	0,99	0,22	
1,50	1908	1535	413	333	2,62	0,00	0,99	0,11	
1,87	1932	1555	0	0	2,66	0,00	0,98	0,00	
2,24	1908	1535	-333	-413	2,62	0,00	0,99	0,11	
2,62	1712	1377	-665	-827	2,34	0,00	0,99	0,22	
2,99	1360	-209	-998	-1240	2,10	0,00	0,87	0,33	
3,37	848	-667	-1330	-1653	2,10	0,27	0,98	0,44	
3,59	467	-1104	-1529	-1901	2,10	0,83	0,98	0,50	
3,74	170	-1104	-1663	-2067	0,24	1,36	0,99	0,18	

REAZIONI D'APPOGGIO
(riferite all' interasse)

Num. app.	MAX (kg)	MIN (kg)
1	2067	1663
2	2067	1663

BARRE A TAGLIO AGLI APPOGGI

Ø (mm)	LUNGH.TOT. (m)
2Ø 6	0,70
2Ø 6	0,70

TABELLA DEI MOMENTI MASSIMI IN CAMPATA (rif. all'interasse)

Mensola/ Campata n.	Mom.max (kg *m)	a.inf (cm²)	Indice resistenza flessione
1	1932	2,66	0,989

Tabella delle sollecitazioni delle tensioni e delle armature solaio a lastre

(riferite all'interasse del solaio)

CALCOLO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Riferimento: Solai predalles Marzabotto Schema: Lastra_01

CAMPATA 1

x	max M	min M	max V	min V	a.inf	a.sup	Sc	Slat	Sf	winf	wsup	Note
(m)	(kg *m)		(kg)		(cm²)		(kg/cm²)			(mm)		
0,00	0	-827	1548	1468	0,24	1,36	-5,58		37	0,00	0,00	
0,15	223	-616	1424	1350	2,10	0,83	-5,09	-2,90	32	0,00	0,00	
0,37	521	-333	1239	1174	2,10	0,27	-4,10	-2,30	24	0,00	0,00	
0,75	927	878	929	881	2,10	0,00	-7,31	-4,10	42	0,00	0,00	
1,12	1216	1153	619	587	2,34	0,00	-9,59	-5,40	55	0,00	0,00	
1,50	1390	1317	310	294	2,62	0,00	-10,96	-6,20	63	0,00	0,00	
1,87	1448	1372	0	0	2,66	0,00	-11,41	-6,40	65	0,00	0,00	
2,24	1390	1317	-294	-310	2,62	0,00	-10,96	-6,20	63	0,00	0,00	
2,62	1216	1153	-587	-619	2,34	0,00	-9,59	-5,40	55	0,00	0,00	
2,99	927	878	-881	-929	2,10	0,00	-7,31	-4,10	42	0,00	0,00	
3,37	521	-333	-1174	-1239	2,10	0,27	-4,10	-2,30	24	0,00	0,00	
3,59	223	-616	-1350	-1424	2,10	0,83	-5,09	-2,90	32	0,00	0,00	
3,74	0	-827	-1468	-1548	0,24	1,36	-5,58		37	0,00	0,00	

REAZIONI D'APPOGGIO
(riferite all' interasse)

Num. app.	MAX (kg)	MIN (kg)
1	1548	1468
2	1548	1468

BARRE A TAGLIO AGLI APPOGGI

Ø (mm)	LUNGH.TOT. (m)
2Ø 6	0,70
2Ø 6	0,70

TABELLA DELLE FRECCE E DEI MOMENTI MASSIMI IN CAMPATA (rif. all'interasse)

fmax > 0 = abbassamento Modulo di elasticita'= 200000 kg/cm²

Mensola/ Campata n.	Mom.max (kg *m)	a.inf (cm²)	Sc	Slat (kg/cm²)	Sf	winf (mm)	xfmax (m)	fmax (cm)	fmax/l	Mom.inerzia convenzionale (cm^4)	Mom.inerzia sez.non.fess. (cm^4)	Mom.inerzia Sez.fess. (cm^4)
1	1448	2,66	-11,41	-6,40	65	0,00	1,87	0,09	1/4131	101438	128385	128385

Tabella delle armature superiori, fasce piene e semipiene (solaio a lastre)

Riferimento: Solai predalles Marzabotto Schema: Lastra_01

Num. app.	Ø (mm)	Lungh. sinistra (m)	Lungh. destra (m)
1	2d10	0,30	1,00
2	2d10	0,80	0,30

Tabella delle armature inferiori (solaio a lastre)

Riferimento: Solai predalles Marzabotto Schema: Lastra_01

Campata 1 - Luce 3,74 m - Lunghezza Lastra 3,44 m

Barra	n	Ø (mm)	Lungh. sinistra (m)	Lungh. destra (m)	Lungh. Totale (m)
	1	12	1,82	1,82	3,64
	2	10	1,82	1,82	3,64

Indici di resistenza (SLU) effettivi di lavoro (rif. all'interasse) solaio a lastre

---

Riferimento: Solai predalles Marzabotto Schema: Lastra_01

Mensola/Campata	Ascissa	Momento	Taglio	a.inf	a.sup	Indice resistenza	
	(m)	(kg *m)	(kg)	(cm²)		flessione	taglio
1	0,00	170	2067	0,57	1,57	0,28	0,18
1	0,00	-1104	2067	0,57	1,57	0,79	0,18
1	0,15	467	1901	2,70	1,57	0,22	0,50
1	0,15	-1104	1901	2,70	1,57	0,60	0,50
1	1,87	1932	0	2,70	0,00	0,98	0,00
1	3,59	467	-1901	2,70	1,57	0,22	0,50
1	3,59	-1104	-1901	2,70	1,57	0,60	0,50
1	3,74	170	-2067	0,57	1,57	0,28	0,18
1	3,74	-1104	-2067	0,57	1,57	0,79	0,18

Tensioni massime (SLE) effettive di lavoro (rif. all'interasse) solaio a lastre

---

Riferimento: Solai predalles Marzabotto Schema: Lastra_01

Mensola/Campata	Ascissa	Momento	a.inf	a.sup	Sc	Slat	Sf	winf	wsup	Note
	(m)	(kg *m)	(cm²)		(kg/cm²)			(mm)		
1	0,00	-827	0,57	1,57	-5,57		36	0,00	0,00	
1	0,15	-616	2,70	1,57	-5,07		32	0,00	0,00	
1	1,87	1448	2,70	0,00	-11,41	-6,40	65	0,00	0,00	
1	3,59	-616	2,70	1,57	-5,07		32	0,00	0,00	
1	3,74	-827	0,57	1,57	-5,57		36	0,00	0,00	

6 MODELLI DI CALCOLO: CORPO SPOGLIATOI

Ai fini di verificare e determinare lo stato di sollecitazione degli elementi, è stata eseguita un'analisi numerica del corpo ingresso della palestra grazie all'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti Midas Gen.

A tal proposito risulta necessario fare alcune precisazioni: la complessità delle strutture in genere, l'articolazione delle caratteristiche costruttive e l'inevitabile approssimazione di tutte le tecniche di calcolo possibili, non consentono una "modellazione" esatta e reale del comportamento strutturale (influenzato anche dai singoli dettagli eseguiti in corso d'opera). Per tale motivazione sono stati analizzati i modelli di calcolo ritenuti più vicini al reale comportamento della struttura, eseguendo anche valutazioni su modellazioni diverse e confrontando, quando necessario, i risultati di più situazioni (e simulazioni) limite.

La modellazione delle strutture in progetto è stata effettuata in completa aderenza al progetto strutturale presentato. L'analisi e l'eventuale validazione della stessa è stata eseguita in via sintetica e conclusiva, consentono di valutare come affidabile l'impostazione globale dell'edificio.

6.1 Combinazione delle azioni

Ai fini delle verifiche agli stati limite, per il caso in esame, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni, in accordo con quanto riportato nelle NTC18:

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

$$F_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{q1} Q_{k1} + \sum_{i=2}^{N} \gamma_{qi} \psi_{0i} Q_{ki}$$

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

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^{N} \psi_{0i} Q_{ki}$$

dove:

F_d è l'azione di calcolo, la forza di progetto;

G_1 sono i carichi permanenti strutturali;

G_2 sono i carichi permanenti portati;

P è il valore caratteristico della forza di precompressione;

Q_{k1} è il valore caratteristico dell'azione variabile principale;

Q_{ki} sono i valori caratteristici delle azioni variabili secondarie, tra loro indipendenti;

i coefficienti parziali per le azioni sono stati assunti facendo riferimento alla situazione sfavorevole e valgono:

γ_{G1}=1,3

γ_{G2}=1,5

γ_{P}=1,0

γ_{Qi}=1,5

Si riporta di seguito la tabella di riferimento:

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

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

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

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione delle azioni che tengono conto della probabilità di non contemporaneità dei carichi accidentali e quindi sono coefficienti di deamplificazione (<1); vengono chiamati coefficienti di combinazione e per le analisi effettuate sono stati presi in considerazione quelli relativi al vento e alla neve a quota ≤ 1000 m s.l.m. :

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

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Combinazione sismica, sebbene non impiegata in questo caso, per gli stati limite connessi all'azione del sisma E:

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^{N} \psi_{2i} Q_{ki}$$

dove:

F_d è l'azione di calcolo, la forza di progetto;

E è l'azione sismica;

G_1 sono i carichi permanenti strutturali;

G_2sono i carichi permanenti portati;

P è il valore caratteristico della forza di precompressione;

Q_{ki} sono i valori caratteristici delle azioni variabili secondarie, tra loro indipendenti;

ψ_{2i} sono i coefficienti di combinazione per le analisi sismiche.

6.2 Breve illustrazione dei codici di calcolo

6.2.1 MIDAS GEN

Midas Gen è un software di calcolo agli elementi finiti con cui è possibile modellare la struttura di interesse in un ambiente CAD utilizzando elementi quali nodi, aste e superfici piane e assegnando le relative caratteristiche geometriche e meccaniche; in questo modo, dopo aver opportunamente assegnato i vincoli ed i carichi agenti, il programma genera come output il valore delle sollecitazioni agenti con cui è possibile fare delle verifiche secondo la normativa di riferimento (in questo caso NTC2018).

Essendo un programma agli elementi finiti, sono presenti delle impostazioni (es. automesh) che permettono di discretizzare gli elementi geometrici, come le superfici, creando maggiori punti di controllo e quindi ottenere una maggiore precisione dei risultati.

Nel programma sono presenti delle librerie predefinite con le quali è possibile scegliere una normativa di riferimento e quindi impostare una determinata sezione o materiale.

È, inoltre, possibile modificare manualmente i parametri appena descritti in modo da personalizzare l'analisi in base alle proprie necessità e quindi creare un modello che sia il più possibile simile a quello reale.

Come già accennato, una volta realizzato il modello geometrico si possono assegnare i vincoli, esterni e interni, e i carichi agenti sulla struttura. Con Midas Gen è possibile svolgere analisi statiche o dinamiche, lineari o non lineari, e visualizzare i risultati sia in veste grafica che numerica. Dopo aver definito le diverse azioni di calcolo, queste possono essere combinate in modo automatico o manuale per poter eseguire le verifiche agli stati limite.

Una volta completato il modello di calcolo con le relative azioni è possibile visualizzare i diversi risultati in termini di sollecitazioni e spostamenti.

Il programma presenta, inoltre, delle opzioni che permettono di effettuare automaticamente le verifiche delle sezioni (es. verifiche delle sezioni in acciaio) seguendo le indicazioni della normativa vigente e suggerendo eventuali modifiche per ottimizzare il modello laddove la verifica non fosse soddisfatta.

6.3 Criteri di verifica

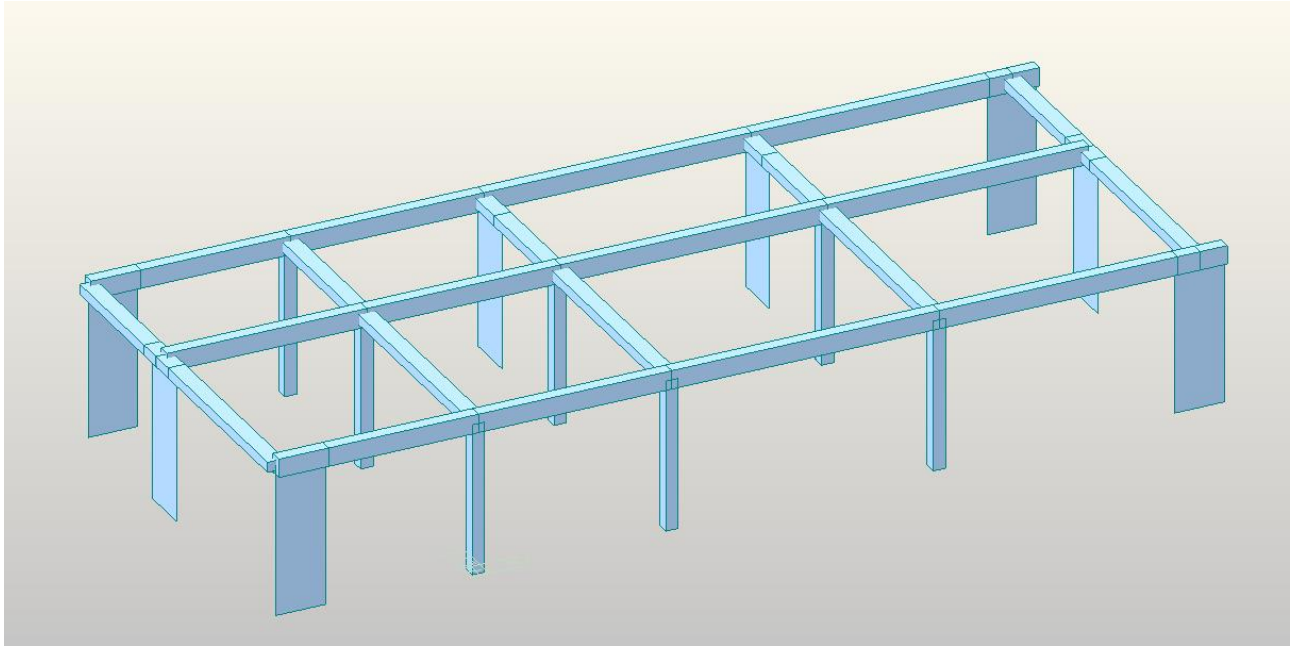
6.3.1 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

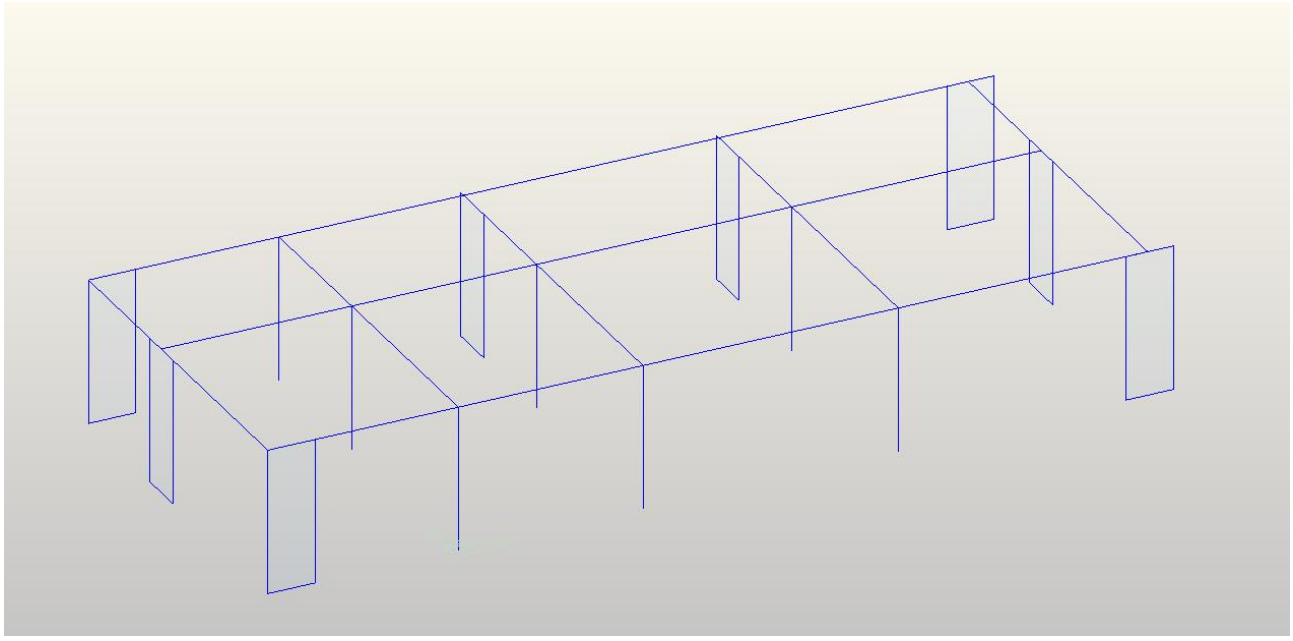
Come già illustrato in precedenza le azioni verranno combinate in totale armonia con la normativa vigente ovvero le NTC18.

6.4 Criteri generali della modellazione

Il corpo spogliatoi è stato analizzato, come detto, tramite un modello agli elementi finiti.

Modello di calcolo della struttura:





Nello specifico, la modellazione tridimensionale è stata così realizzata:

- gli elementi strutturali a prevalente sviluppo lineare, quali travi e pilastri, sono stati inseriti come elementi tipo “general beam/tapered beam”, definendo i nodi delle due estremità ed assegnando successivamente la geometria della sezione;
- i setti in c.a. sono stati realizzati come elementi “wall”, ovvero degli elementi 2D a 4 nodi che si comportano come degli elementi beam (1D) con dei link rigidi estesi quanto l’ingombro della parete che si sta modellando. Questi particolari elementi sono impiegati quando si desidera modellare pareti che lavorano come lame sismiche e sono ricondotti alla teoria della trave. Per considerare la rigidezza fuori dal piano (pari a quella dello spessore fuori dal piano), ad ogni elemento wall è attribuita la tipologia plate;

- il sistema di fondazioni in c.a. è caratterizzato da nervature e platea; questi elementi sono stati modellati con elementi superficie di tipo plate, opportunamente meshati. Alla platea di fondazione sono stati assegnati vincoli a molla con rigidezza pari a 1,2 kg/ cm^3, a simulare la teoria di Winkler.

La valutazione degli effetti sismici sulla struttura è stata svolta secondo il par. 3.2 delle NTC18, attuando un'analisi lineare dinamica, come previsto dal par. 7.3.3.1 delle NTC18.

Le sollecitazioni derivanti dalla modellazione dell'edificio sono state utilizzate per la verifica dei singoli elementi strutturali (effettuata direttamente all'interno di Midas Gen).

6.4.1 MODELLAZIONE DELLA GEOMETRIA E DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE

6.4.1.1 Midas Gen

Come già accennato in precedenza, il software Midas Gen è stato utilizzato per creare il modello tridimensionale dell'edificio in oggetto e ricavare gli spostamenti e le sollecitazioni della struttura nel suo complesso sotto le azioni statiche e sismiche, e per verificare gli elementi di fondazione ed elevazione realizzati in cemento armato.

Il corpo ingresso, a un piano fuori terra, è costituito da pilastri e setti con funzione di sostegno dei carichi verticali e da travi in altezza con funzione di sostegno dei solai. Le azioni orizzontali sono invece principalmente assorbite dai setti. I solai sono previsti piani di tipo predalles con dimensioni 4+16+5 cm. Come detto il corpo è rettangolare con una dimensione molto maggiore dell'altra, presenta ad un'estremità una soletta a sbalzo (tipo mensola) di circa 1,80 m. La copertura è piana.

Per la modellazione dei singoli elementi strutturali si rimanda a quanto detto nel paragrafo 5.4 della presente relazione.

6.4.2 MODELLAZIONE DEI VINCOLI INTERNI ED ESTERNI

Di seguito si riportano le condizioni di vincolo inserite nel software Midas Gen.
Considerando un modello spaziale i movimenti possibili sono sei:

u_x u_y u_z φ_x φ_y φ_z

ovvero:

u_x spostamento in direzione x, u_y spostamento in direzione y, u_z spostamento in direzione z, φ_x rotazione attorno all'asse x, φ_y rotazione attorno all'asse y, φ_z rotazione attorno all'asse z.

Tutti i nodi alla base dei pilastri sono stati vincolati come incastro, ovvero bloccando tutti gli spostamenti e tutte le rotazioni. Tale scelta è stata effettuata in particolare per massimizzare i momenti sugli elementi resistenti fuori terra (pilastri e setti in c.a.).

Per le verifiche sulle fondazioni si è utilizzato invece un sotto modello su suolo elastico alla Winkler con coefficiente pari a 1,2 kg/cm^3.

6.4.3 CRITERI DI VERIFICA E RISULTATI

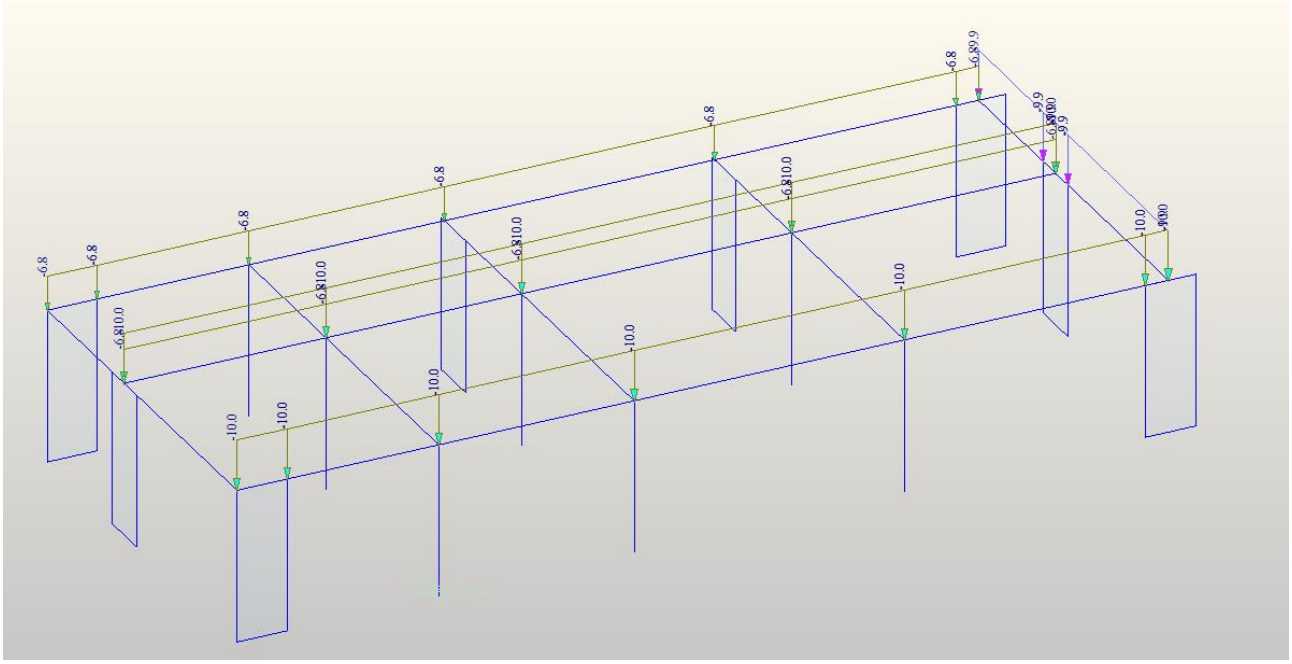
La valutazione della sicurezza degli elementi strutturali del presente progetto è stata svolta secondo il metodo agli stati limite, in accordo a quanto prescritto dalle NTC18. In particolare, per ogni elemento strutturale, sono state svolte verifiche di resistenza e di deformabilità rispettivamente agli stati limite ultimi e di esercizio.

Le condizioni di carico elementari sono state combinate, in automatico all'interno dei programmi impiegati o con calcoli manuali, con coefficienti differenti in base alla tipologia, e sono state definite le varie combinazioni SLE ed SLU, definite dalle NTC18 al paragrafo 2.5.3.

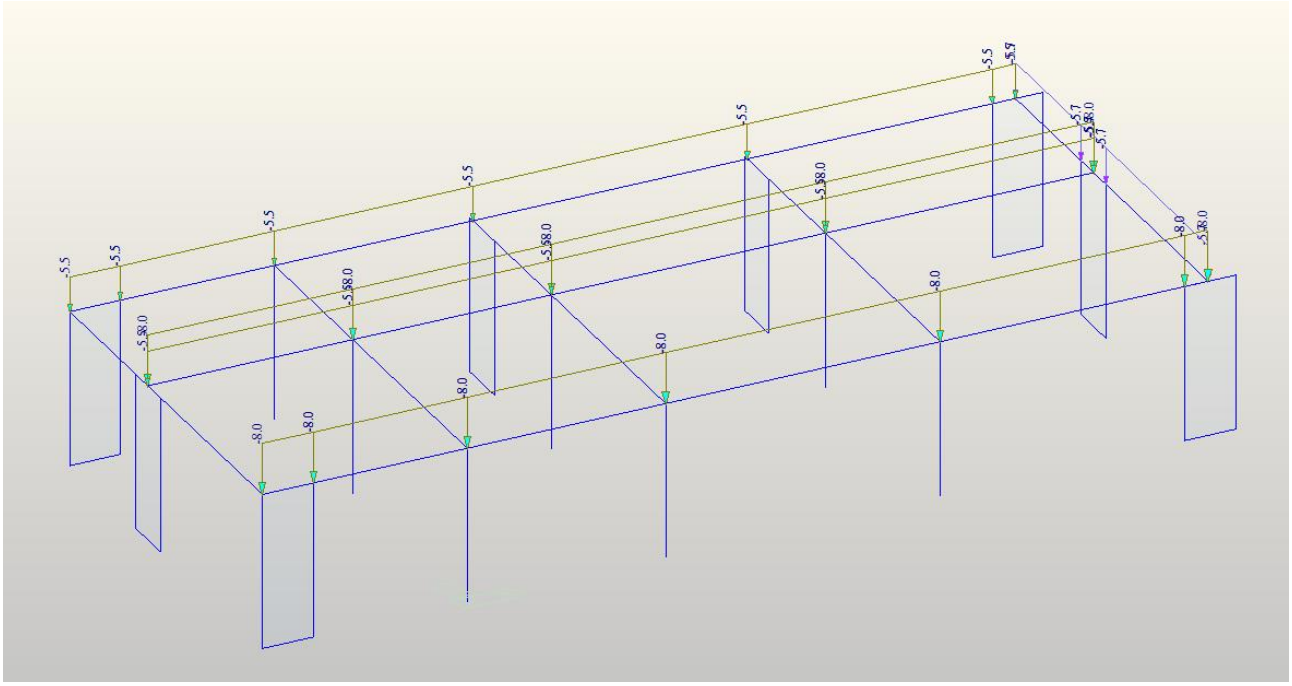
6.4.3.1 Azioni di progetto sulla struttura – carichi

All'interno del modello tridimensionale sono stati inseriti i carichi statici e dinamici a cui è sottoposta la struttura.
Di seguito si riportano le schermate con i carichi principali inseriti in conformità alle analisi eseguite nei precedenti paragrafi:

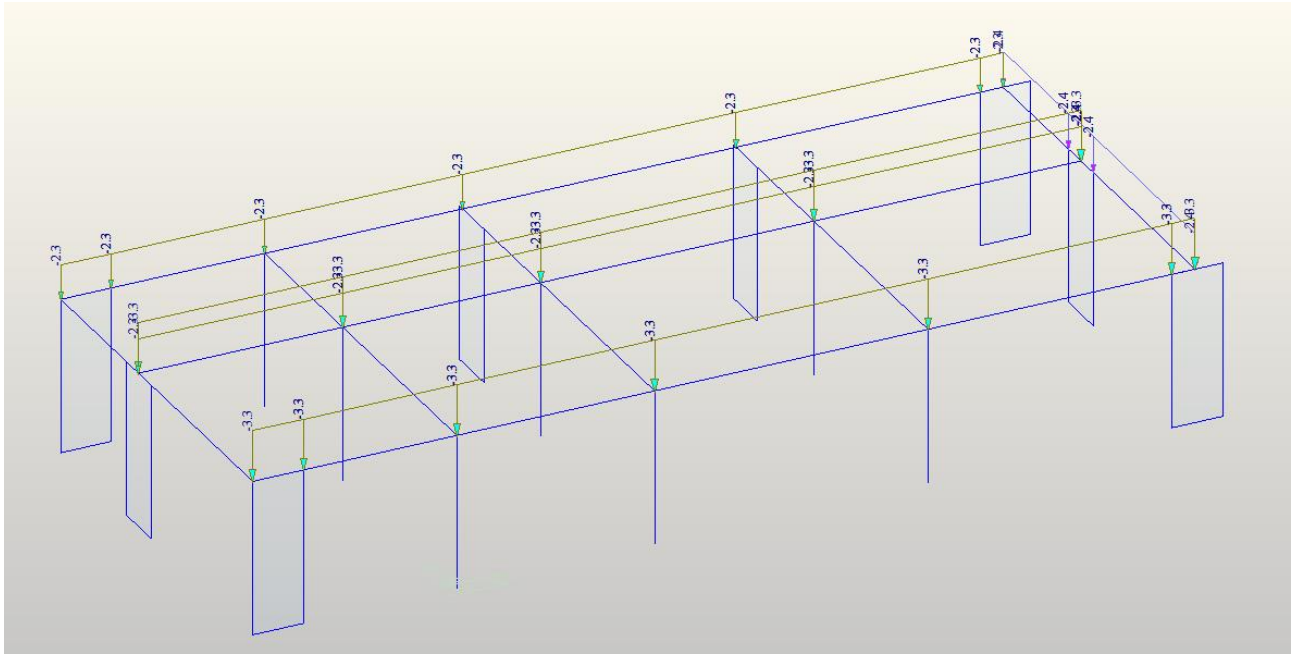
- Peso proprio solai e solette:



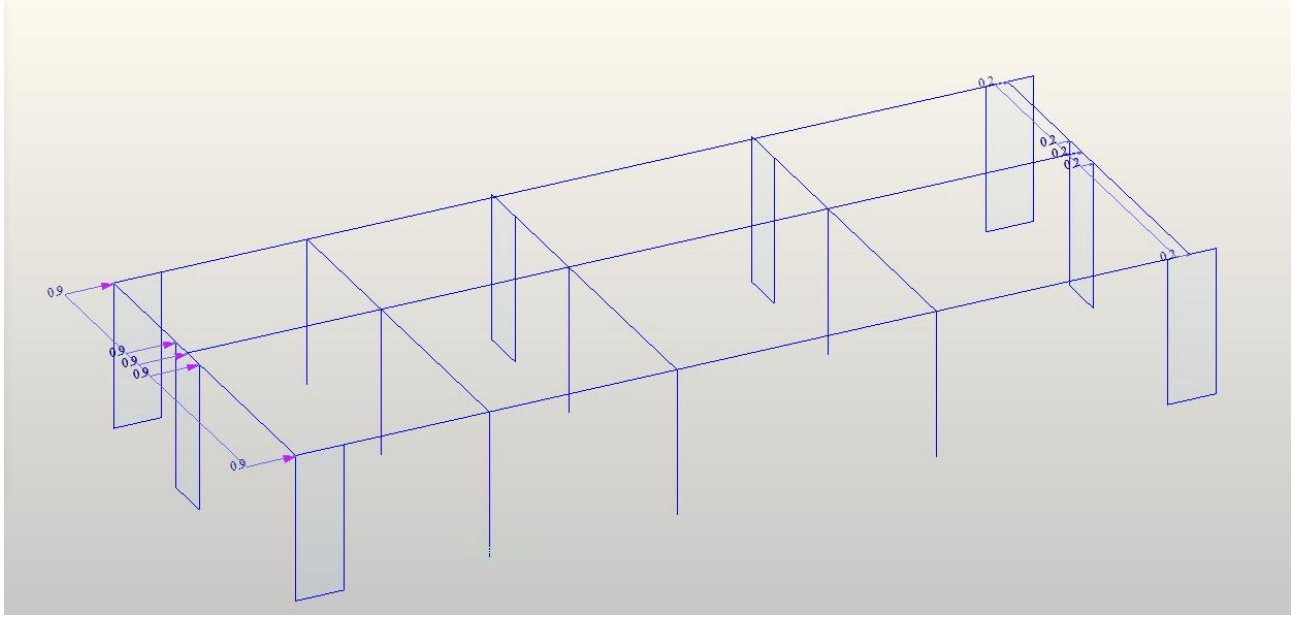
- Permanente non strutturale solai e solette:



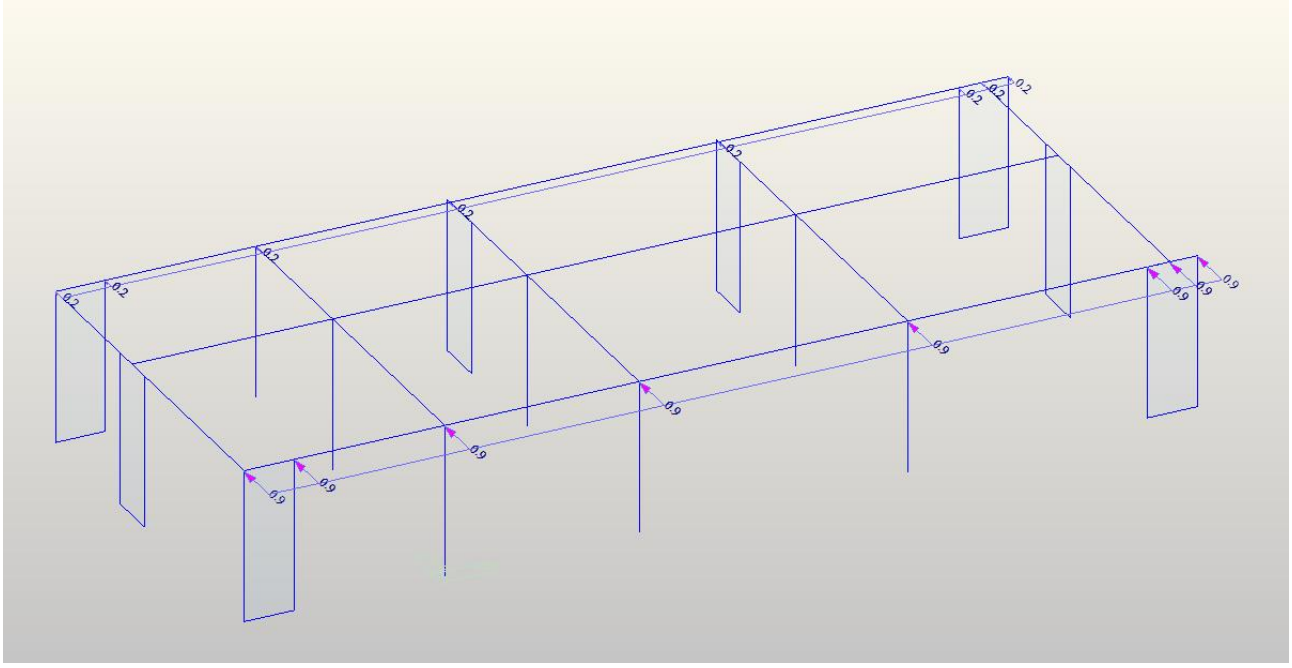
- Variabili copertura (neve):



- Variabili vento (direzione X):



- Variabili vento (direzione Y):



6.4.4 MODELLO GLOBALE DELLA STRUTTURA

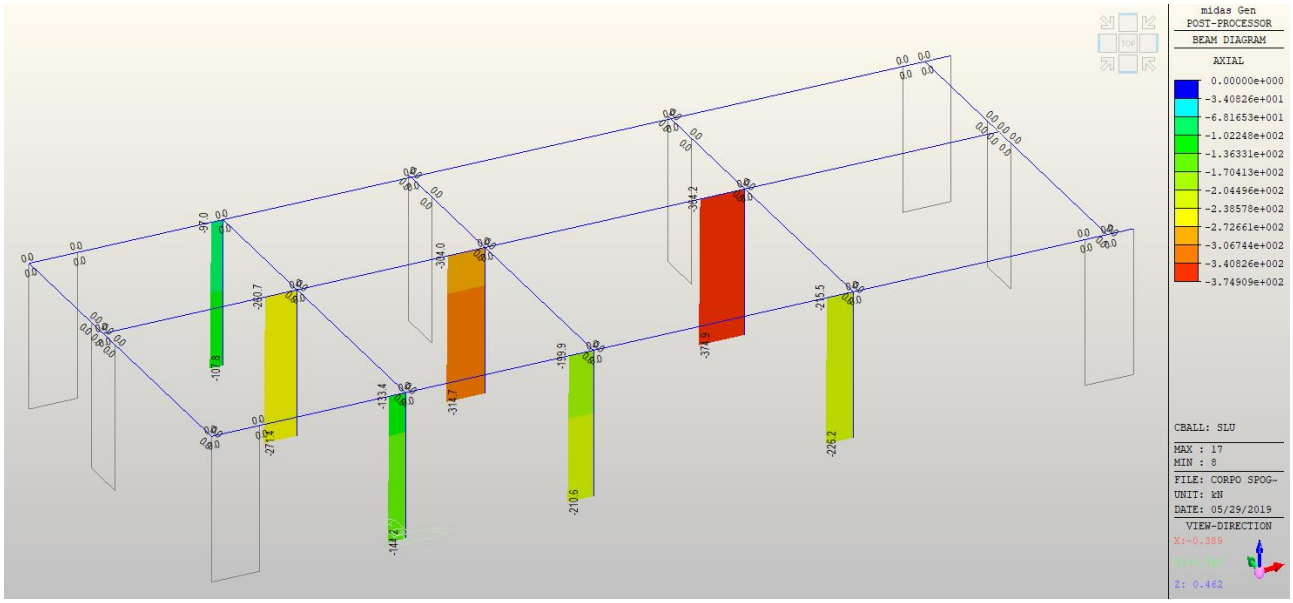
6.4.4.1 Principali sollecitazioni sugli elementi

A seguito dell'analisi si sono ricavate le sollecitazioni sui singoli elementi strutturali.

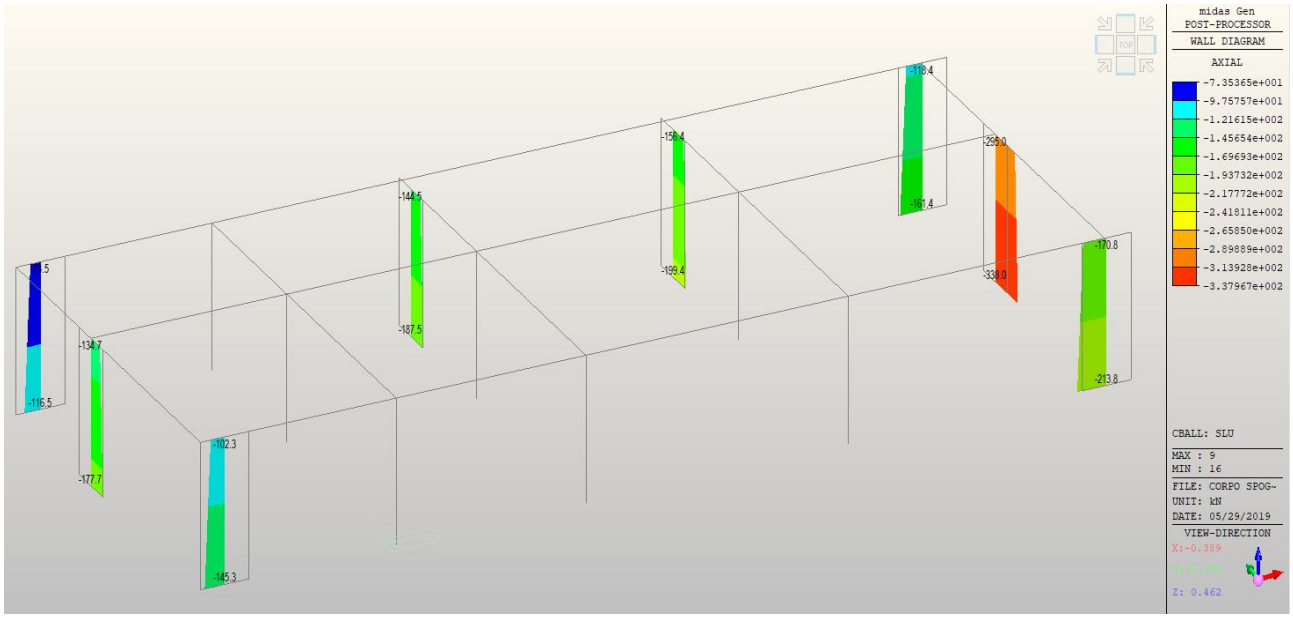
Di seguito si riportano le schermate di alcuni inviluppi più significativi:

- Inviluppo SLU

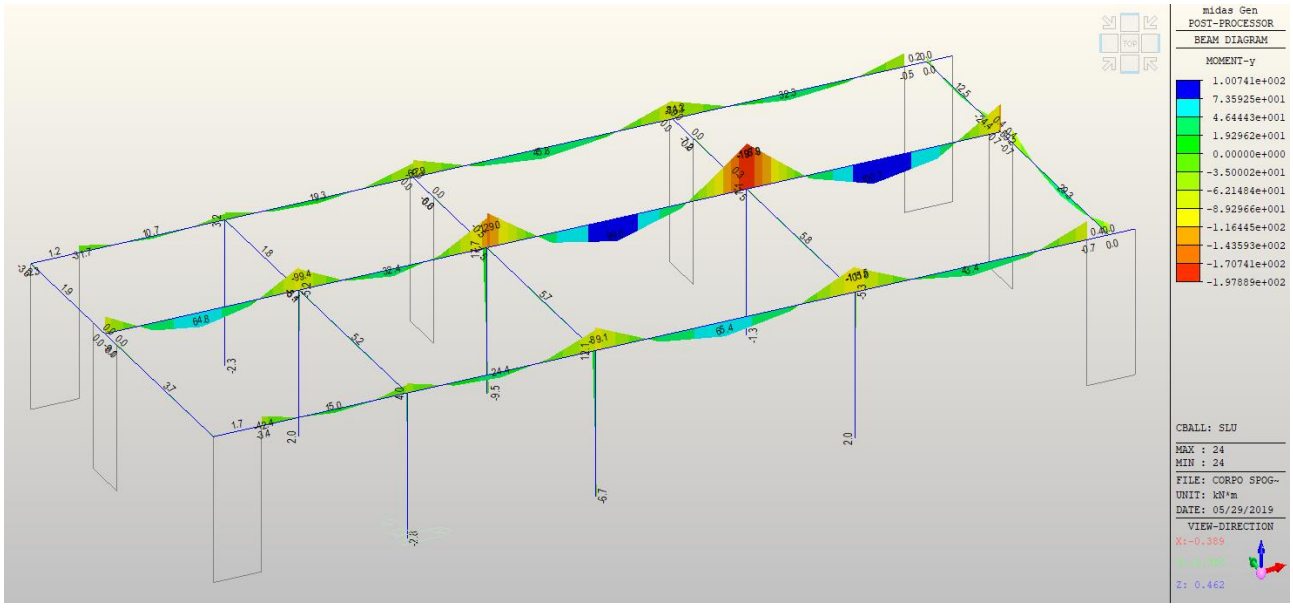
  <u>Azione assiale (N) sui beam</u>



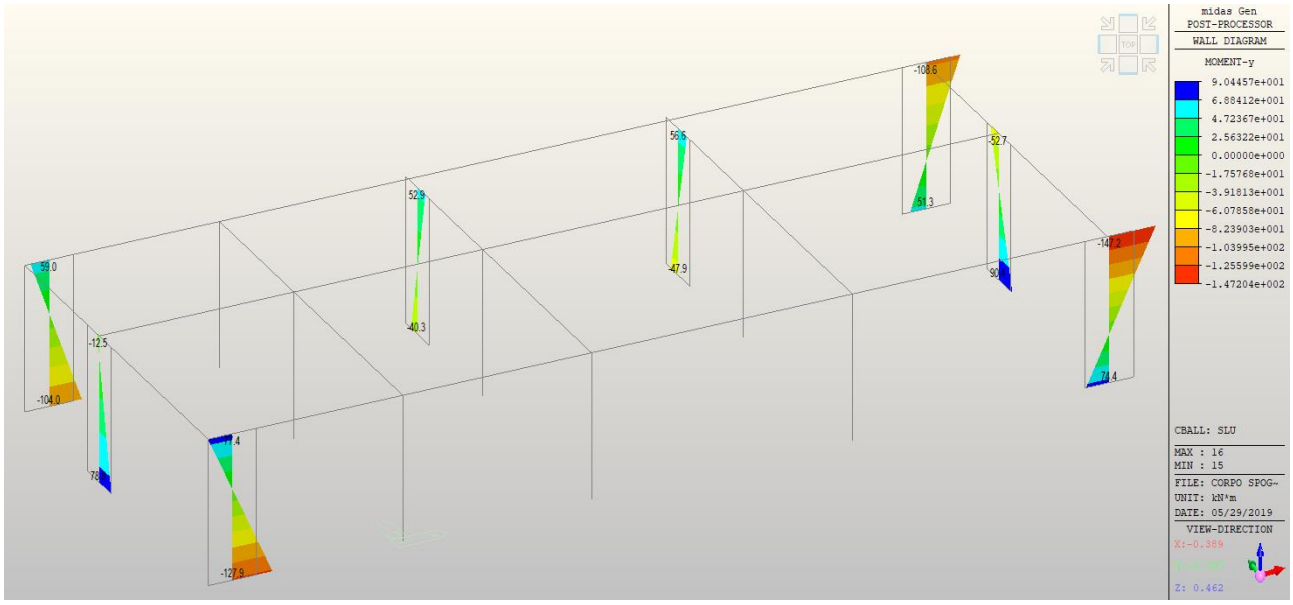
Azione assiale (N) sui wall



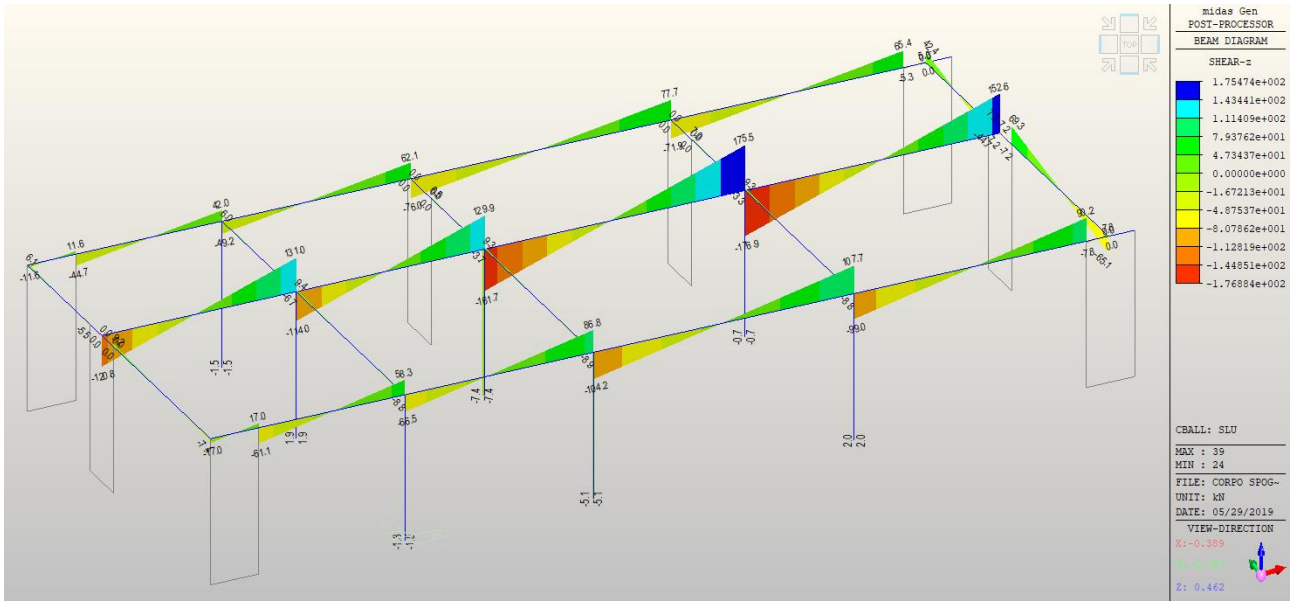
Momento flettente (M_y) sui beam



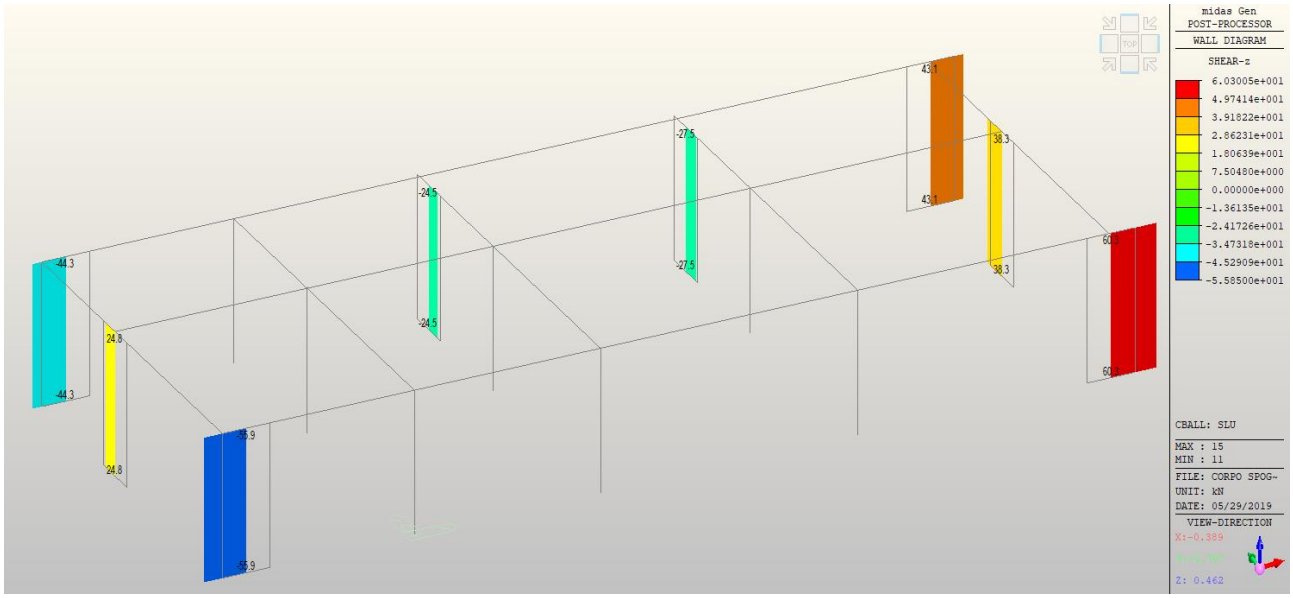
Momento flettente (M_y) sui wall



Azione di taglio sui beam

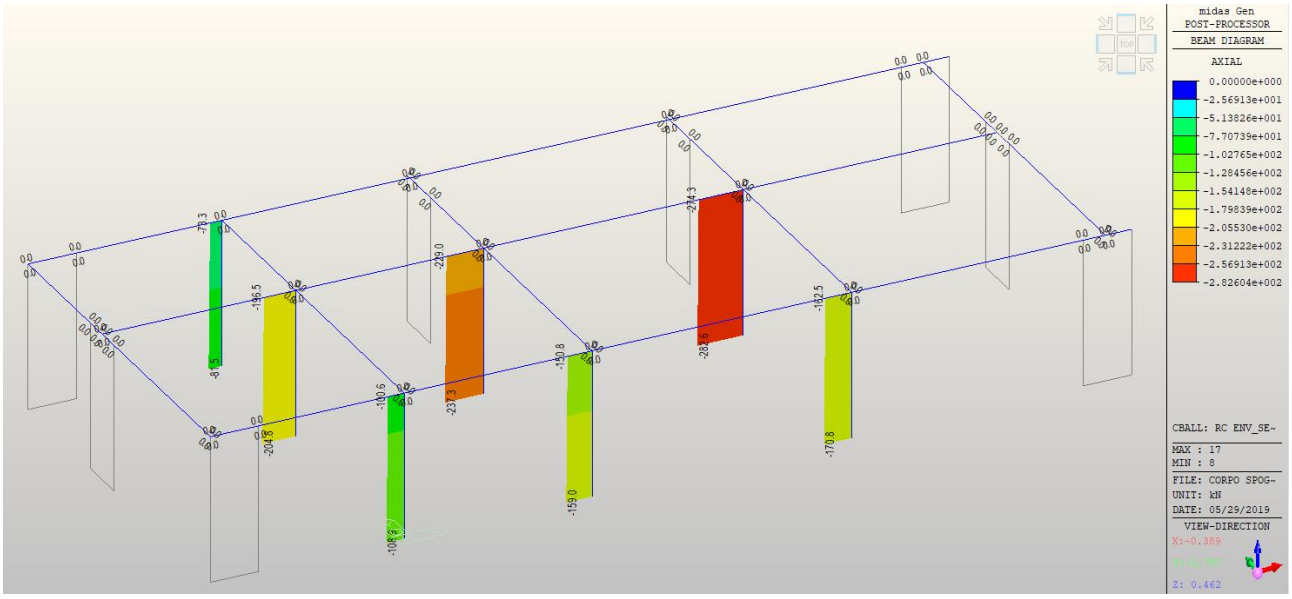


Azione di taglio sui wall

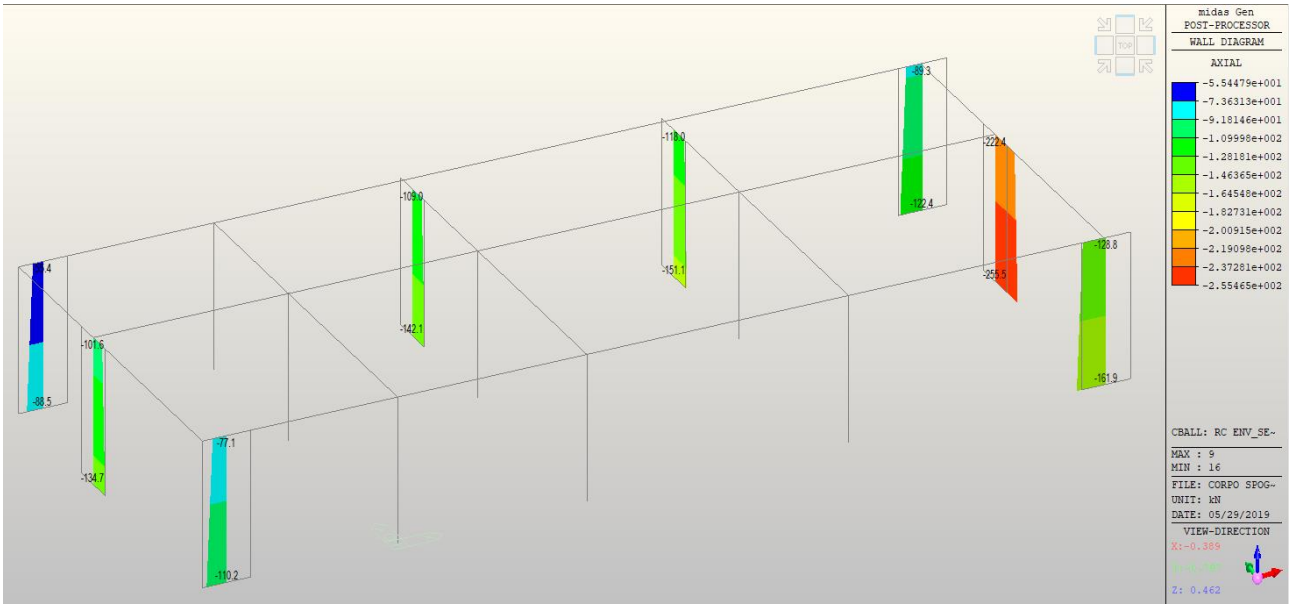


Inviluppo SLE

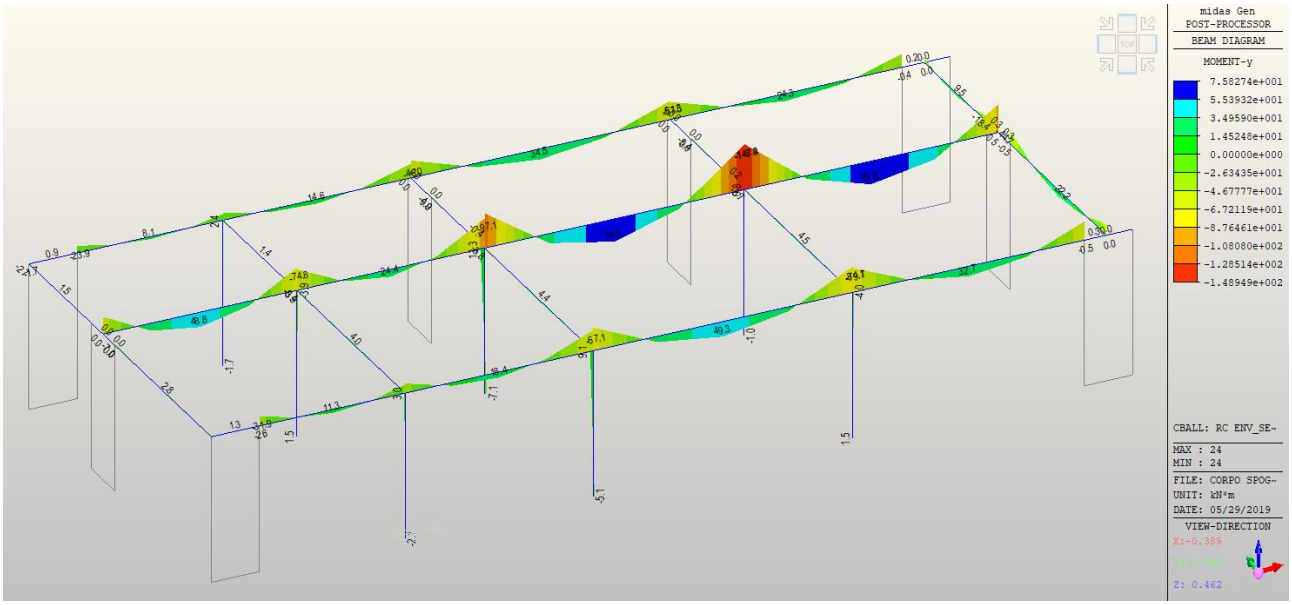
- Azione assiale (N) sui beam



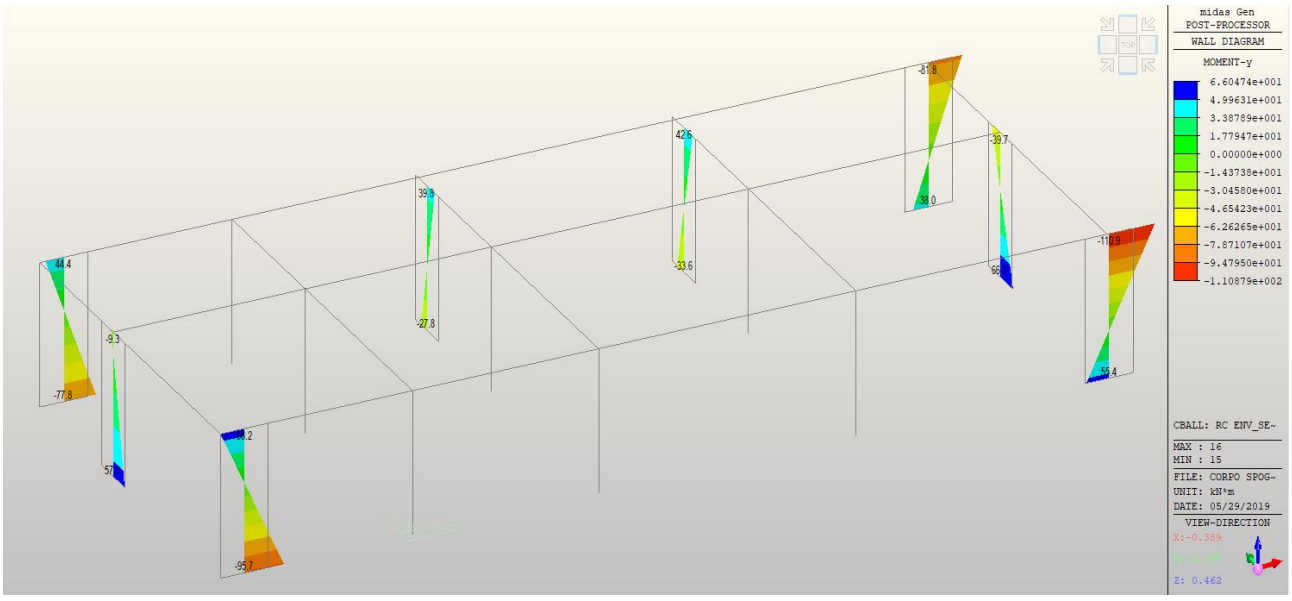
- <u>Azione assiale (N) sui wall</u>



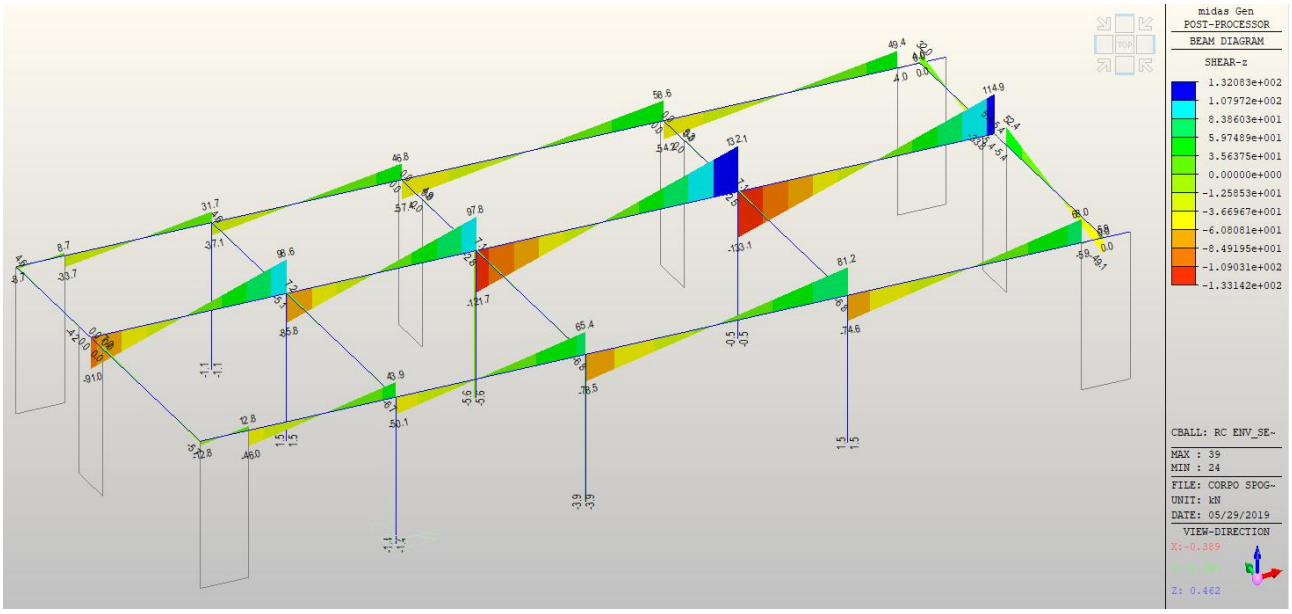
- <u>Momento flettente (M_y) sui beam</u>



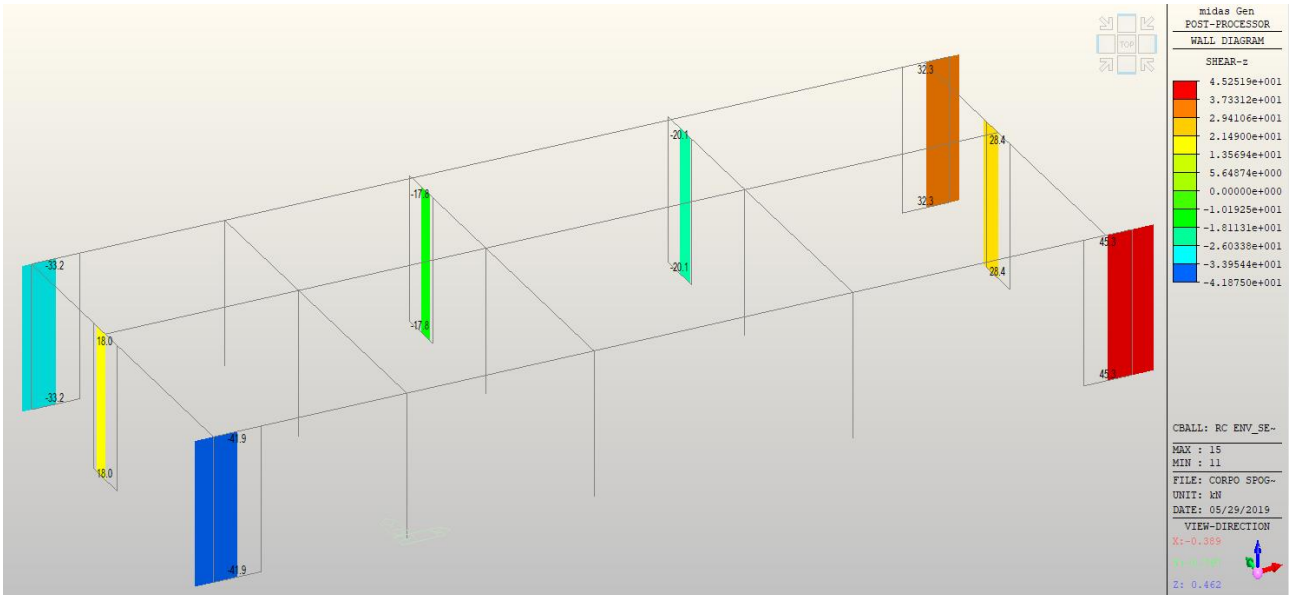
- <u>Momento flettente (M_y) sui wall</u>



- <u>Azione di taglio sui beam</u>



- <u>Azione di taglio sui wall</u>



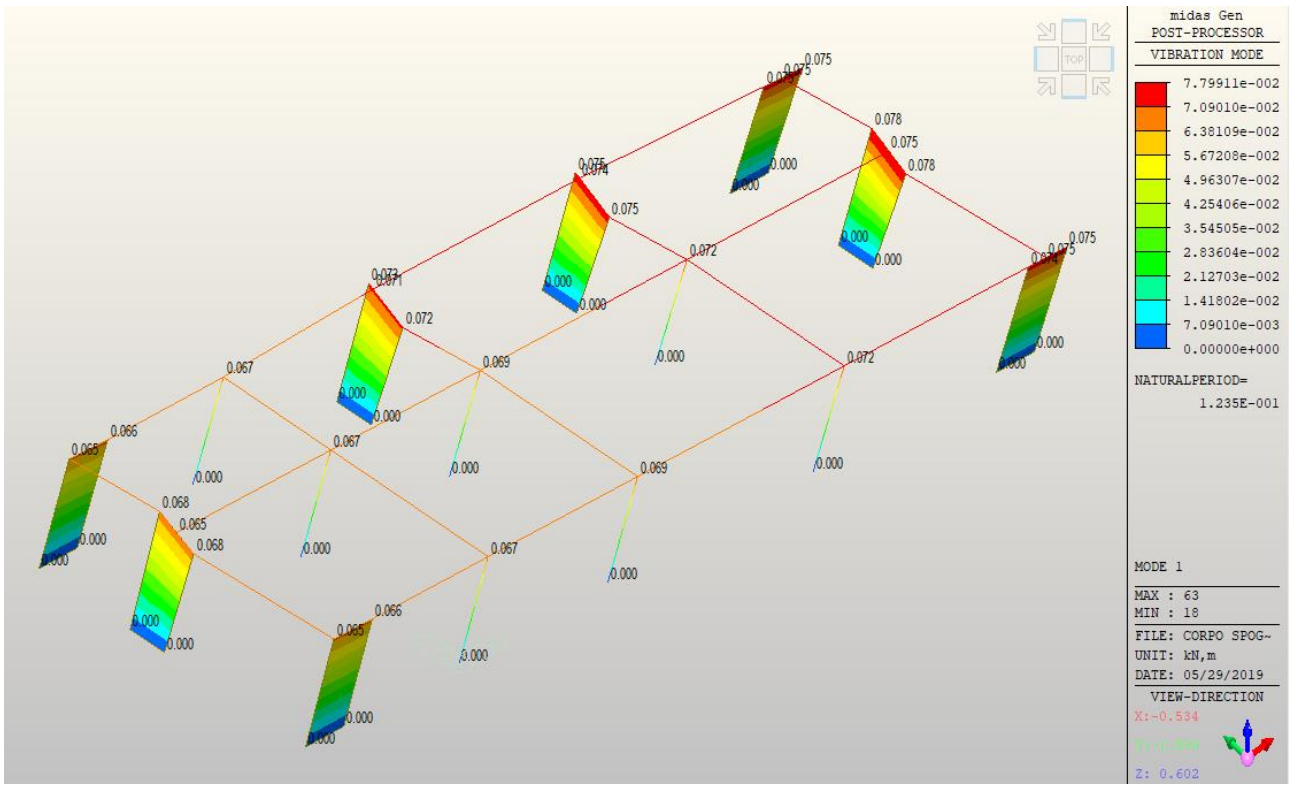
6.4.4.2 Principali modi di vibrare della struttura

A seguito dell'analisi si sono individuati i principali modi di vibrare della struttura, di seguito riportati. Condizione necessaria è il raggiungimento dell'85% delle masse movimentate nelle direzioni considerate: nel caso in esame tale risultato è stato raggiunto:

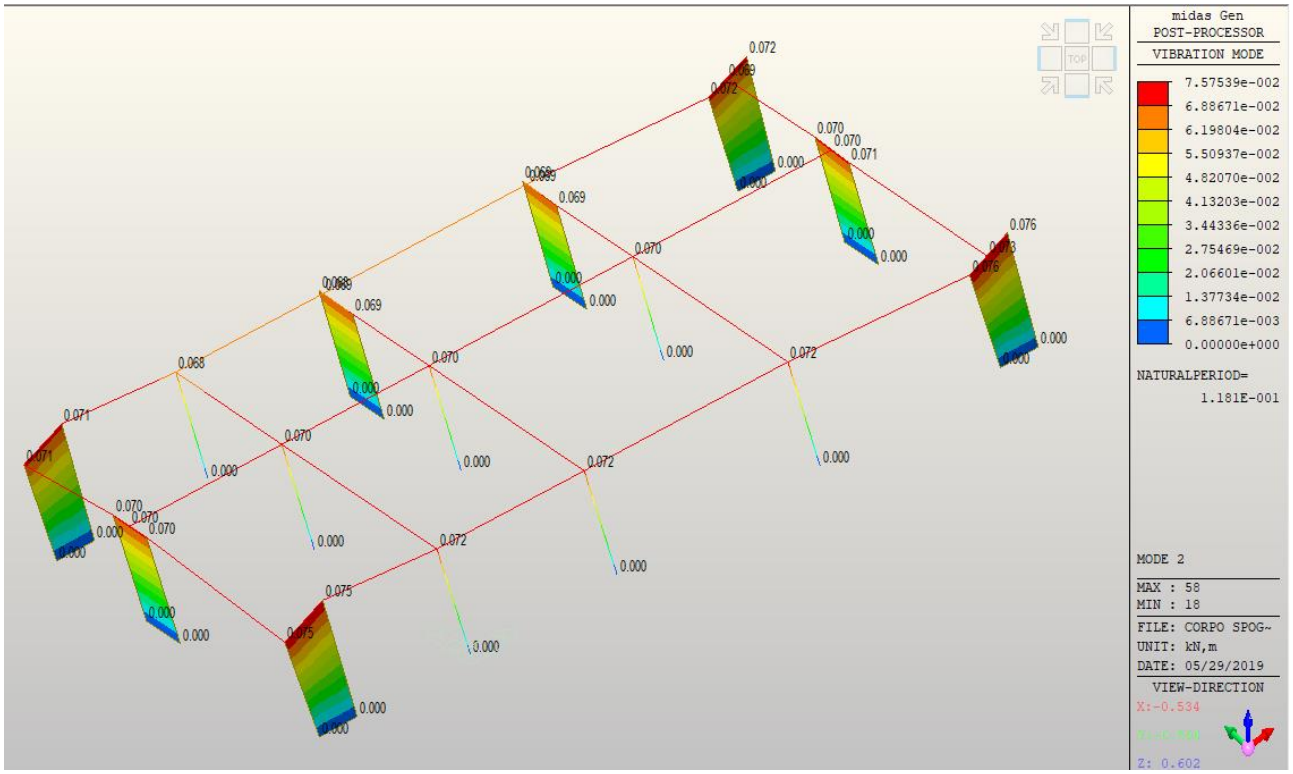
- <u>Massa partecipante totale in direzione X:</u> 100%
- <u>Massa partecipante in direzione Y:</u> 100%

Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency (rad/sec)		Frequency (cycle/sec)		Period (sec)		Tolerance					
1	50.8629		8.0951		0.1235		3.2998e-025					
2	53.2003		8.4671		0.1181		3.2998e-025					
3	60.7487		9.6685		0.1034		3.2998e-025					
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	0.2861	0.2861	99.4719	99.4719	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.2421	0.2421
2	99.5237	99.8098	0.2623	99.7342	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.2139	0.4560
3	0.1902	100.0000	0.2658	100.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	99.5440	100.0000
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	0.5764	0.5764	200.4388	200.4388	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	32.4480	32.4480
2	200.5433	201.1198	0.5286	200.9674	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	28.6769	61.1250
3	0.3832	201.5030	0.5356	201.5030	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	13343.724	13404.849

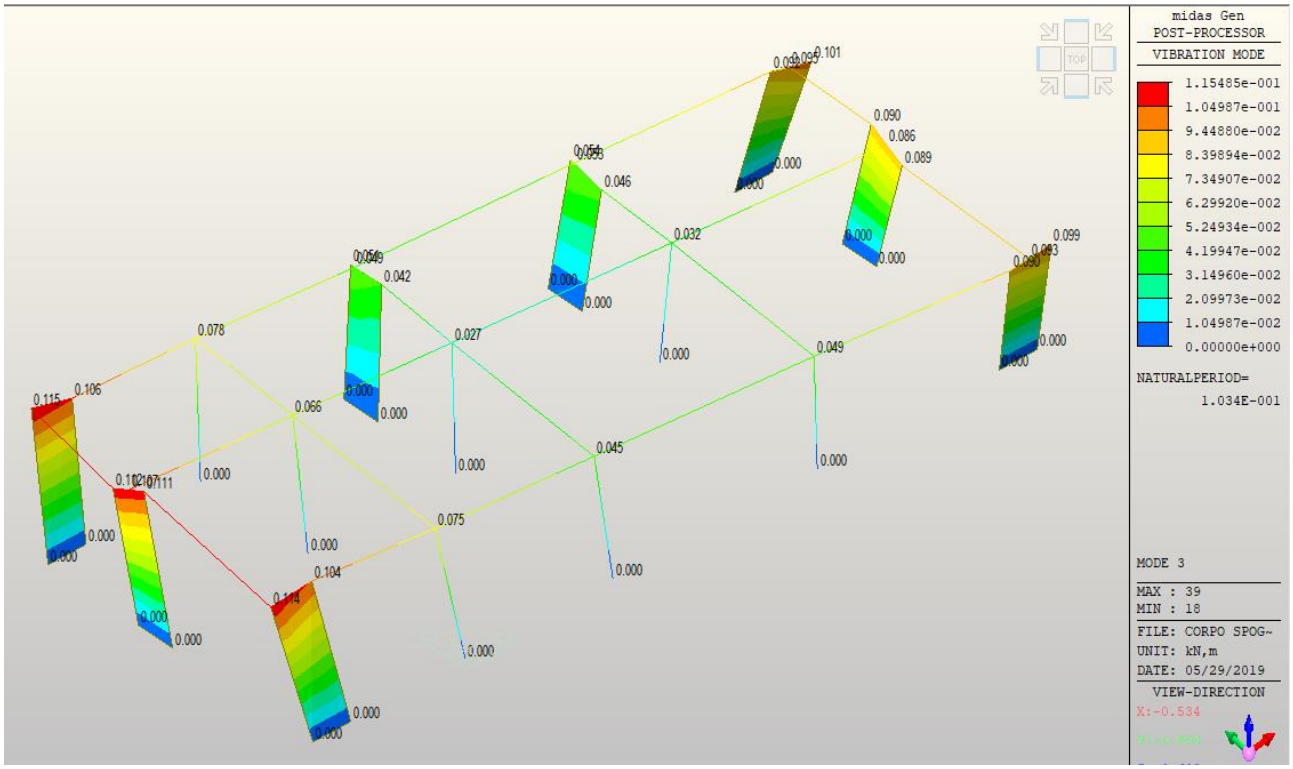
- Modi di vibrare: numero 1 (principale in Y - traslazionale)



- Modi di vibrare: numero 2 (principale in X –traslazionale)



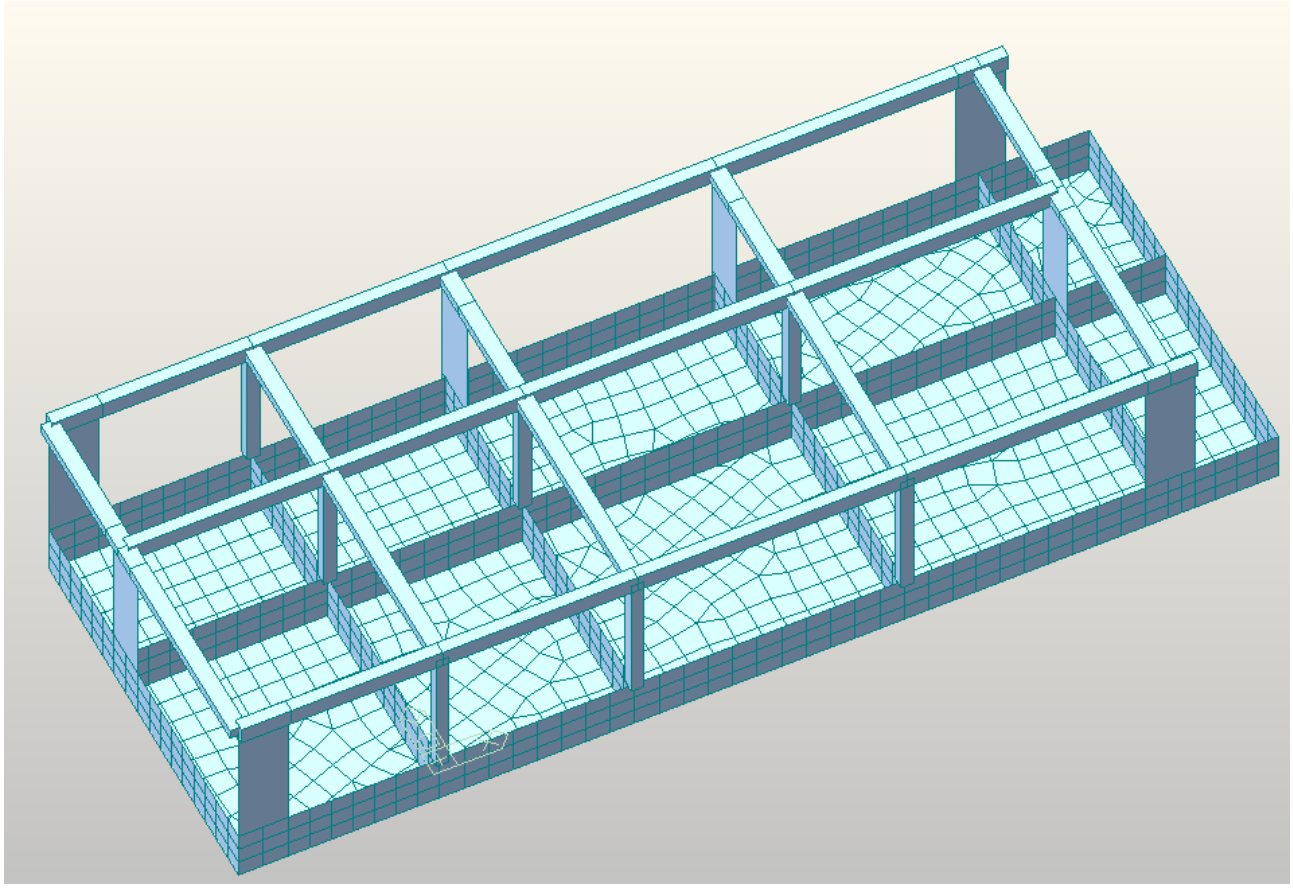
- Modi di vibrare: numero 3 (rotazionale)



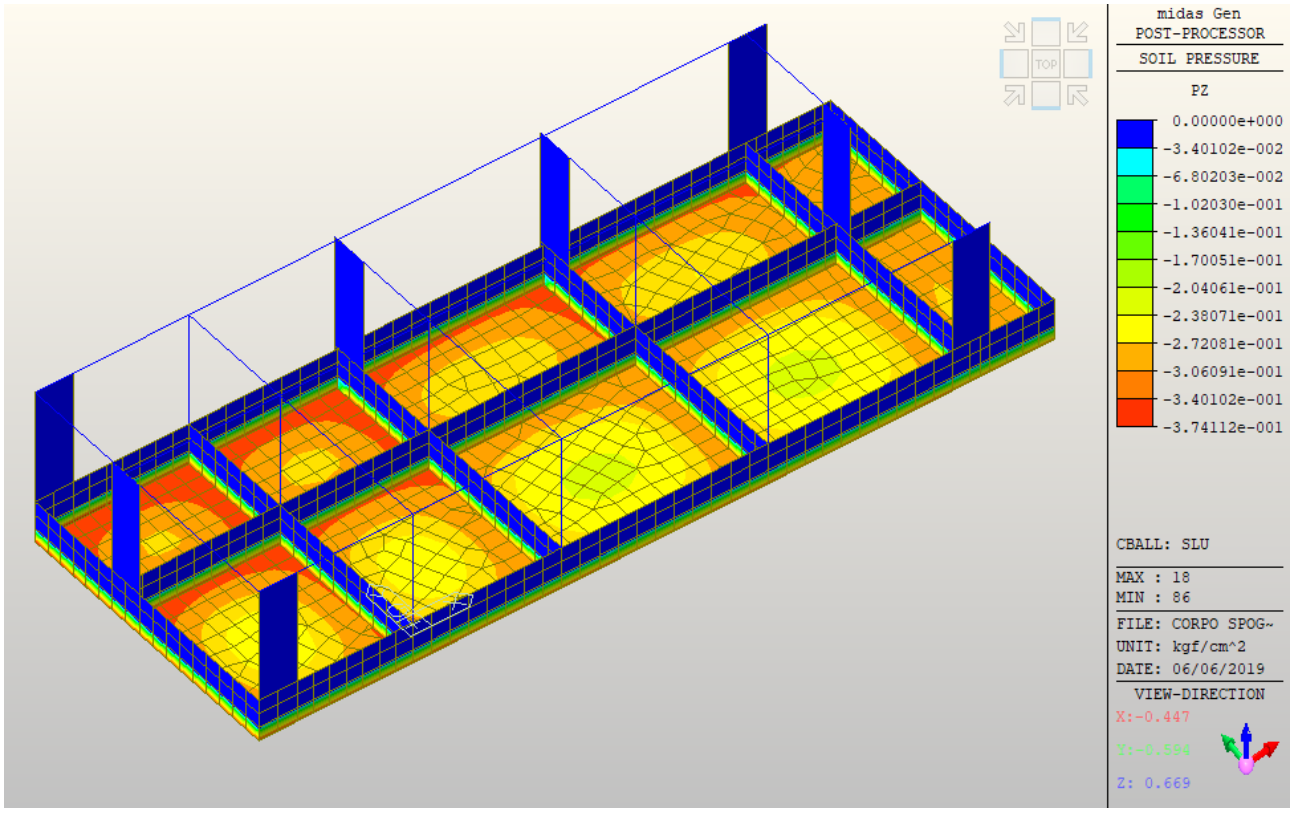
6.4.4.3 Pressione in fondazione

A seguito della modellazione appena illustrata, per ricavare il valore della pressione in fondazione, la stessa costruzione è stata modellata implementando la platea e le nervature in cemento armato su cui poggia.

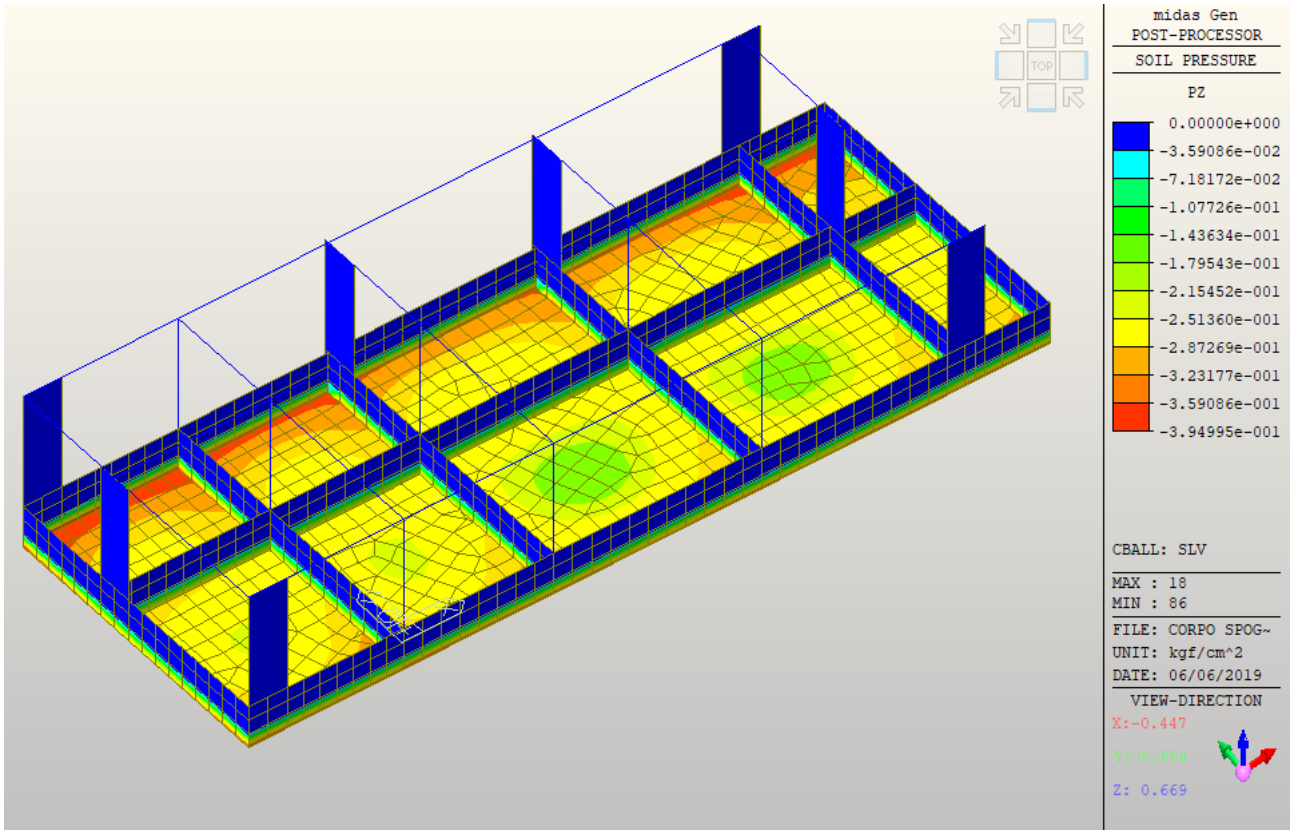
La platea è stata realizzata creando un elemento superficie di spessore 20 cm, assegnando il materiale corrispondente (cls di classe C25/30) e impostandola su suoli elastici alla Winkler (coefficiente assunto pari a 1,2 kg/cm^3) tramite un vincolo molla.



Si riportano di seguito i risultati ottenuti allo SLU:



Ed allo SLV:



6.5 Verifiche dal modello globale

A seguito della modellazione della struttura in Midas Gen, completa di elementi strutturali, materiale, tipi di sezione, vincoli e carichi statici e dinamici agenti, sono state eseguite una serie di verifiche a livello di resistenza e deformabilità dell'intera struttura, seguendo le prescrizioni riportate nella normativa vigente allo SLU, SLV e SLE.

6.5.1 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA RISPETTO AL FABBRICATO ESISTENTE

Con riferimento al paragrafo 7.3.3.3 delle NTC2018, sono stati calcolati gli spostamenti della struttura d_E in corrispondenza del giunto strutturale di spessore 10 cm tra il corpo spogliatoi e il fabbricato esistente.

Partendo dai risultati derivanti dall'analisi allo SLV, si ricava:

$$d_E = \pm\mu_d \cdot d_{Ee}$$

Dove:

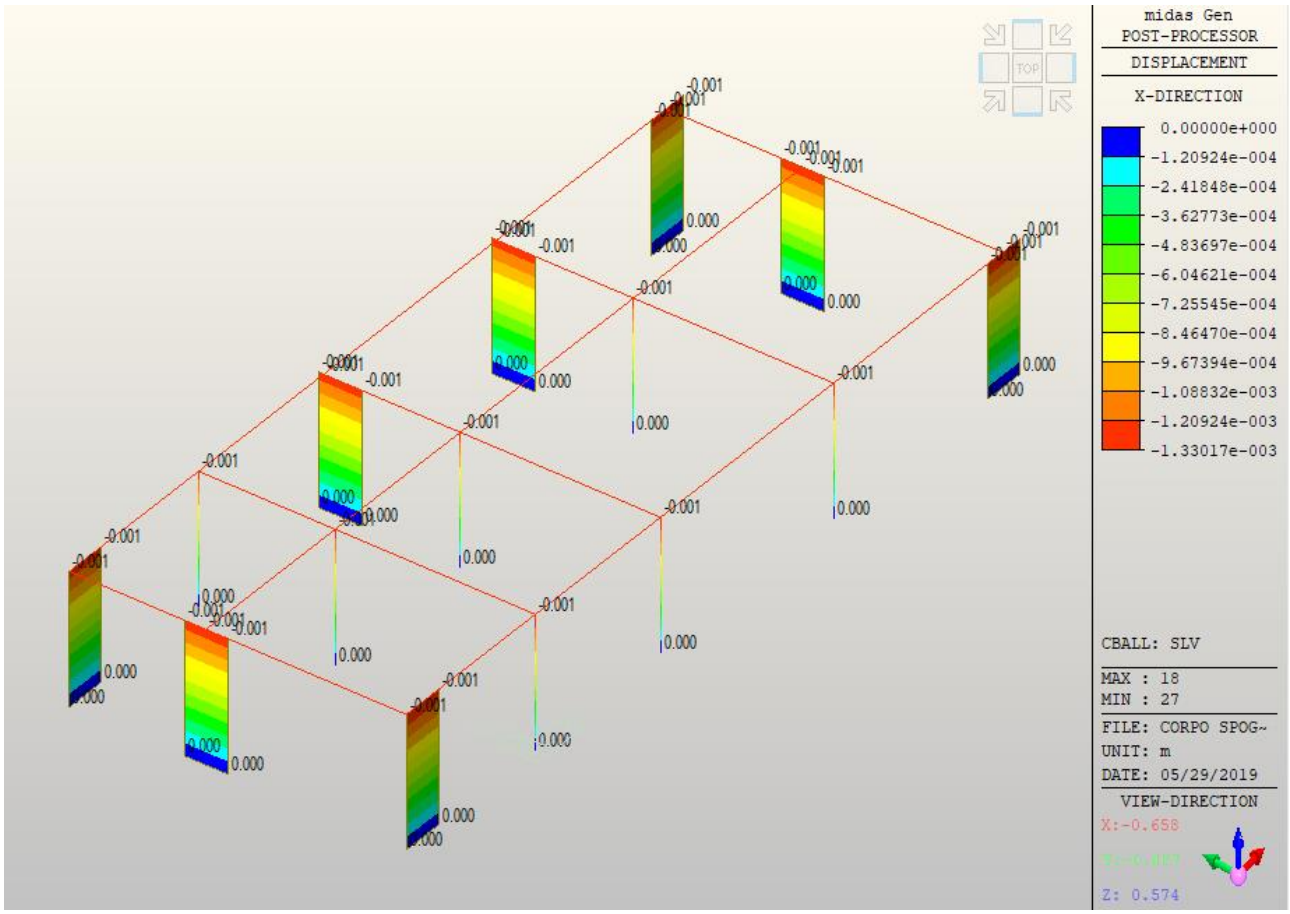
- d_{Ee} sono gli spostamenti (in questo caso lungo x) ottenuti dall'analisi dinamica lineare allo SLV;
- μ_d è il coefficiente di duttilità in spostamento, e vale:

  $\mu_d = q$ se $T_1 \geq T_C$;

  $\mu_d = 1 + (q-1) \cdot \frac{T_C}{T_1}$ se $T_1 < T_C$.

  (tenendo conto $\mu_d \leq 5q - 4$).

Considerando lo spostamento massimo tra gli elementi strutturali che interessano il giunto strutturale:



Il massimo valore di spostamento vale:

$$d_{Ee} = 1{,}33\ mm$$

Il periodo fondamentale T_1 è stato ricavato facendo sempre riferimento alla formula riportata nella vecchia normativa (par. 7.3.3.2 NTC2008), in modo da poter procedere con un calcolo diretto a seconda dei dati a disposizione:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

Con C_1=0,075 per le costruzioni in calcestruzzo armato.

Quindi, dato che l'altezza complessiva dell'edificio è pari a $H = 3{,}675\ m$, il periodo fondamentale vale:

$$T_1 = 0{,}199\ s$$

Dal calcolo dello spettro di progetto allo SLV a livello locale (rif. par. 4.4 della presente) si nota che:

$$T_C = 0{,}311\ s$$

Stato Limite	Tr [anni]	a_{max} [g]	F_0	SS	CC	ST	T_C	T_B	T_D
Vita (SLV)	949	0.284	3.656	1.000	1.00	1.15000	0.31051	0.1035	2.735

Dato che $T_1 < T_C$, seguendo quanto riportato dalla normativa, il valore del coefficiente di duttilità è uguale a:

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_C}{T_1} = 4{,}13$$

(verificando inoltre $\mu_d = 4{,}13 \leq 5q - 4 = 11$).

In definitiva:

$$d_E = \mu_d \cdot d_{Ee} = 5{,}49\ mm$$

6.5.2 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DEL FABBRICATO ESISTENTE

In corrispondenza del lato nord del corpo spogliatoi, dove è presente la soletta, è presente un fabbricato esistente di altezza pari a 5,00 m. Facendo riferimento al paragrafo 7.2.1 delle NTC2018, alla sezione "Distanza tra costruzioni contigue" si cita che "*La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare) e tenendo conto, laddove significativo, dello spostamento relativo delle fondazioni delle due costruzioni contigue, secondo quanto indicato ai §§ 3.2.4.1, 3.2.4.2 e 7.3.5;*

La distanza tra due punti di costruzioni che si fronteggiano non potrà in ogni caso essere inferiore a 1/100 della quota dei punti considerati, misurata dallo spiccato della fondazione o dalla sommità della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, moltiplicata per 2agS/g ≤ 1.

Qualora non si possano eseguire calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base può essere stimato in 1/100 della sua altezza, misurata come sopra, moltiplicata per a_gS/g; in questo caso, la distanza tra costruzioni contigue non potrà essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi di ciascuna di esse.(…)".

A questo punto, lo spostamento massimo del fabbricato esistente può essere stimato come:

$$d_{esistente} = \frac{1}{100} h_{esistente} \frac{a_g S}{g} = 16{,}3\ mm$$

Dove a_g e S sono quelli ricavati allo SLV locale:

Stato Limite	Tr [anni]	a_{max} [g]	F_0	SS	CC	ST	T_C	T_B	T_D
Vita (SLV)	949	0.284	3.656	1.000	1.00	1.15000	0.31051	0.1035	2.735

E $h_{esistente} = 5{,}00\ m$, come detto a inizio paragrafo.

6.5.3 VERIFICA TRA SPOSTAMENTI CORPO SPOGLIATOI E FABBRICATO ESISTENTE

Con riferimento a quanto riportato nelle NTC2018 al capitolo 7.2.1, si procede con la verifica degli spostamenti e distanze tra corpo spogliatoi e fabbricato esistente.

Spostamento massimo corpo spogliatoi (in corrispondenza della soletta):

$$d_{spogliatoi} = 5{,}49\ mm$$

Spostamento massimo del fabbricato esistente:

$$d_{esistente} = 16{,}33\ mm$$

La somma dei due valori è pari a:

$$d_{spogliatoi} + d_{esistente} = 21{,}82\ mm$$

La distanza tra le due strutture è pari a 100 mm, quindi le indicazioni della normativa sono rispettate.

6.5.4 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA RISPETTO ALLA PALESTRA

Con riferimento al paragrafo 7.3.3.3 delle NTC2018, sono stati calcolati gli spostamenti della struttura d_E in corrispondenza del giunto strutturale di spessore 10 cm tra il corpo spogliatoi e la palestra.

Partendo dai risultati derivanti dall'analisi allo SLV, si ricava:

$$d_E = \pm\mu_d \cdot d_{Ee}$$

Dove:

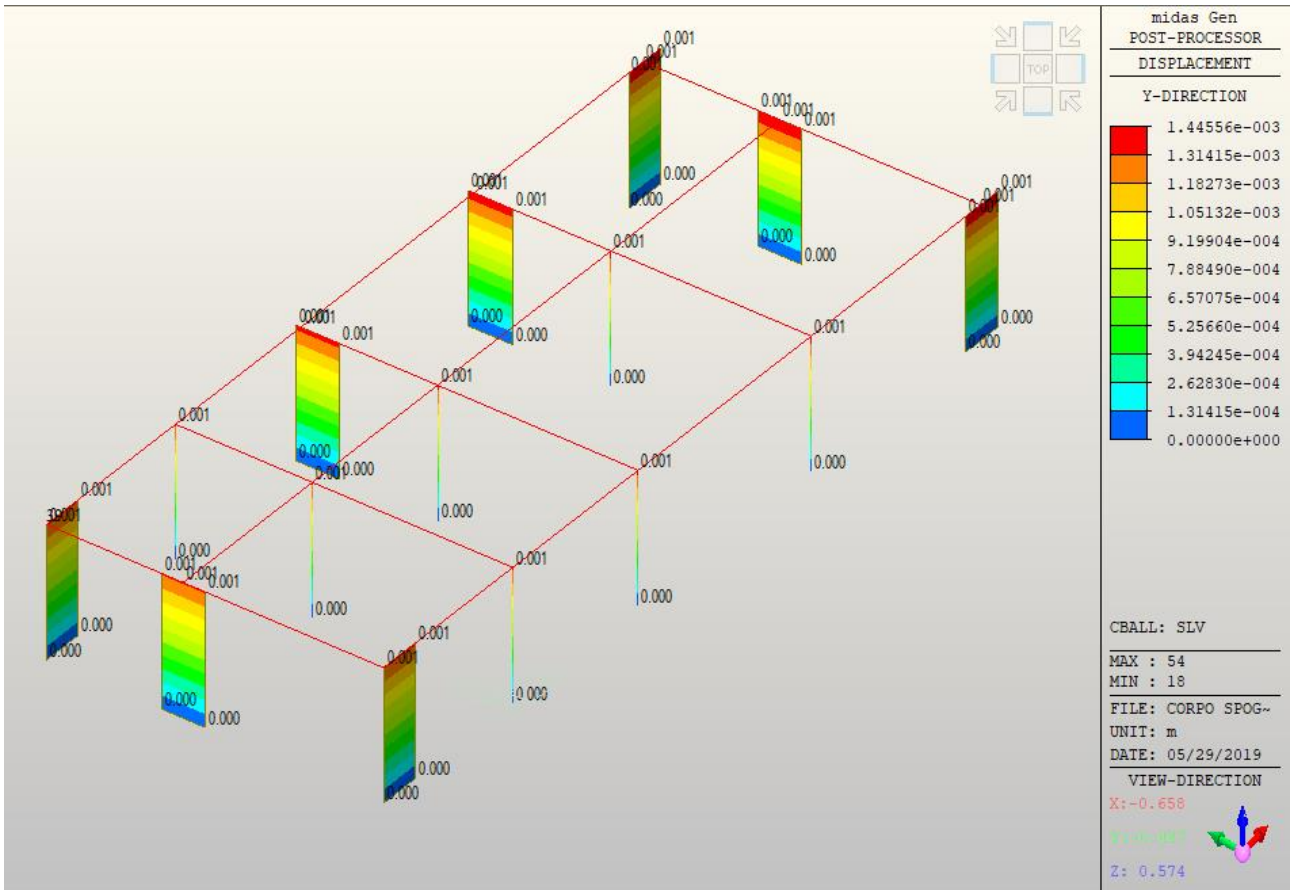
- d_{Ee} sono gli spostamenti (in questo caso lungo y) ottenuti dall'analisi dinamica lineare allo SLV;
- μ_d è il coefficiente di duttilità in spostamento, e vale:

  $\mu_d = q$ se $T_1 \geq T_C$;

  $\mu_d = 1 + (q-1) \cdot \frac{T_C}{T_1}$ se $T_1 < T_C$.

  (tenendo conto $\mu_d \leq 5q - 4$).

Considerando lo spostamento massimo tra gli elementi strutturali che interessano il giunto strutturale:



Il massimo valore di spostamento vale:

$$d_{Ee} = 1{,}44\ mm$$

Il periodo fondamentale T_1 è stato ricavato facendo sempre riferimento alla formula riportata nella vecchia normativa (par. 7.3.3.2 NTC2008), in modo da poter procedere con un calcolo diretto a seconda dei dati a disposizione:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

Con C_1=0,075 per le costruzioni in calcestruzzo armato.

Quindi, dato che l'altezza complessiva dell'edificio è pari a $H = 3{,}675\ m$, il periodo fondamentale vale:

$$T_1 = 0{,}199\ s$$

Dal calcolo dello spettro di progetto allo SLV a livello locale (rif. par. 4.4 della presente) si nota che:

$$T_C = 0{,}311\ s$$

Stato Limite	Tr [anni]	a_{max} [g]	F_0	SS	CC	ST	T_C	T_B	T_D
Vita (SLV)	949	0.284	3.656	1.000	1.00	1.15000	0.31051	0.1035	2.735

Dato che $T_1 < T_C$, seguendo quanto riportato dalla normativa, il valore del coefficiente di duttilità è uguale a:

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_C}{T_1} = 4{,}13$$

(verificando inoltre $\mu_d = 4{,}13 \leq 5q - 4 = 11$).

In definitiva:

$$d_E = \mu_d \cdot d_{Ee} = 5{,}95\ mm$$

6.5.5 VERIFICA TRA SPOSTAMENTI CORPO SPOGLIATOI E PALESTRA

Si rimanda al paragrafo 7.5.4 della presente.

6.5.6 VERIFICHE DI RIGIDEZZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Con riferimento al paragrafo 7.3.6.1 delle NTC2018, “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, 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 (…)”. Con particolare riferimento al punto a del paragrafo sopra citato, bisogna verificare che:

$$q\ d_{r,SLD} \leq 0{,}0050 \cdot h$$

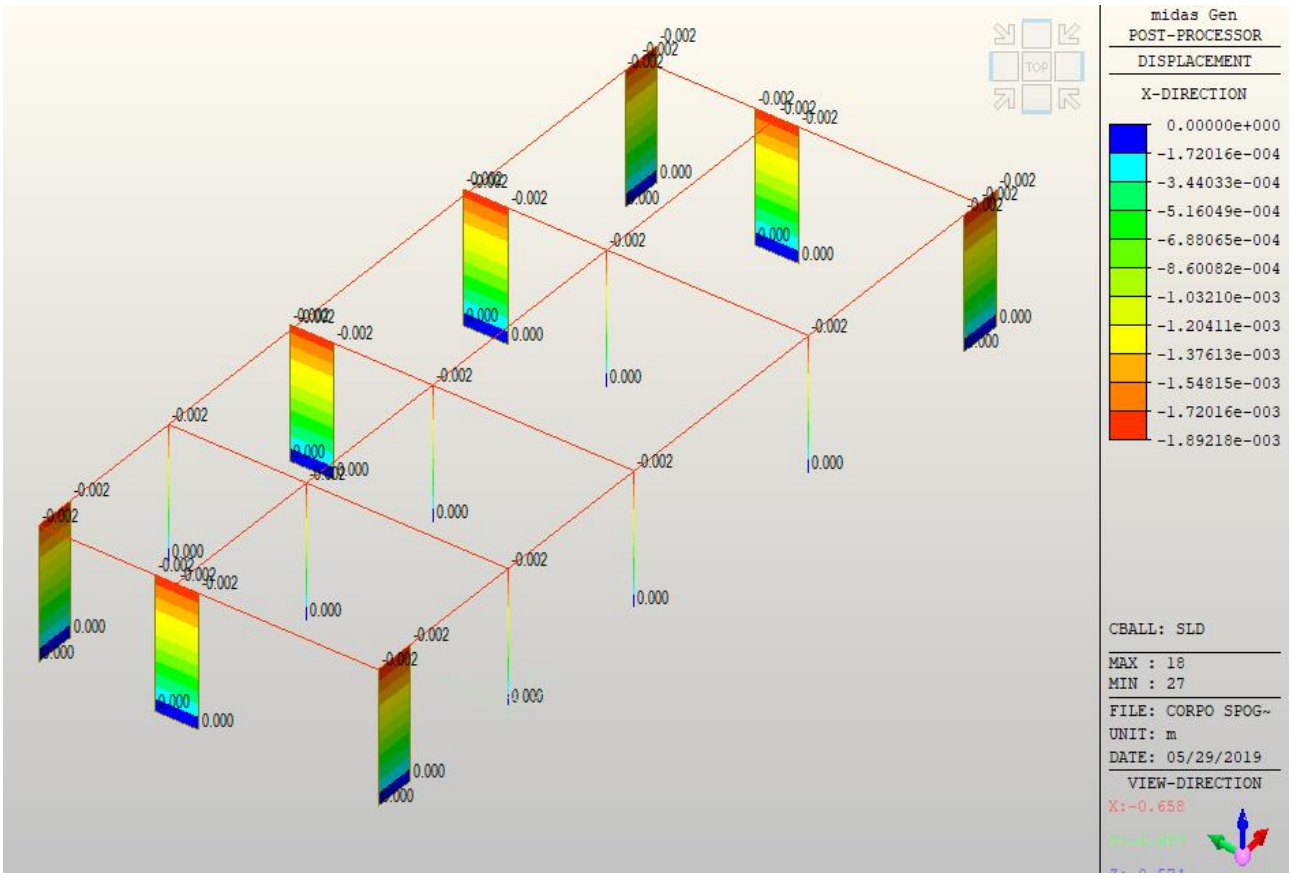
Considerando la relazione per tamponature fragili, dove:

- $d_{r,SLD}$ è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore ricavati dall’analisi dinamica lineare allo SLD;
- q è il fattore di struttura assunto pari a 1,0 per l’analisi allo SLD;
- h è l’altezza di interpiano.

È stato individuato il massimo spostamento (in valore assoluto) che si verifica lungo le direzioni x e y tra i pilastri dopo l’analisi allo SLD:

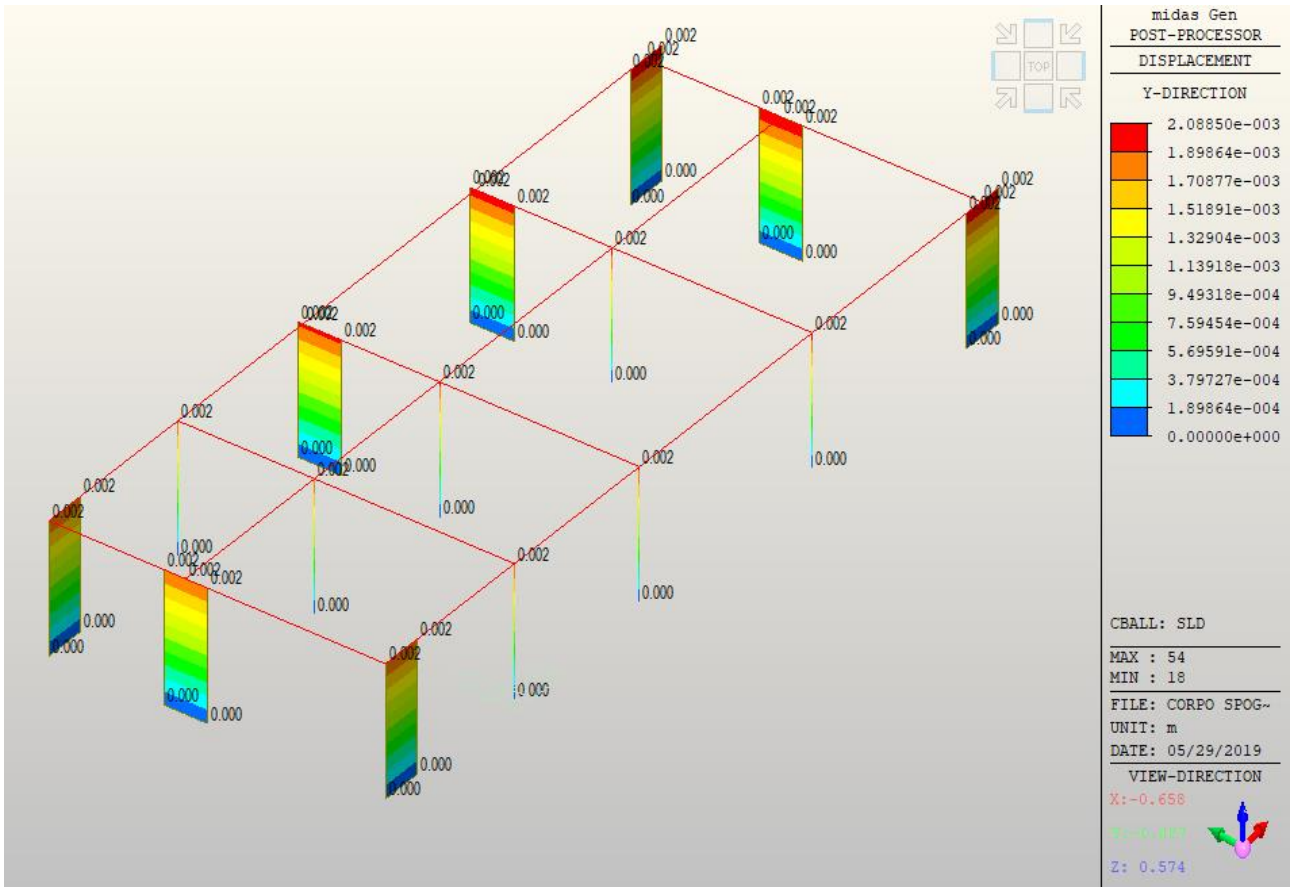
- massimo spostamento in direzione x

$$u_{max,x} = 1{,}89\ mm$$



- massimo spostamento in direzione y

$$u_{max,y} = 2{,}09\ mm$$



L' altezza d'interpiano considerata è quella implementata nel modello, ovvero

$$h = 3{,}675\ m$$

La verifica viene effettuata per ogni direzione.

<u>Direzione x</u>

Dato che la costruzione in esame ha un solo piano, lo spostamento corrispondente vale:

$$d_{r,SLD} = u_j - u_i = 1{,}89 - 0{,}0 = 1{,}89\ mm$$

Dove, considerando il singolo piano, u_i indica lo spostamento del nodo alla base e u_j lo spostamento del nodo in sommità.

Si ottiene quindi che:

$$q\ d_{r,SLD} = 1{,}89\ mm \leq 0{,}0050 \cdot h = 18{,}375\ mm$$

La verifica risulta soddisfatta.

<u>Direzione y</u>

Lo spostamento corrispondente vale:

$$d_{r,SLD} = u_j - u_i = 2{,}09 - 0{,}0 = 2{,}09\ mm$$

Dove, considerando il singolo piano, u_i indica lo spostamento del nodo alla base e u_j lo spostamento del nodo in sommità.

Si ottiene quindi che:

$$q\ d_{r,SLD} = 2{,}09\ mm \leq 0{,}0050 \cdot h = 18{,}375\ mm$$

La verifica risulta soddisfatta.

Lo stesso procedimento è stato successivamente applicato ai risultati ricavati con l'analisi allo SLO, dove bisogna verificare che gli spostamenti d'interpiano siano inferiori a $\frac{2}{3}$ dei limiti indicati nella normativa e valutati per i risultati derivanti dall'analisi all'SLD.

In questo caso, quindi, la relazione da considerare è:

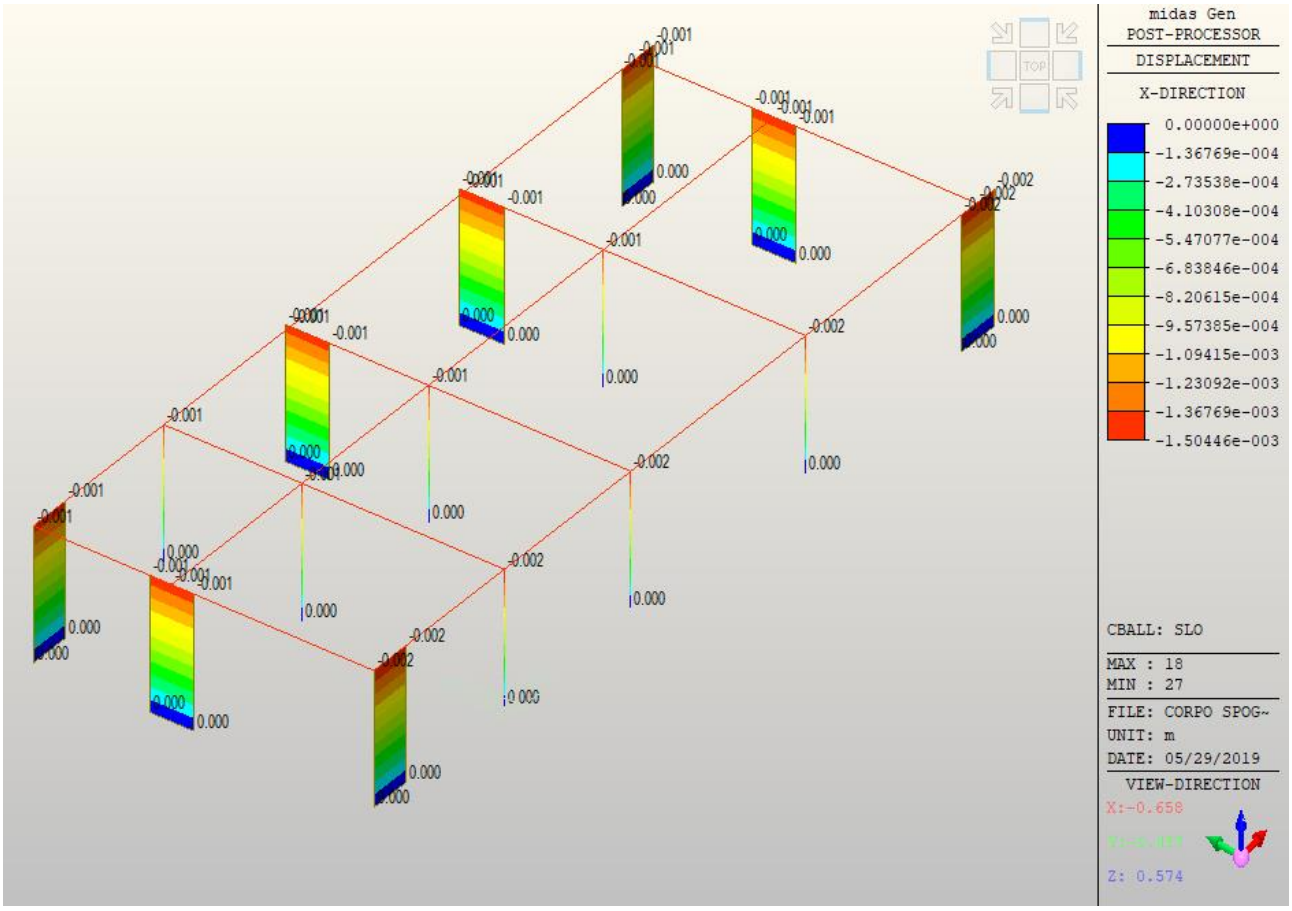
$$q\ d_{r,SLO} \leq \frac{2}{3}(0{,}0050 \cdot h)$$

- $d_{r,SLO}$ è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore ricavati dall'analisi dinamica lineare allo SLO;
- q è il fattore di struttura assunto pari a 1,0 per l'analisi allo SLO;
- h è l'altezza di interpiano.

Come in precedenza, è stato individuato il massimo spostamento che si verifica lungo le direzioni x e y dopo l'analisi allo SLO:

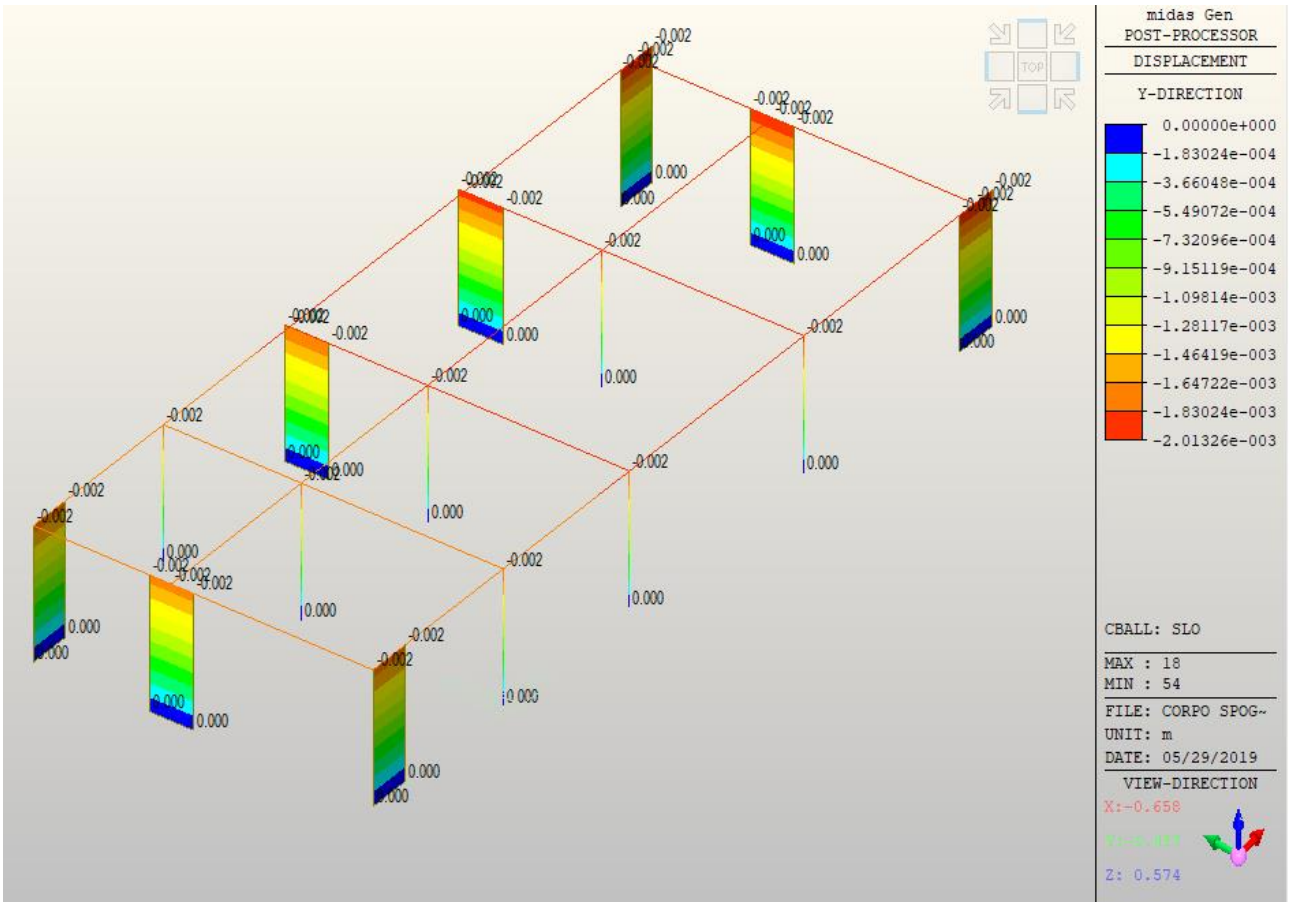
- massimo spostamento in direzione x

$$u_{max,x} = 1{,}50\ mm$$



- massimo spostamento in direzione y

$$u_{max,y} = 2{,}01\ mm$$



Si procede quindi la verifica con il pilastro che presenta gli spostamenti maggiori. L'altezza d'interpiano considerata è quella implementata nel modello, ovvero

$$h = 3{,}675\ m$$

La verifica viene effettuata per ogni direzione.

<u>Direzione x</u>

Dato che la costruzione in esame ha un solo piano, lo spostamento corrispondente vale:

$$d_{r,SLO} = u_j - u_i = 1{,}50 - 0{,}0 = 1{,}50\ mm$$

Dove, considerando il singolo piano, u_i indica lo spostamento del nodo alla base e u_j lo spostamento del nodo in sommità.

Si ottiene quindi che:

$$q\ d_{r,SLO} = 1{,}50\ mm \leq \frac{2}{3} 0{,}0050 \cdot h = 12{,}25\ mm$$

La verifica risulta soddisfatta.

<u>Direzione y</u>

Lo spostamento corrispondente vale:

$$d_{r,SLO} = u_j - u_i = 2{,}01 - 0{,}0 = 2{,}01\ mm$$

Dove, considerando il singolo piano, u_i indica lo spostamento del nodo alla base e u_j lo spostamento del nodo in sommità.

Si ottiene quindi che:

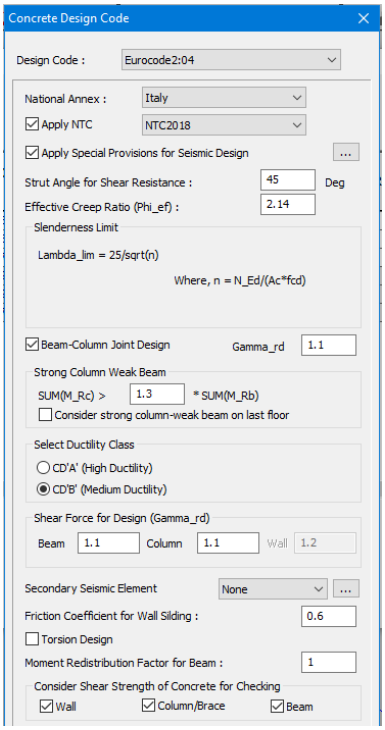
$$q\ d_{r,SLO} = 2{,}01\ mm \leq \frac{2}{3} 0{,}0050 \cdot h = 12{,}25\ mm$$

La verifica risulta soddisfatta.

Anche in questo caso la verifica risulta essere soddisfatta.

6.5.7 *ARMATURE TRAVI*

La verifica di resistenza, considerando il caso peggiore delle combinazioni di carico allo SLU e allo SLV, è stata realizzata dal programma Midas Gen: dopo aver modellato la struttura sono state implementate le armature delle travi e sono state eseguite le verifiche in accordo con quanto riportato nella vigente normativa.



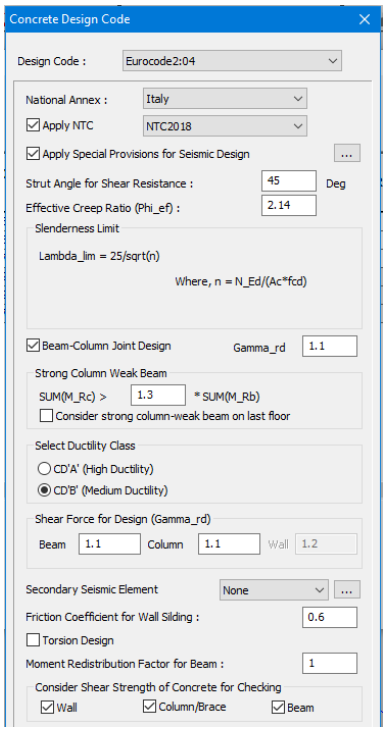
Si riportano i risultati delle travi in cui sono stati verificati i casi peggiori per ogni sezione:

MEMB	SEL	Section		fck	POS	CHK	AsTop	AsBot	N(-)	LCB	x/d	N(-)	Rat-N	P(+)	LCB	x/d	P(+)	Rat-P	V_Ed	LCB	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V
SECT		Bc	Hc	fyk					M_Ed			M_Rd		M_Ed			M_Rd								
Span		bf	hf	fyw																					
0		45X30		25000.0	I	OK	0.0018	0.0009	197.889	6	0.29	237.232	**0.83**	98.9446	6	0.20	131.574	**0.75**	64.5190	30	66.3071	222.574	0.97	0.29	**0.97**
2		0.300	0.450	450000	M	OK	0.0018	0.0009	49.4723	6	0.29	237.232	**0.21**	100.741	6	0.20	131.574	**0.77**	64.1861	17	66.3071	111.287	0.97	0.58	**0.97**
6.4670		0.000	0.000	450000	J	OK	0.0018	0.0009	195.880	2	0.29	237.232	**0.83**	97.9398	2	0.20	131.574	**0.74**	65.4243	21	66.3071	222.574	0.99	0.29	**0.99**
0		25X40		25000.0	I	OK	0.0009	0.0009	48.5412	7	0.29	62.2361	**0.78**	24.2706	7	0.29	62.2361	**0.39**	49.1471	22	59.2836	140.870	0.83	0.35	**0.83**
3		0.400	0.250	450000	M	OK	0.0009	0.0009	14.7895	3	0.29	62.2361	**0.24**	29.3130	7	0.29	62.2361	**0.47**	43.8239	17	59.2836	35.2174	0.74	1.24	**0.74**
5.5370		0.000	0.000	450000	J	OK	0.0009	0.0009	59.1581	3	0.29	62.2361	**0.95**	29.5790	3	0.29	62.2361	**0.48**	52.3817	20	59.2836	140.870	0.88	0.37	**0.88**

Le verifiche risultano soddisfatte. Per maggiori dettagli sul tipo di armatura inserita si rimanda ai rispettivi elaborati grafici allegati al presente progetto.

6.5.8 *ARMATURE PILASTRI*

La verifica di resistenza, considerando il caso peggiore delle combinazioni di carico allo SLU e allo SLV, è stata realizzata dal programma Midas Gen: dopo aver modellato la struttura sono state implementate le armature pilastri e sono state eseguite le verifiche in accordo con quanto riportato nella vigente normativa.



Si riportano i risultati dei pilastri in cui sono stati verificati i casi peggiori per ogni sezione (in questo caso una sola sezione):

MEMB	SEL	Section		fck	fyk	CHK	LCB	V-Rebar	N_Rdmax	Uc	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc.end	V_Rds.end	V_Rdc.mid	V_Rds.mid	LCB	V_Ed.end	Rat-V.end	Vjhd
SECT		Bc	Hc	Height	fyw					Rat-Uc	Rat-N	Rat-My	Rat-Mz	Rat-Vc.end	Rat-Vs.end	Rat-Vc.mid	Rat-Vs.mid		V_Ed.mid	Rat-V.mid	Rat-J
0	⌐	30X30		25000.0	450000	OK	12	8-3-P20(P16)	2051.90	0.201	187.329	14.2817	16.3165	79.2089	240.975	61.8307	177.496	12	57.3125	0.724	0.00000
1		0.300	0.300	3.6750	450000					0.000	0.259	0.256	0.262	0.724	0.238	0.863	0.301	12	53.3402	0.863	0.000

Le verifiche risultano soddisfatte. Per maggiori dettagli sul tipo di armatura inserita si rimanda ai rispettivi elaborati grafici allegati al presente progetto.

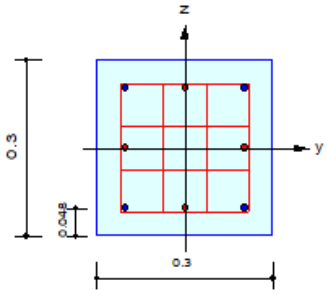
Si riporta anche l'output relativo alla verifica di duttilità riportata al capitolo 7 delle NTC2018:

```
( ). Calculate Curvature Ductile Factor.
     -. T1 = 0.1235 sec.
     -. Tc = 0.2910 sec.
     -. q0 = 3.0000
     -. Mu_phi = 1.2*[1+2*(q0-1)Tc/T1] =12.5072 (T1 < Tc)

-----------------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - RC-Column Checking [ Eurocode2:04 & NTC2018 ]                  Gen 2019
=========================================================================================


( ). Check mechanical volumetric ratio of confining hoops within the critical regions.
     -. Bo      =    0.2280 m.
     -. Ho      =    0.2280 m.
     -. Alpha,n =    0.733
     -. Alpha,s =    0.609
     -. Alpha   = Alpha,n*Alpha_s =    0.447
     -. s,use   =    0.1000 m.
     -. Wwd     = MAX[ 2*Awl*(Bo+Ho)*fyd / (Bo*Ho*s*fcd), 0.08 ] =    0.242

     -. Nu_d    =    0.036
     -. esy,d   = fyd / Es =  0.00196
     -. Lim     = 30*Mu_phi*Nu_d*esy,d*Bc/Bo-0.035 =-7.008e-004
        Alpha*Wwd > Lim ---> O.K !
```

E la schermata dei risultati di output in cui sono raggruppate le verifiche dei casi peggiori dei pilastri (compresa la verifica del nodo trave-pilastro in accordo con le NTC2018 al par. 7.4.4.3):

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
Member Number : 5 (PM), 5 (Shear)
Material Data : fck = 25000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
Column Height : 3.675 m
Section Property : 30X30 (No : 1)
Rebar Pattern : 8 - 3 - P20(P16) Ast = 0.00206 m^2 (Rhost = 0.023)



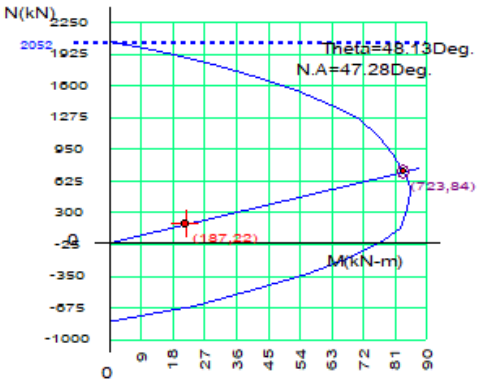
2. Applied Loads

Load Combination : 12 AT (J) Point
N_Ed = 187.329 kN M_Edy = 14.2817 kN-m M_Edz = 16.3165 kN-m
M_Ed = SQRT(M_Edy^2+ M_Edz^2)= 21.6840 kN-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	N_Rdmax	= 2051.90 kN	
Axial Load Ratio	N_Ed/N_Rd	= 187.329 / 723.055	= 0.259 < 1.000 ..... O.K
Moment Ratio	M_Ed/M_Rd	= 21.6840 / 83.5549	= 0.260 < 1.000 ..... O.K
	M_Edy/M_Rdy	= 14.2817 / 55.7723	= 0.256 < 1.000 ..... O.K
	M_Edz/M_Rdz	= 16.3165 / 62.2164	= 0.262 < 1.000 ..... O.K
Normalized Axial Load Ratio	Nu_d / 0.65	= 0.201 / 0.650	= 0.310 < 1.000 ..... O.K

4. M-N Interaction Diagram



N_Rd(kN)	M_Rd(kN-m)
2051.90	0.00
1901.25	20.76
1691.73	42.25
1415.28	62.86
1082.02	76.55
754.02	83.13
558.13	85.52
417.11	84.77
136.38	82.67
-149.46	68.18
-485.43	40.66
-734.18	11.42
-806.09	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

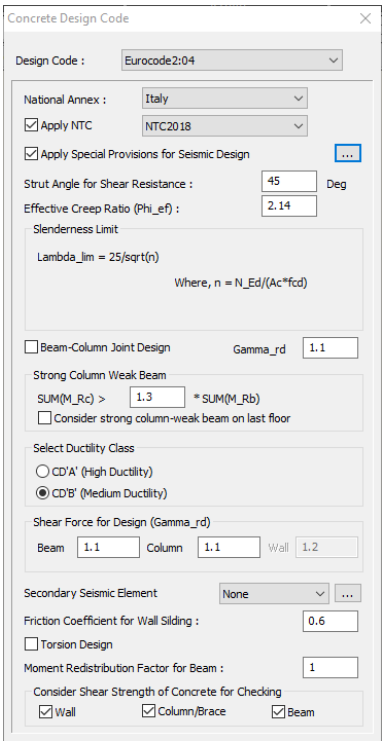
Applied Shear Force	V_Ed	= 57.3125 kN (Load Combination : 12)
Shear Ratio by Conc	V_Ed/V_Rdc	= 57.3125 / 79.2089 = 0.724
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	V_Ed/V_Rdmax	= 57.3125 / 240.975 = 0.238
Shear Ratio	V_Ed/V_Rd	= 0.724 < 1.000 ..... O.K
		(Asw-H_use = 0.00451 m^2/m, 4-P10 @70)
Joint Shear Ratio	Vhj/	= 0.00000 / 0.00000 = 0.000 < 1.000 ..... O.K

6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Force	V_Ed	= 53.3402 kN (Load Combination : 10)
Shear Ratio by Conc	V_Ed/V_Rdc	= 53.3402 / 61.8307 = 0.863
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	V_Ed/V_Rds	= 53.3402 / 177.496 = 0.301
Shear Ratio	V_Ed/V_Rd	= 0.863 < 1.000 ..... O.K
		(Asw-H_use = 0.00200 m^2/m, 4-P8 @100)

6.5.9 ARMATURE SETTI

La verifica di resistenza, considerando il caso peggiore delle combinazioni di carico allo SLU e allo SLV, è stata realizzata dal programma Midas Gen: dopo aver modellato la struttura sono state implementate le armature setti e sono state eseguite le verifiche in accordo con quanto riportato nella vigente normativa.



Si riportano i risultati dei pilastri in cui sono stati verificati i casi peggiori per ogni elemento wall:

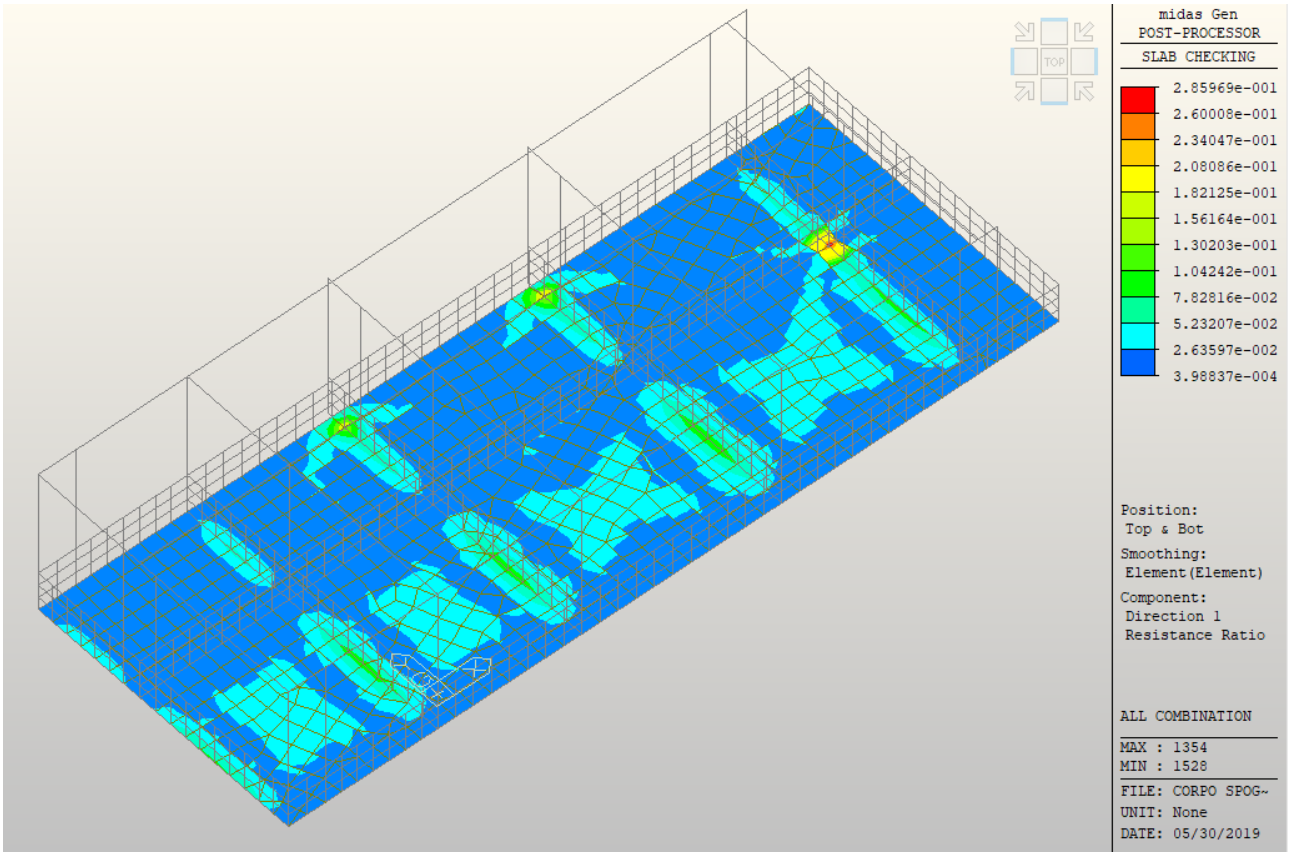
SEL	Wall Mark		fck	fyk	CHK	LCB	Uc	N_Rdmax	Rat-Ny	M_Edy	Rat-My	VRdc	VRds	V_Ed	B.E	B.E.-Rebar
	Lw	HTw	hw	fyw			Rat-Uc	N_Ed	Rat-Nz	M_Edz	Rat-Mz	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V		B.E.-L
☐	wM0002		25000.0	450000	OK	12	0.026	6009.66	0.951	532.628	0.968	132.393	187.826	157.828	YES	Failure
	1.2000	3.6750	0.3000	450000			0.064	114.237	0.000	0.00000	0.000	1.192	0.840	0.840		0.45000
☐	wM0004		25000.0	450000	OK	12	0.027	6009.66	0.926	501.464	0.906	135.763	187.826	157.424	YES	Failure
	1.2000	3.6750	0.3000	450000			0.068	117.485	0.000	0.00000	0.000	1.160	0.838	0.838		0.45000
☐	wM0005		25000.0	450000	OK	16	0.029	6009.66	0.978	539.360	0.956	137.211	187.826	165.081	YES	Failure
	1.2000	3.6750	0.3000	450000			0.073	149.930	0.000	0.00000	0.000	1.203	0.879	0.879		0.45000
☐	wM0006		25000.0	450000	OK	10	0.030	6009.66	0.968	532.219	0.953	135.290	187.826	181.122	YES	Failure
	1.2000	3.6750	0.3000	450000			0.076	135.695	0.000	0.00000	0.000	1.339	0.964	0.964		0.45000
☐	wM0007		25000.0	450000	OK	10	0.025	6009.66	0.912	505.795	0.928	130.116	187.826	167.780	YES	Failure
	1.2000	3.6750	0.3000	450000			0.062	97.3692	0.000	0.00000	0.000	1.289	0.893	0.893		0.45000

Le verifiche risultano soddisfatte. Per maggiori dettagli sul tipo di armatura inserita si rimanda ai rispettivi elaborati grafici allegati al presente progetto.

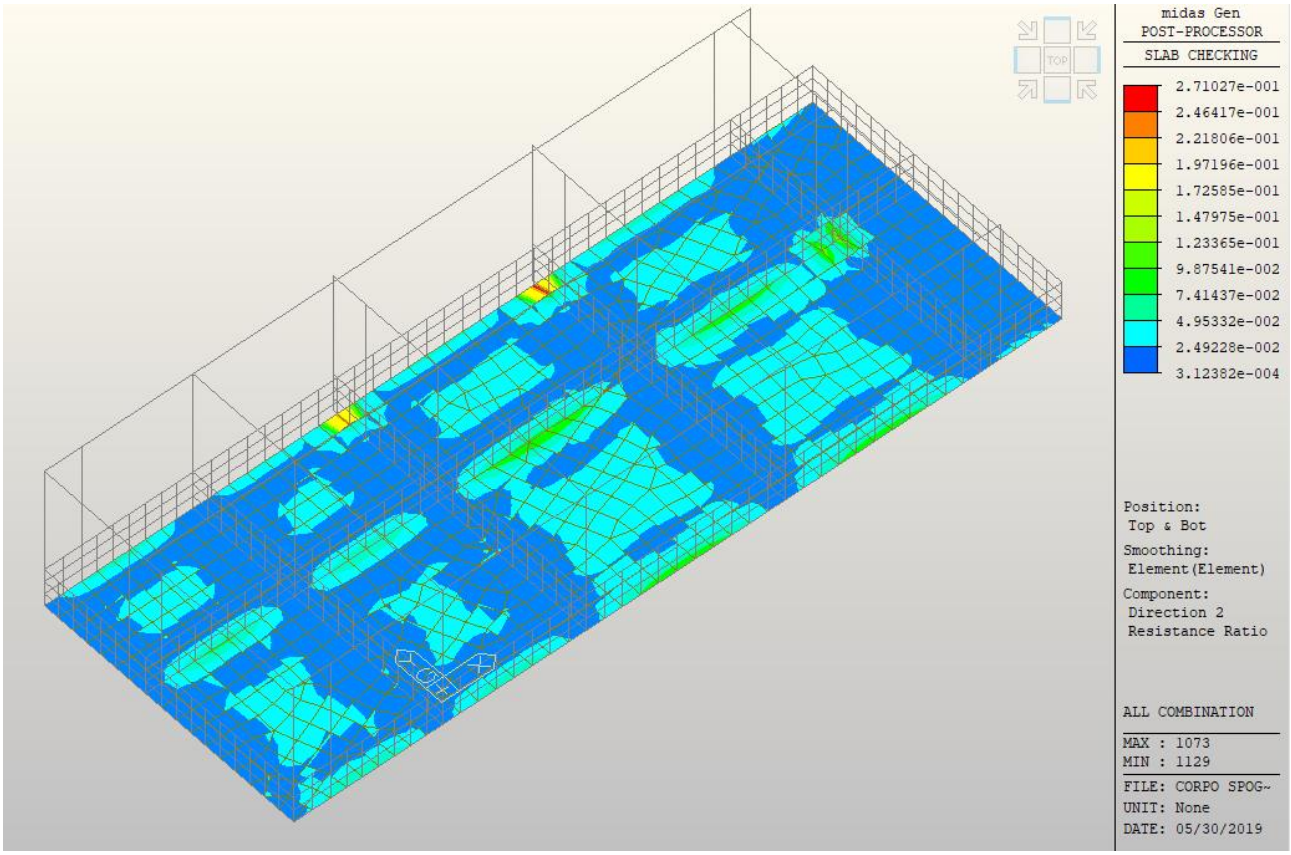
6.5.10 ARMATURE PLATEA

Si riportano di seguito le schermate relative ai risultati delle verifiche eseguite sulla platea di fondazione del corpo spogliatoi sotto l'azione dei carichi statici e dinamici, dopo averla opportunamente armata con armature ø12/200" superiori ed inferiori. Il software Midas Gen considera come Dir. 1 le armature longitudinali disposte lungo X e come Dir.2 quelle lungo Y.

- Risultati relativi alle armature lungo X:



- Risultati relativi alle armature lungo Y:



6.6 Verifica della resistenza della soletta

Nel corpo spogliatoi è presente una soletta in c.a. C25/30 di spessore 20 cm, a sbalzo. Considerando uno schema statico a mensola (incastro), è stata verificata in termini di resistenza e deformabilità.

Nel modello in Midas Gen non è stata modellata concretamente, ma sono stati considerati i suoi pesi e carichi portati, opportunamente computati e applicati agli elementi strutturali che la sostengono sotto forma di carichi lineari. Considerando uno schema statico a mensola (incastro), sono state verificate in termini di resistenza e deformabilità.

6.6.1 VERIFICA DELLA RESISTENZA DELLA SOLETTA

Per verificare la resistenza della soletta che definisce lo sbalzo nel corpo spogliatoio, il momento resistente viene calcolato considerando la seguente armatura longitudinale (considerando 1 m di soletta ed uno schema statico tipo mensola):

$$A_{inf} = 5\emptyset 16\ /m = 1005\ mm^2/m$$

$$A_{sup} = 5\emptyset 16\ /m = 1005\ mm^2/m$$

Dall'equilibrio si ricava la posizione dell'asse neutro:

$$x = 33{,}6\ mm$$

Con cui si calcola il momento resistente

$$M_{Rd} = A_{sup} f_{yd}(d - 0{,}4x) + A_{inf}\sigma'_s(0{,}4x - d') = 60{,}13\ kNm$$

Questo risultato viene confrontato con il momento agente, calcolato combinando i carichi agenti sulla soletta allo SLU (par. 2.5.3 delle NTC2018):

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
  $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
  $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:
  $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.6]

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

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

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

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

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire *"combinato con"*.

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

$$M_{SLU} = 33{,}75\ kNm/m$$

Dove sono stati considerati i seguenti carichi:

- $G_{1,soletta} = 5{,}00\ kN/m$
- $G_{2,soletta} = 2{,}90\ kN/m$
- $Q_{neve} = 1{,}20\ kN/m$

Con (Tab. 2.6.I NTC2018):

- $\gamma_{G1} = 1{,}3$
- $\gamma_{G2} = 1{,}5$
- $\gamma_{Qi} = 1{,}5$

La verifica risulta essere soddisfatta:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0{,}56 < 1$$

6.6.2 *VERIFICA DELLA DEFORMABILITÀ A LUNGO TERMINE DELLA SOLETTA*

Con riferimento al paragrafo 4.1.2.2.2 delle NTC2018 e al relativo capitolo presente sulla circolare, è stata effettuata un'analisi relativa allo stato limite di deformazione a lungo termine della soletta che definisce lo sbalzo, tenendo conto degli effetti di viscosità. Considerando i carichi permanenti e il sovraccarico accidentale dato dalla neve, agenti su 1 m di soletta e

combinati secondo la combinazione quasi-permanente allo SLE (par. 2.5.3 delle NTC2018), per la verifica si calcola il seguente:

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
  $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
  $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:
  $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.6]

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

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

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

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

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire *"combinato con"*.

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

$$q_{SLE} = 7{,}90\ kN/m$$

Dove sono stati considerati i seguenti carichi:

- $G_{1,soletta} = 5{,}00\ kN/m$
- $G_{2,soletta} = 2{,}90\ kN/m$
- $Q_{neve} = 1{,}20\ kN/m$

Con (da Tab. 2.5.I NTC2018):

- $\Psi_{21} = 0{,}0$

Considerando il momento agli SLE quasi permanenti, il valore del momento flettente agente (dal modello) è:

$$M_{Ed} = 21{,}08\ kNm$$

Il momento di prima fessurazione vale

$$M_{CR} = f_{ctm,flex} \frac{bh^2}{6} = 20{,}52\ kNm$$

Dove:

- $f_{ctm,flex} = 1{,}2 f_{ctm} = 1{,}2 \left(0{,}3 f_{ck}{}^{2/3}\right) = 3{,}08\ N/mm^2$
- $b = 1000\ mm$ considerando 1 m di soletta
- $h = 200\ mm$ altezza della soletta

Si considera un modulo di Young ridotto, pari a:

$$E_{cm,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi} = 8816{,}75\ N/mm^2$$

Dove:

- E_{cm} è il modulo elastico del calcestruzzo considerato, C25/30 (par. 11.2.10.3 NTC2018):

$$E_{cm} = 22000\left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} = 31475{,}81\ N/mm^2$$

  Con $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33{,}00\ N/mm^2$ valore medio della resistenza cilindrica a compressione (par. 11.2.10.1 NTC2018).

- φ è il coefficiente di viscosità a tempo infinto ($\varphi(\infty, t_0)$) definito al par. 11.2.10.7 delle NTC2018. Considerando un'atmosfera con umidità relativa di circa il 55% e la dimensione fittizia h_0 definita nel par. 11.2.10.6:

$$h_0 = 2\frac{A_c}{u} = 167\ mm$$

  Con A_c area della sezione in calcestruzzo ($250000\ mm^2$) e u perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria (si considera l'intero perimetro della sezione, a favore di sicurezza, $2500\ mm$). Da h_0 si ricava il valore di $\varphi(\infty, t_0)$ per interpolazione lineare dalla tabella della normativa, considerando $t_0 = 30\ giorni$:

Tab. 11.2.VII - *Valori di ϕ (∞, t_0). Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%*

t_0	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$ mm	$h_0 = 300$ mm	$h_0 \geq 600$ mm
3 giorni	4,5	4,0	3,6	3,3
7 giorni	3,7	3,3	3,0	2,8
15 giorni	3,3	3,0	2,7	2,5
30 giorni	2,9	2,6	2,3	2,2
≥ 60 giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

Dall'interpolazione lineare dei due valori indicati nella tabella si ottiene infine:

$$\varphi(\infty, t_0) = 2{,}57$$

Il coefficiente di omogenizzazione vale:

$$n_{eff} = \frac{E_s}{E_{cm,eff}} = \frac{210000}{9257{,}59} = 23{,}82$$

Con E_s, anch'esso in N/mm^2, è il modulo elastico dell'acciaio.

Stadio 1 – sezione non fessurata

Calcolo del momento statico rispetto al lembo superiore della sezione:

$$S_s = 0{,}0246\, m^3$$

Posizione asse neutro:

$$x = \frac{S_s}{A} = 0{,}099\, m$$

Dove:

$$A = bh + n_{eff} A_s + n_{eff} A'_s = 0{,}248\, m^2$$

Con questi dati si ricava il momento d'inerzia:

$$J = 0{,}00078\, m^4$$

Freccia con sezione interamente reagente (schema statico mensola):

$$p = \frac{q_{SLE} l^4}{8\, E_{cm,eff} J} = 4{,}09\ \ mm$$

Dove la luce della mensola $l = 2{,}31\, m$.

Stadio 2 – sezione fessurata

Posizione asse neutro da annullamento momento statico:

$$x_f = 0{,}059\, m$$

Momento d'inerzia:

$$J_f = 0{,}00038\, m$$

Freccia con sezione fessurata (schema statico mensola):

$$p_f = \frac{q_{SLE} l^4}{8\, E_{cm,eff} J_f} = 8{,}48\, m$$

Come detto, assumendo il fattore di distribuzione $\xi = 0$, si ottiene che il valore di calcolo della deformazione (spostamento) per la verifica di deformabilità a lungo termine:

$$p^* = p = 2{,}31\, mm$$

Dalla circolare esplicativa delle NTC2018, con riferimento al paragrafo C4.1.2.2.2, si riporta la formula per ricavare il valore di calcolo della deformazione (spostamento) per la verifica di deformabilità a lungo termine:

$$p^* = \xi\, p_f + (1 - \xi) p = 6{,}38\, mm$$

Dove:

$$\xi = 1 - c\beta^2 = 0{,}524$$

con

- $\beta = \frac{M_{CR}}{M_{Ed}} = 0{,}97$
- $c = 0{,}5$ lungo termine

Facendo sempre riferimento alla circolare esplicativa delle NTC2018, il limite consentito per uno schema statico di tipo mensola è:

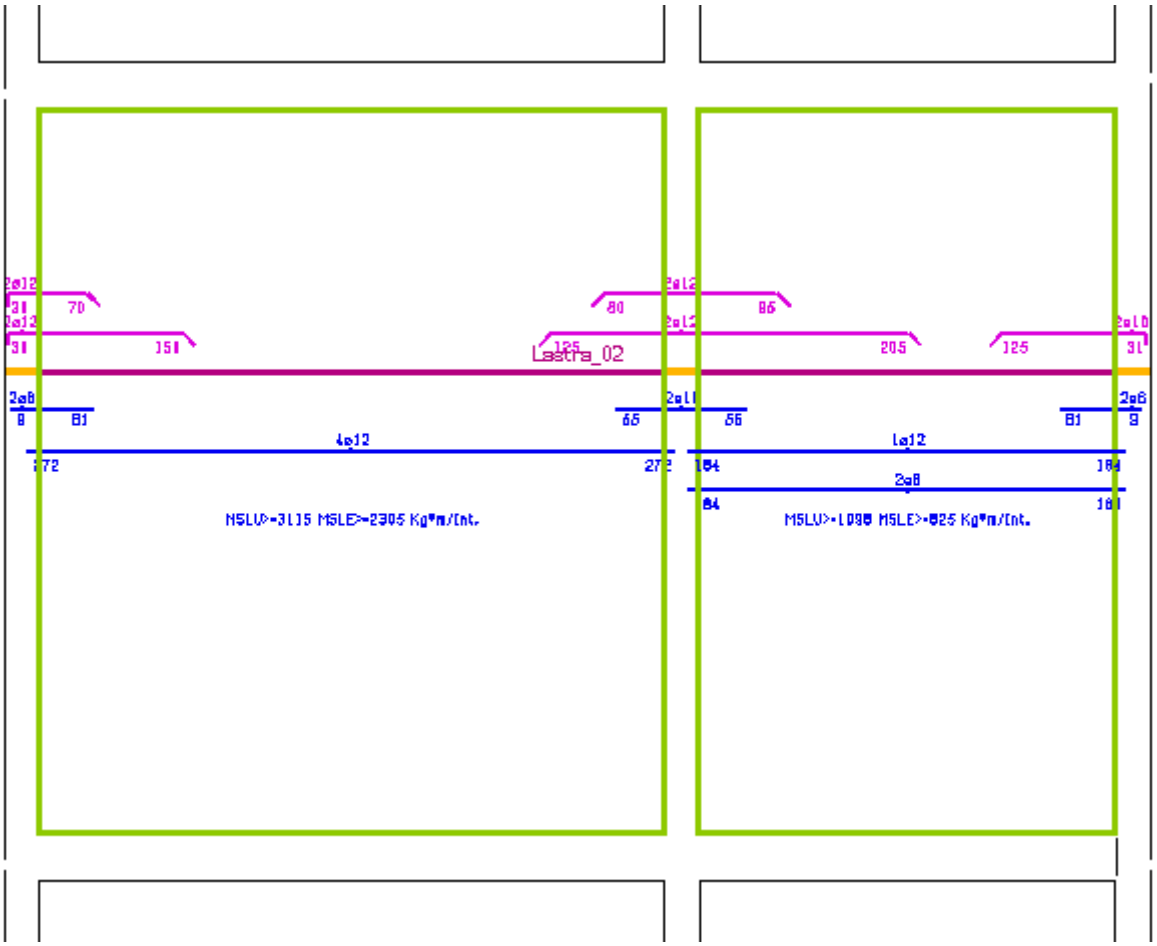
$$\frac{2l}{500} = 9{,}24\ mm > 6{,}38\ mm$$

Dove $l = 2{,}31\ m$ è la luce della mensola.

La verifica risulta essere soddisfatta.

6.7 Analisi dei solai in predalles presenti nella struttura

Si riporta di seguito i risultati derivanti dalle analisi allo SLU e allo SLE eseguite sui solai predalles presenti sulla copertura del corpo spogliatoi eseguite con l'ausilio del programma "A.M.V. Solai". Si riportano, inoltre, le armature necessarie calcolate dal programma per sopportare le sollecitazioni agenti:




```
-------------------------------------------------------------------------------
                                    ----
      DATI DIMENSIONALI, CARICHI E PARAMETRI DI PROGETTO SOLAIO A LASTRE
-------------------------------------------------------------------------------
                                    ----
Riferimento: Solai predalles Marzabotto  Schema: Lastra_02
```

CAMPATE

	1	2
Interasse (m)	5,54	3,78

APPOGGI

Larghezza (m)	0,30	0,30	0,30
Coeff.riduz.mom.neg.	0	0	0
Largh. spunt. (m)	0,25	0,25	0,25
Tipo appoggio	T	T	T

CARICHI DISTRIBUITI UNIFORMI (POSITIVI SE RIVOLTI VERSO IL BASSO)
E RELATIVE ASTE DI APPLICAZIONE
Unita' di misura: kg/m²

PARAMETRI DI CARICO			ASTE INTERESSATE	
N.	permanenti	variabili (accidentali)	1	2
1	650	120	*	*

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALE SUI CARICHI S.L.U. E S.L.E.

Fattore di sicurezza per carichi permanenti	S.L.U.:	1.3	S.L.E.:	1
Fattore di sicurezza per carichi variabili	S.L.U.:	1.5	S.L.E.:	0.7

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E DELLE SEZIONI DI PROGETTO

Resistenza calcestruzzo Rck	kg/cm²	300
fyk	kg/cm²	4580
Copriferro armatura base di confezione	(cm)	2
Copriferro armatura superiore	(cm)	4
Copriferro armatura aggiunt. inferiore	(cm)	6
Altezza solaio	(cm)	4+16+5
Interasse	(cm)	120
Tipo blocco		Non collaborante
Condizione ambientale		Ordinaria
Combinazione SLE		Rara
Aliquota/Momento di sicurezza app. SX		14
Aliquota/Momento di sicurezza app. DX		14
Aliq. momento massimo positivo in campata		16
Verifica a taglio		Ottimizzata

Tabella delle sollecitazioni, indici di resistenza e delle armature solaio a lastre

(riferite all'interasse del solaio)
CALCOLO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Riferimento: Solai predalles Marzabotto Schema: Lastra_02

CAMPATA 1

x	M max	M min	V max	V min	a.inf	a.sup	Indice resistenza		Note
(m)	(kg *m)		(kg)		(cm²)		Flessione	Taglio	
0,00	229	-2696	2768	2231	0,32	3,34	0,99	0,24	
0,15	630	-2696	2584	2078	2,10	2,85	0,99	0,68	
0,55	1544	-1777	2087	1669	2,10	1,68	0,99	0,55	
1,11	2461	-966	1405	1107	3,38	0,67	0,99	0,34	
1,66	2993	2377	724	545	4,14	0,00	0,99	0,16	
2,22	3115	2453	43	-16	4,30	0,00	0,99	0,01	
2,25	3115				4,30	0,00	1,00	0,00	
2,77	3033	2362	-550	-667	4,18	0,00	0,99	0,15	

3,32	2548	1934	-1112	-1349	3,50	0,00	0,99	0,32
3,88	1686	1195	-1674	-2030	2,30	0,00	0,99	0,54
4,43	425	-313	-2235	-2711	2,10	0,00	0,65	0,66
4,99	-1598	-1939	-2797	-3393	2,10	1,89	0,98	0,82
5,39	-2727	-3308	-3207	-3890	2,10	3,64	0,99	0,87
5,54	-2857	-3465	-3359	-4074	0,00	4,33	0,99	0,33

CAMPATA 2

x	M max	M min	V max	V min	a.inf	a.sup	Indice resistenza		Note
(m)	(kg *m)		(kg)		(cm²)		Flessione	Taglio	
0,00	-2857	-3465	3302	2723	0,00	4,33	0,99	0,27	
0,15	-2768	-3358	3118	2570	2,10	3,69	0,99	0,70	
0,38	-2300	-2790	2838	2339	2,10	2,96	0,99	0,68	
0,76	-1368	-1868	2373	1956	2,10	1,78	0,99	0,58	
1,13	-569	-1118	1908	1573	2,10	0,86	0,97	0,46	
1,51	319	-514	1443	1189	2,10	0,09	0,96	0,35	
1,89	687	138	978	806	2,10	0,00	0,44	0,26	
2,27	880	386	553	383	2,10	0,00	0,56	0,15	
2,57	887				2,10	0,00	0,57	0,00	
2,65	887	459	170	-82	2,10	0,00	0,57	0,04	
3,02	832	-839	-214	-547	2,10	0,48	0,99	0,14	
3,40	569	-1018	-597	-1012	2,10	0,73	0,97	0,27	
3,63	326	-1255	-828	-1293	2,10	1,02	0,98	0,34	
3,78	118	-1255	-980	-1477	0,16	1,54	0,99	0,13	

REAZIONI D'APPOGGIO
(riferite all' interasse)

Num. app.	MAX (kg)	MIN (kg)
1	2768	2231
2	7377	6081
3	1477	980

BARRE A TAGLIO AGLI APPOGGI

Ø (mm)	LUNGH.TOT. (m)
2Ø 8	0,70
2Ø10	1,10
2Ø 6	0,70

TABELLA DEI MOMENTI MASSIMI IN CAMPATA (rif. all'interasse)

Mensola/ Campata n.	Mom.max (kg *m)	a.inf (cm²)	Indice resistenza flessione
1	3115	4,30	0,996
2	1098	2,10	0,710

Tabella delle sollecitazioni delle tensioni e delle armature solaio a lastre (riferite all'interasse del solaio) CALCOLO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Riferimento: Solai predalles Marzabotto Schema: Lastra_02

CAMPATA 1

x	max M	min M	max V	min V	a.inf	a.sup	Sc	Slat	Sf	winf	wsup	Note
(m)	(kg *m)		(kg)		(cm²)		(kg/cm²)			(mm)		
0,00	0	-2026	2064	1956	0,32	3,34	-13,60		88	0,00	0,00	
0,15	299	-1742	1925	1824	2,10	2,85	-14,34	-8,00	90	0,00	0,00	
0,55	1002	-1077	1552	1468	2,10	1,68	-8,88	-5,00	56	0,00	0,00	
1,11	1720	-399	1040	981	3,38	0,67	-13,50	-7,60	77	0,00	0,00	
1,66	2154	2035	528	493	4,14	0,00	-16,97	-9,60	96	0,00	0,00	
2,22	2305	2173	16	5	4,30	0,00	-54,19	0,00	3035	0,72	0,00	
2,77	2172	2040	-478	-501	4,18	0,00	-17,11	-9,60	97	0,00	0,00	
3,32	1756	1637	-966	-1013	3,50	0,00	-13,84	-7,80	78	0,00	0,00	
3,88	1056	964	-1454	-1525	2,30	0,00	-8,33	-4,70	48	0,00	0,00	
4,43	73	20	-1942	-2037	2,10	0,00	-0,57	-0,40	3	0,00	0,00	
4,99	-1166	-1223	-2430	-2549	2,10	1,89	-10,08		64	0,00	0,00	
5,39	-2219	-2328	-2785	-2922	2,10	3,64	-19,14		119	0,00	0,00	
5,54	-2482	-2603	-2918	-3061	0,00	4,33	-17,46		113	0,00	0,00	

CAMPATA 2

x	max M	min M	max V	min V	a.inf	a.sup	Sc	Slat	Sf	winf	wsup	Note
(m)	(kg *m)		(kg)		(cm²)		(kg/cm²)			(mm)		
0,00	-2482	-2603	2481	2365	0,00	4,33	-17,46		113	0,00	0,00	
0,15	-2302	-2415	2342	2233	2,10	3,69	-19,85		124	0,00	0,00	
0,38	-1816	-1905	2132	2032	2,10	2,96	-15,68		98	0,00	0,00	

0,76	-1086	-1189	1782	1699	2,10	1,78	-9,81		62	0,00	0,00
1,13	-488	-600	1433	1366	2,10	0,86	-4,95		32	0,00	0,00
1,51	-22	-137	1084	1033	2,10	0,09	-1,13		7	0,00	0,00
1,89	311	201	735	700	2,10	0,00	-2,46	-1,40	14	0,00	0,00
2,27	513	412	393	359	2,10	0,00	-4,05	-2,30	23	0,00	0,00
2,65	583	498	60	10	2,10	0,00	-4,60	-2,60	26	0,00	0,00
3,02	521	-485	-273	-339	2,10	0,48	-4,09	-2,30	26	0,00	0,00
3,40	326	-651	-606	-689	2,10	0,73	-5,38	-3,00	34	0,00	0,00
3,63	145	-812	-806	-899	2,10	1,02	-6,70	-3,80	43	0,00	0,00
3,78	0	-943	-938	-1038	0,16	1,54	-6,36		42	0,00	0,00

REAZIONI D'APPOGGIO
(riferite all' interasse)

Num. app.	MAX (kg)	MIN (kg)
1	2064	1956
2	5542	5282
3	1038	938

BARRE A TAGLIO AGLI APPOGGI

Ø (mm)	LUNGH.TOT. (m)
2Ø 8	0,70
2Ø10	1,10
2Ø 6	0,70

TABELLA DELLE FRECCE E DEI MOMENTI MASSIMI IN CAMPATA (rif. all'interasse)

---

fmax > 0 = abbassamento Modulo di elasticita'= 200000 kg/cm²

Mensola/ Campata n.	Mom.max (kg *m)	a.inf (cm²)	Sc	Slat (kg/cm²)	Sf	winf (mm)	xfmax (m)	fmax (cm)	fmax/l	Mom.inerzia convenzionale (cm^4)	Mom.inerzia sez.non.fess. (cm^4)	Mom.inerzia Sez.fess. (cm^4)
1	2305	4,30	-54,19	0,00	3035	0,72	2,51	1,38	1/400	101438	128385	21608
2	825	2,10	-6,51	-3,70	37	0,00	2,65	0,01	1/31117	101438	128385	128385

Tabella delle armature superiori, fasce piene e semipiene (solaio a lastre)

Riferimento: Solai predalles Marzabotto Schema: Lastra_02

Num. app.	Ø (mm)	Lungh. sinistra (m)	Lungh. destra (m)
1	2d12	0,30	1,50
1	2d12	0,30	0,70
2	2d12	1,25	2,05
2	2d12	0,80	0,95
3	2d10	1,25	0,30

Tabella delle armature inferiori (solaio a lastre)

Riferimento: Solai predalles Marzabotto Schema: Lastra_02

Campata 1 - Luce 5,54 m - Lunghezza Lastra 5,24 m

Barra	n	Ø (mm)	Lungh. sinistra (m)	Lungh. destra (m)	Lungh. Totale (m)
	4	12	2,72	2,72	5,44

Campata 2 - Luce 3,78 m - Lunghezza Lastra 3,48 m

Barra	n	Ø (mm)	Lungh. sinistra (m)	Lungh. destra (m)	Lungh. Totale (m)
	1	12	1,84	1,84	3,68
	2	8	1,84	1,84	3,68

Indici di resistenza (SLU) effettivi di lavoro (rif. all'interasse) solaio a lastre

---

Riferimento: Solai predalles Marzabotto Schema: Lastra_02

Mensola/Campata	Ascissa	Momento	Taglio	a.inf	a.sup	Indice resistenza	
	(m)	(kg *m)	(kg)	(cm²)		flessione	taglio
1	0,00	229	2768	1,01	4,52	0,21	0,24
1	0,00	-2696	2768	1,01	4,52	0,71	0,24
1	0,15	630	2584	4,52	4,52	0,18	0,57
1	0,15	-2696	2584	4,52	4,52	0,63	0,57
1	2,25	3115	0	4,52	0,00	0,95	0,00
1	5,39	-3308	-3890	4,52	4,52	0,77	0,81
1	5,54	-3465	-4074	1,57	4,52	0,88	0,33
2	0,00	-3465	3302	1,57	4,52	0,88	0,27
2	0,15	-3358	3118	2,14	4,52	0,84	0,65
2	2,57	1098	0	2,14	1,57	0,64	0,00
2	3,63	326	-1293	2,14	1,57	0,19	0,34
2	3,63	-1255	-1293	2,14	1,57	0,73	0,34
2	3,78	118	-1477	0,57	1,57	0,20	0,13
2	3,78	-1255	-1477	0,57	1,57	0,89	0,13

Tensioni massime (SLE) effettive di lavoro (rif. all'interasse) solaio a lastre

---

Riferimento: Solai predalles Marzabotto Schema: Lastra_02

Mensola/Campata	Ascissa	Momento	a.inf	a.sup	Sc	Slat	Sf	winf	wsup	Note
	(m)	(kg *m)	(cm²)		(kg/cm²)			(mm)		
1	0,00	-2026	1,01	4,52	-13,54		88	0,00	0,00	
1	0,15	-1742	4,52	4,52	-14,16		89	0,00	0,00	
1	2,22	2305	4,52	0,00	-53,10	0,00	2892	0,65	0,00	
1	5,39	-2328	4,52	4,52	-18,92		119	0,00	0,00	
1	5,54	-2603	1,57	4,52	-17,38		113	0,00	0,00	
2	0,00	-2603	1,57	4,52	-17,38		113	0,00	0,00	
2	0,15	-2415	2,14	4,52	-19,83		123	0,00	0,00	
2	2,65	825	2,14	1,57	-6,45	-3,60	37	0,00	0,00	
2	3,63	-812	2,14	1,57	-6,70		42	0,00	0,00	
2	3,78	-943	0,57	1,57	-6,35		42	0,00	0,00	

7 MODELLI DI CALCOLO: PALESTRA

Ai fini di verificare e determinare lo stato di sollecitazione degli elementi, è stata eseguita un'analisi numerica del corpo ingresso della palestra grazie all'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti Midas Gen.

A tal proposito risulta necessario fare alcune precisazioni: la complessità delle strutture in genere, l'articolazione delle caratteristiche costruttive e l'inevitabile approssimazione di tutte le tecniche di calcolo possibili, non consentono una "modellazione" esatta e reale del comportamento strutturale (influenzato anche dai singoli dettagli eseguiti in corso d'opera). Per tale motivazione sono stati analizzati i modelli di calcolo ritenuti più vicini al reale comportamento della struttura, eseguendo anche valutazioni su modellazioni diverse e confrontando, quando necessario, i risultati di più situazioni (e simulazioni) limite.

La modellazione delle strutture in progetto è stata effettuata in completa aderenza al progetto strutturale presentato. L'analisi e l'eventuale validazione della stessa è stata eseguita in via sintetica e conclusiva, consentono di valutare come affidabile l'impostazione globale dell'edificio.

7.1 Combinazione delle azioni

Ai fini delle verifiche agli stati limite, per il caso in esame, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni, in accordo con quanto riportato nelle NTC18:

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

$$F_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{q1} Q_{k1} + \sum_{i=2}^{N} \gamma_{qi} \psi_{0i} Q_{ki}$$

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

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^{N} \psi_{0i} Q_{ki}$$

dove:

F_d è l'azione di calcolo, la forza di progetto;

G_1 sono i carichi permanenti strutturali;

G_2 sono i carichi permanenti portati;

P è il valore caratteristico della forza di precompressione;

Q_{k1} è il valore caratteristico dell'azione variabile principale;

Q_{ki} sono i valori caratteristici delle azioni variabili secondarie, tra loro indipendenti;

i coefficienti parziali per le azioni sono stati assunti facendo riferimento alla situazione sfavorevole e valgono:

γ_{G1}=1,3

γ_{G2}=1,5

γ_{P}=1,0

γ_{Qi}=1,5

Si riporta di seguito la tabella di riferimento:

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

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

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

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione delle azioni che tengono conto della probabilità di non contemporaneità dei carichi accidentali e quindi sono coefficienti di deamplificazione (<1); vengono chiamati coefficienti di combinazione e per le analisi effettuate sono stati presi in considerazione quelli relativi al vento e alla neve a quota ≤ 1000 m s.l.m. :

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

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Combinazione sismica, sebbene non impiegata in questo caso, per gli stati limite connessi all'azione del sisma E:

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^{N} \psi_{2i} Q_{ki}$$

dove:

F_d è l'azione di calcolo, la forza di progetto;

E è l'azione sismica;

G_1 sono i carichi permanenti strutturali;

G_2sono i carichi permanenti portati;

P è il valore caratteristico della forza di precompressione;

Q_{ki} sono i valori caratteristici delle azioni variabili secondarie, tra loro indipendenti;

ψ_{2i} sono i coefficienti di combinazione per le analisi sismiche.

7.2 Breve illustrazione dei codici di calcolo

7.2.1 MIDAS GEN

Midas Gen è un software di calcolo agli elementi finiti con cui è possibile modellare la struttura di interesse in un ambiente CAD utilizzando elementi quali nodi, aste e superfici piane e assegnando le relative caratteristiche geometriche e meccaniche; in questo modo, dopo aver opportunamente assegnato i vincoli ed i carichi agenti, il programma genera come output il valore delle sollecitazioni agenti con cui è possibile fare delle verifiche secondo la normativa di riferimento (in questo caso NTC2018).

Essendo un programma agli elementi finiti, sono presenti delle impostazioni (es. automesh) che permettono di discretizzare gli elementi geometrici, come le superfici, creando maggiori punti di controllo e quindi ottenere una maggiore precisione dei risultati.

Nel programma sono presenti delle librerie predefinite con le quali è possibile scegliere una normativa di riferimento e quindi impostare una determinata sezione o materiale.

È, inoltre, possibile modificare manualmente i parametri appena descritti in modo da personalizzare l'analisi in base alle proprie necessità e quindi creare un modello che sia il più possibile simile a quello reale.

Come già accennato, una volta realizzato il modello geometrico si possono assegnare i vincoli, esterni e interni, e i carichi agenti sulla struttura. Con Midas Gen è possibile svolgere analisi statiche o dinamiche, lineari o non lineari, e visualizzare i risultati sia in veste grafica che numerica. Dopo aver definito le diverse azioni di calcolo, queste possono essere combinate in modo automatico o manuale per poter eseguire le verifiche agli stati limite.

Una volta completato il modello di calcolo con le relative azioni è possibile visualizzare i diversi risultati in termini di sollecitazioni e spostamenti.

Il programma presenta, inoltre, delle opzioni che permettono di effettuare automaticamente le verifiche delle sezioni (es. verifiche delle sezioni in acciaio) seguendo le indicazioni della normativa vigente e suggerendo eventuali modifiche per ottimizzare il modello laddove la verifica non fosse soddisfatta.

7.3 Criteri di verifica

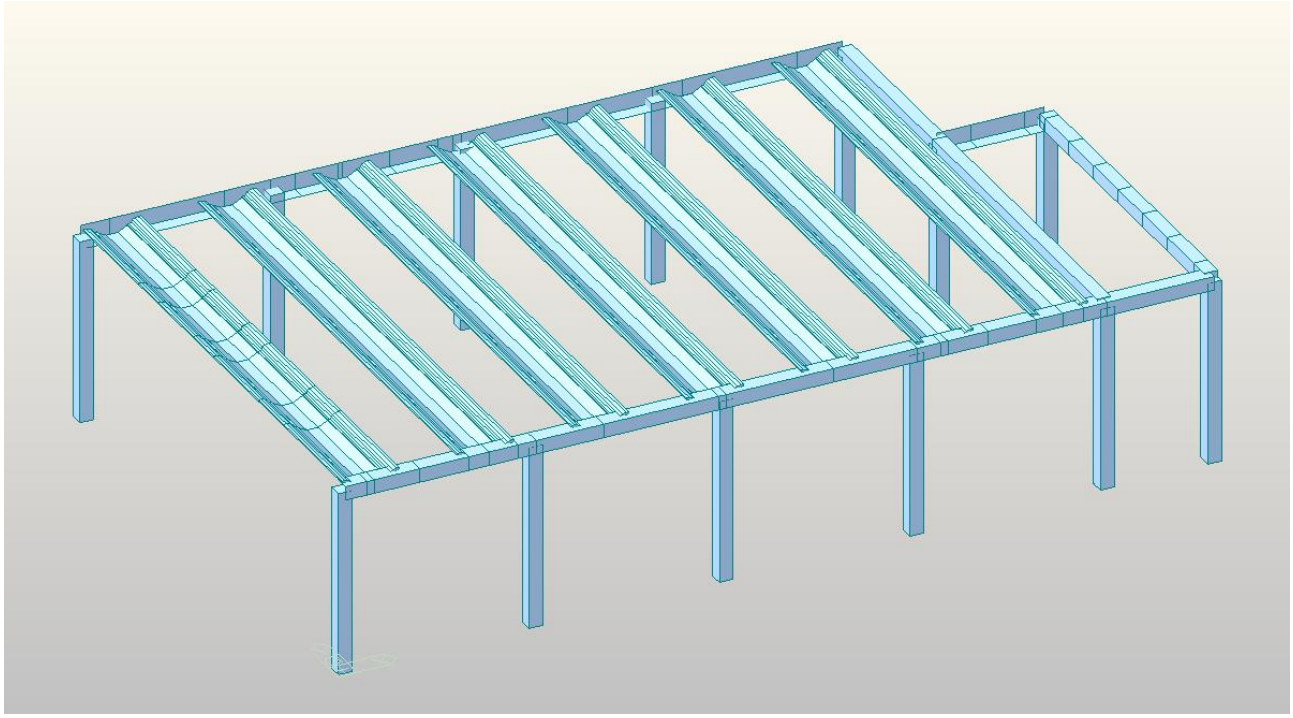
7.3.1 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Come già illustrato in precedenza le azioni verranno combinate in totale armonia con la normativa vigente ovvero le NTC18.

7.4 Criteri generali della modellazione

La palestra è stata analizzata tramite un modello agli elementi finiti.

Modello di calcolo della struttura:



7.4.1.1 Midas Gen

Come già accennato in precedenza, il software Midas Gen è stato utilizzato per creare il modello tridimensionale dell'edificio in oggetto e ricavare gli spostamenti e le sollecitazioni della struttura nel suo complesso sotto le azioni statiche e sismiche, e per verificare gli elementi di fondazione ed elevazione realizzati in cemento armato.

La palestra, a un piano fuori terra, è costituita da pilastri prefabbricati, che sostengono i carichi verticali e assorbono le azioni orizzontali, e da travi prefabbricate con sezione a L e quadrata, che sostengono i solai e i tegoli alari di tipo "ondal" (modellati anch'essi come beam) che definiscono una porzione di piano non rigida. La componente rigida della copertura è data da un solaio alveolare, di cui è stato implementato il carico. La palestra presenta una pensilina in acciaio che è stata implementata come carico nodale ai pilastri prefabbricati su cui scaricano.
Gli elementi di tamponamento della palestra sono costituiti da pannelli prefabbricati verticali e orizzontali che sono stati implementati nel modello come carichi permanenti non strutturali nodali sui pilastri su cui gravano, per quanto riguarda quelli orizzontali, e come masse nodali applicate alle travi, per quanto riguarda quelli verticali.

Per la modellazione dei singoli elementi strutturali si rimanda a quanto detto nel paragrafo 5.4 della presente relazione.

7.4.2 MODELLAZIONE DEI VINCOLI INTERNI ED ESTERNI

Di seguito si riportano le condizioni di vincolo inserite nel software Midas Gen.

Considerando un modello spaziale i movimenti possibili sono sei:

u_x u_y u_z φ_x φ_y φ_z

ovvero:

u_x spostamento in direzione x, u_y spostamento in direzione y, u_z spostamento in direzione z, φ_x rotazione attorno all'asse x, φ_y rotazione attorno all'asse y, φ_z rotazione attorno all'asse z.

Tutti i nodi alla base dei pilastri sono stati vincolati come incastro, ovvero bloccando tutti gli spostamenti e tutte le rotazioni. Tale scelta è stata effettuata in particolare per massimizzare i momenti sugli elementi resistenti fuori terra (pilastri e setti in c.a.).

Per le verifiche sulle fondazioni si è utilizzato invece un sotto modello su suolo elastico alla Winkler con coefficiente pari a 1,2 kg/cm^3.

7.4.3 CRITERI DI VERIFICA E RISULTATI

La valutazione della sicurezza degli elementi strutturali del presente progetto è stata svolta secondo il metodo agli stati limite, in accordo a quanto prescritto dalle NTC18. In particolare, per ogni elemento strutturale, sono state svolte verifiche di resistenza e di deformabilità rispettivamente agli stati limite ultimi e di esercizio.

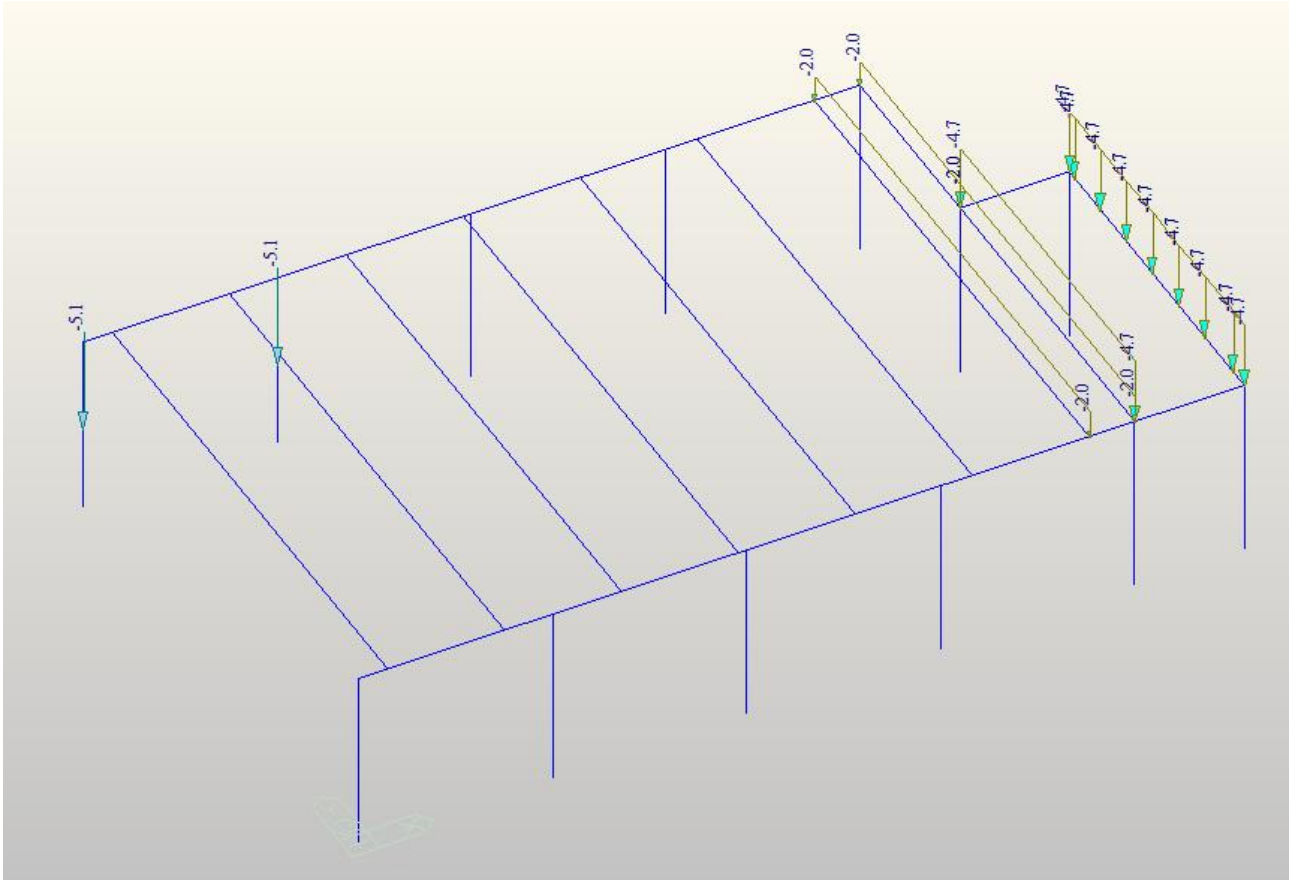
Le condizioni di carico elementari sono state combinate, in automatico all'interno dei programmi impiegati o con calcoli manuali, con coefficienti differenti in base alla tipologia, e sono state definite le varie combinazioni SLE ed SLU, definite dalle NTC18 al paragrafo 2.5.3.

7.4.3.1 Azioni di progetto sulla struttura – carichi

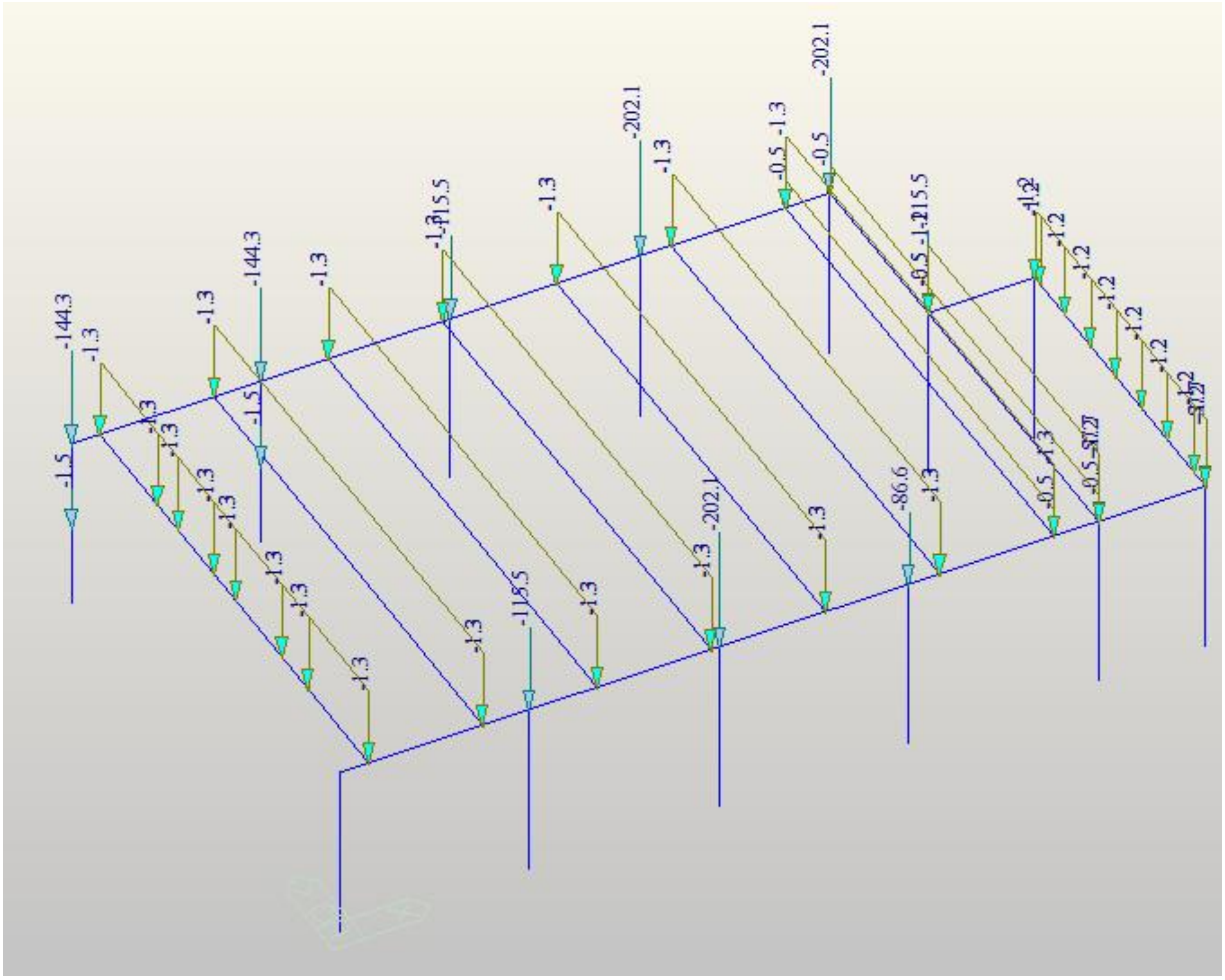
All'interno del modello tridimensionale sono stati inseriti i carichi statici e dinamici a cui è sottoposta la struttura.

Di seguito si riportano le schermate con i carichi principali inseriti in conformità alle analisi eseguite nei precedenti paragrafi:

- Peso proprio solaio e pensilina:

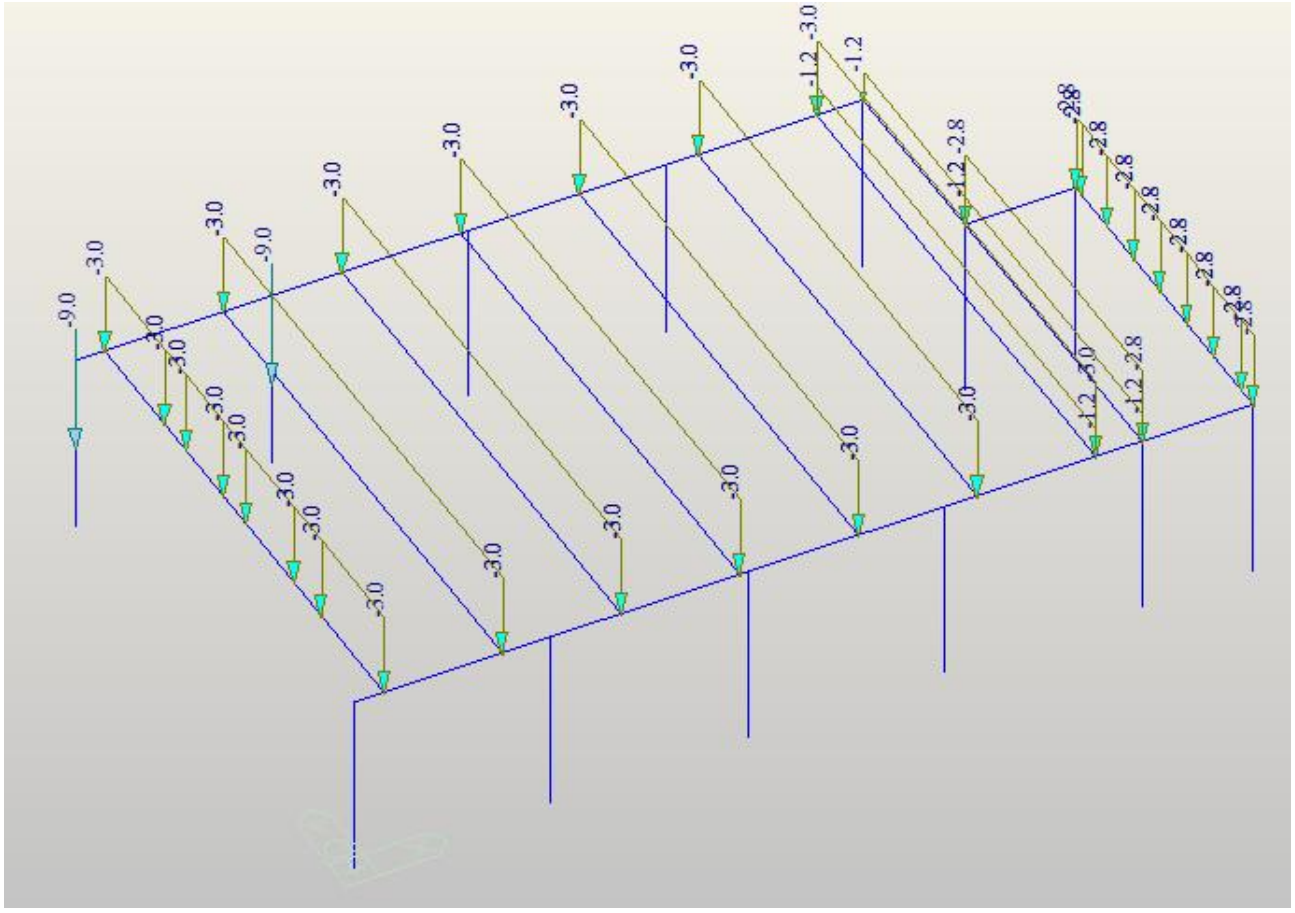


- Permanente non strutturale:

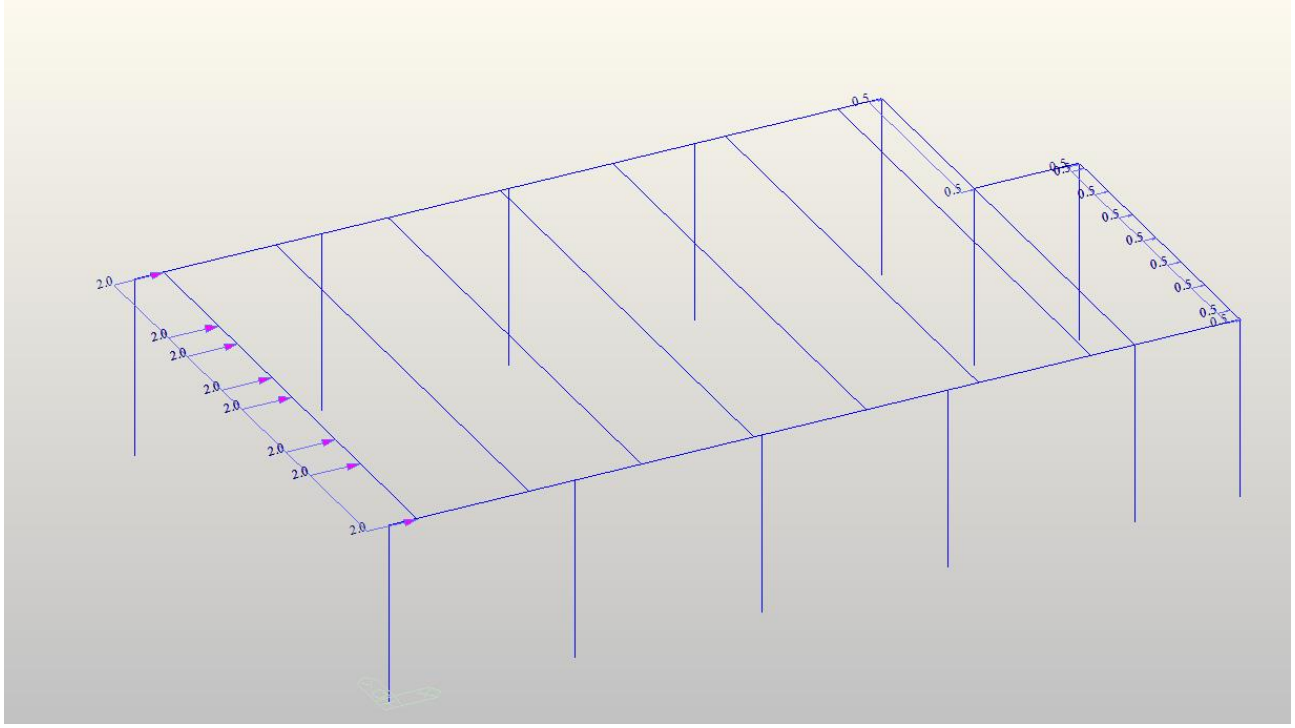


-202.1
-144.3
-115.5
-86.6
-1.5
-1.3
-1.2
-0.5

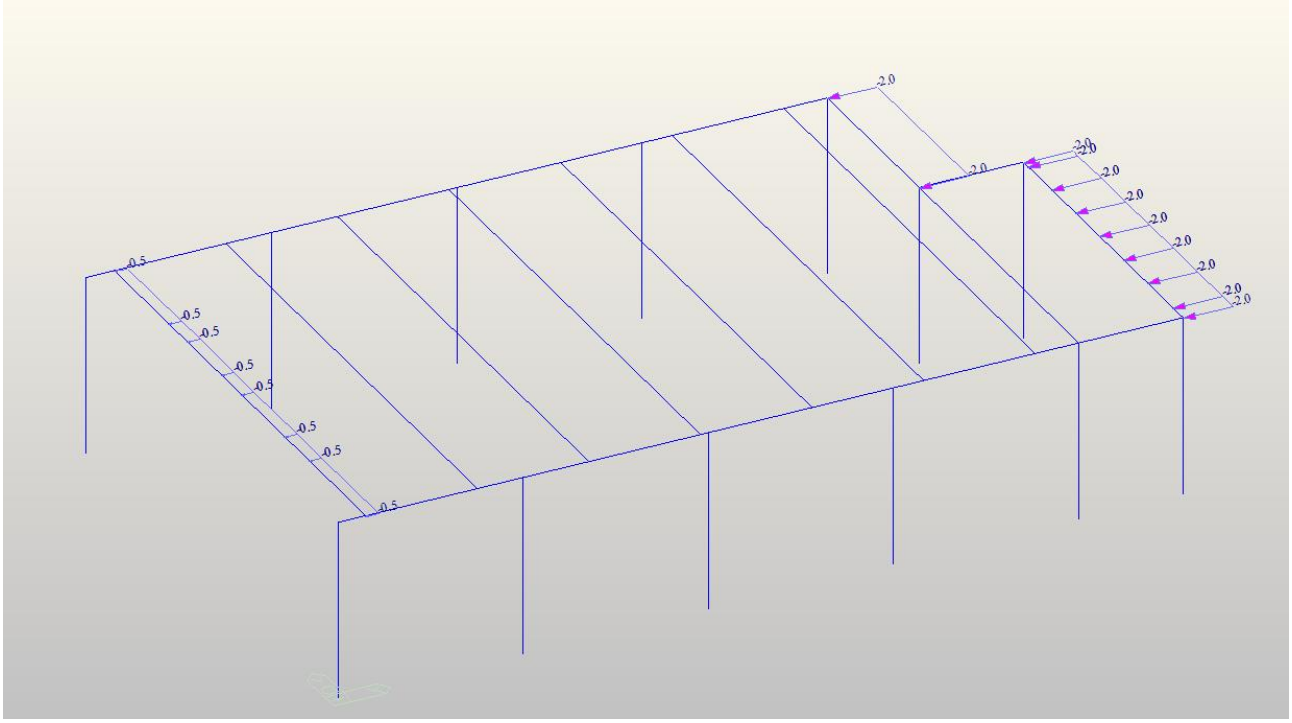
- Variabili copertura (neve):



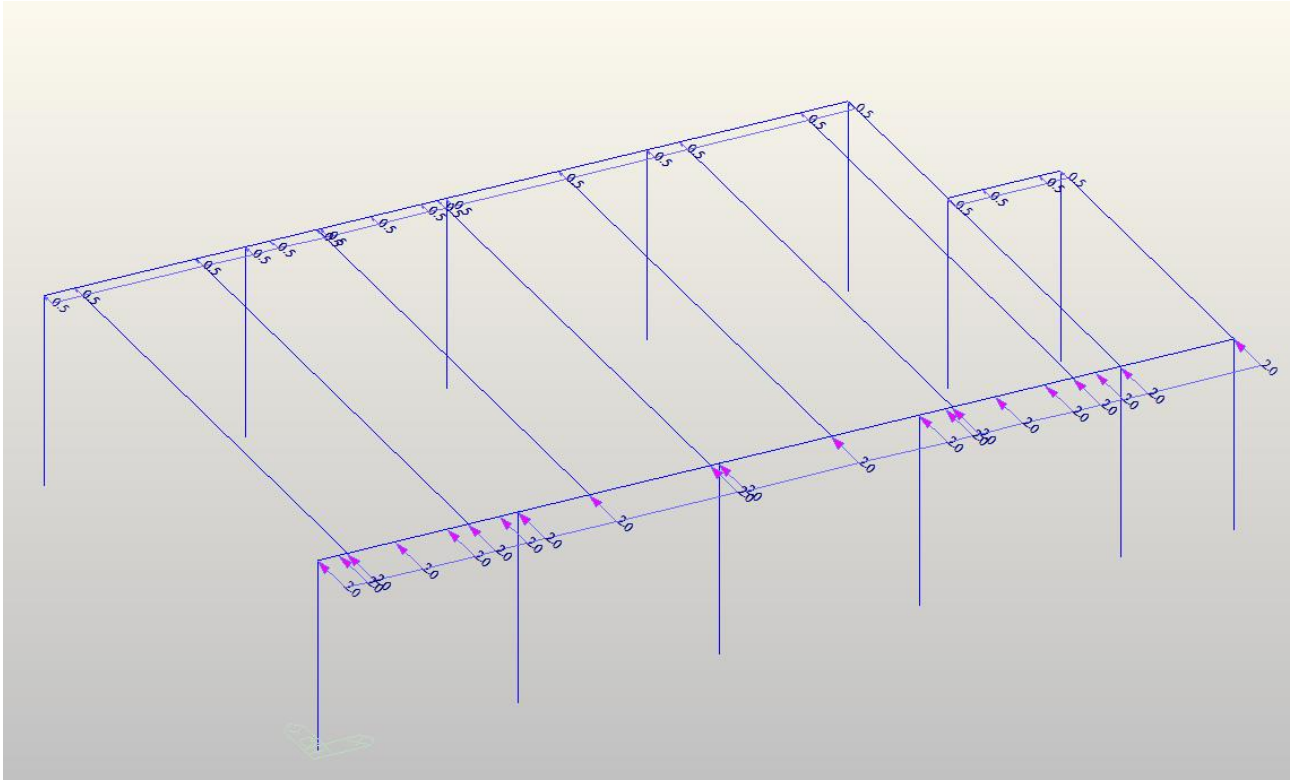
- Variabili vento (direzione +X):



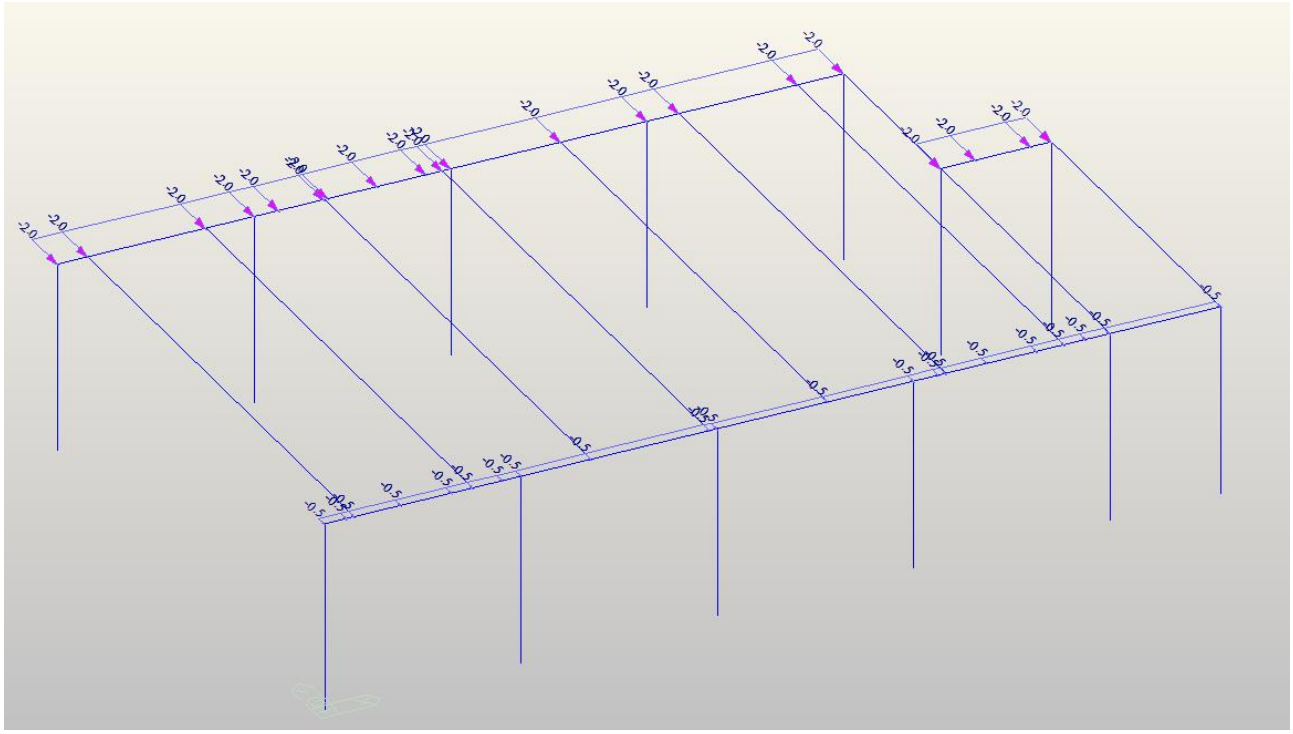
- Variabili vento (direzione -X):



- Variabili vento (direzione +Y):



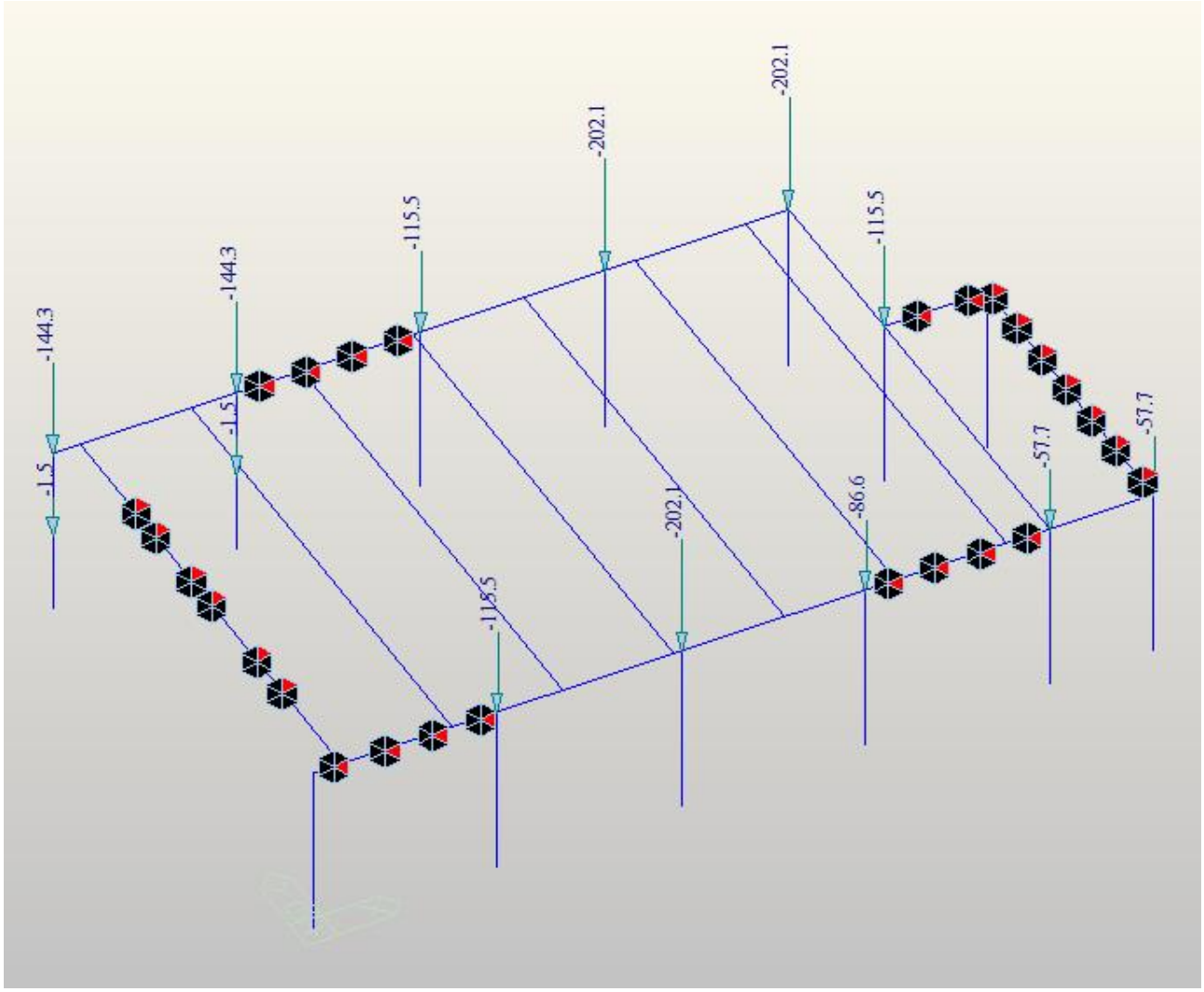
- Variabili vento (direzione -Y):



I carichi agenti derivanti dai pannelli prefabbricati sono stati applicati in modo differente, a seconda di dove essi scaricano il loro peso.

Infatti, i pannelli prefabbricati con orditura orizzontale (appesi) scaricano il loro peso direttamente sui pilastri, quindi è stato applicato al modello un carico nodale in corrispondenza del pilastro che li sostiene. I pannelli con orditura verticale scaricano il loro peso in parte a terra e in parte sulle travi prefabbricate; in questo caso il loro peso è stato assegnato come massa sismica in direzione x o y a seconda del loro orientamento e considerando la situazione peggiore (carico sismico perpendicolare alla superficie del pannello). Per ottenere la situazione peggiore, sono stati applicati solo i pesi maggiori dei pannelli verticali e orizzontali, cioè:

- Peso massimo pannello orizzontale (appeso): 57,73 kN/m^2;
- Peso massimo pannello verticale: 68,98 kN/m^2.



7.4.4 MODELLO GLOBALE DELLA STRUTTURA

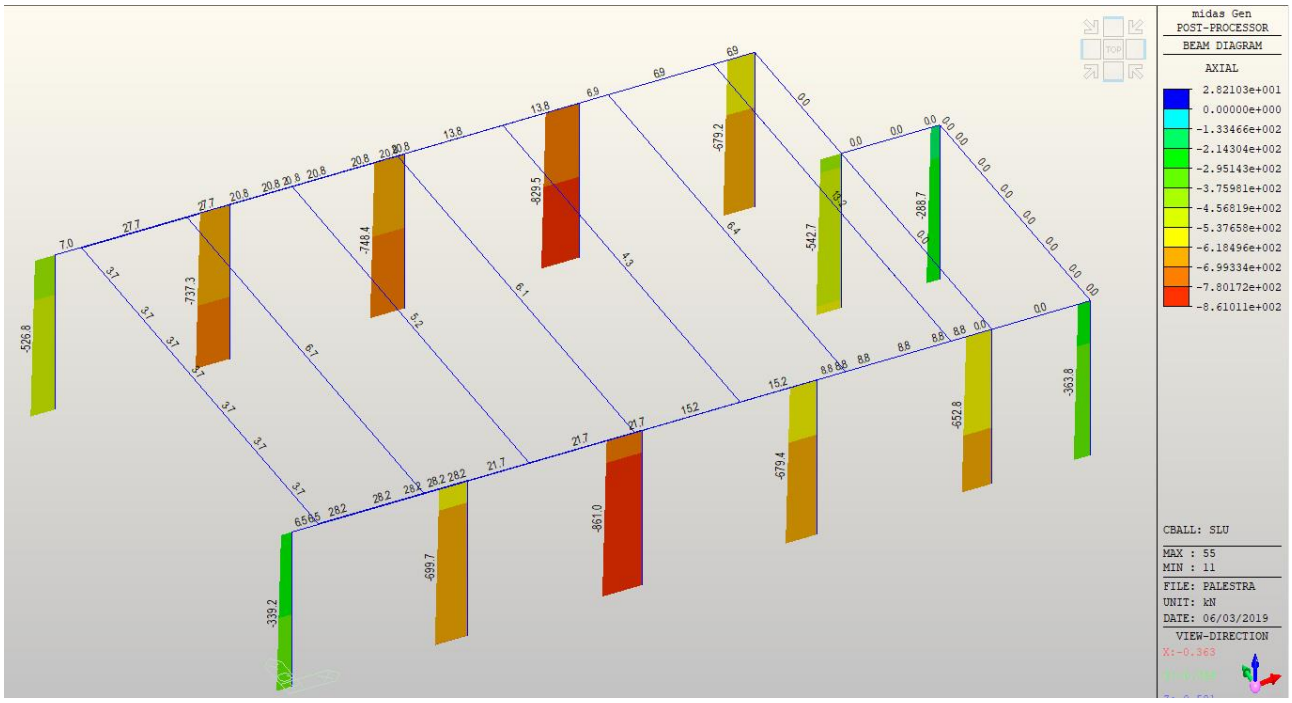
7.4.4.1 Principali sollecitazioni sugli elementi

A seguito dell'analisi si sono ricavate le sollecitazioni sui singoli elementi strutturali.

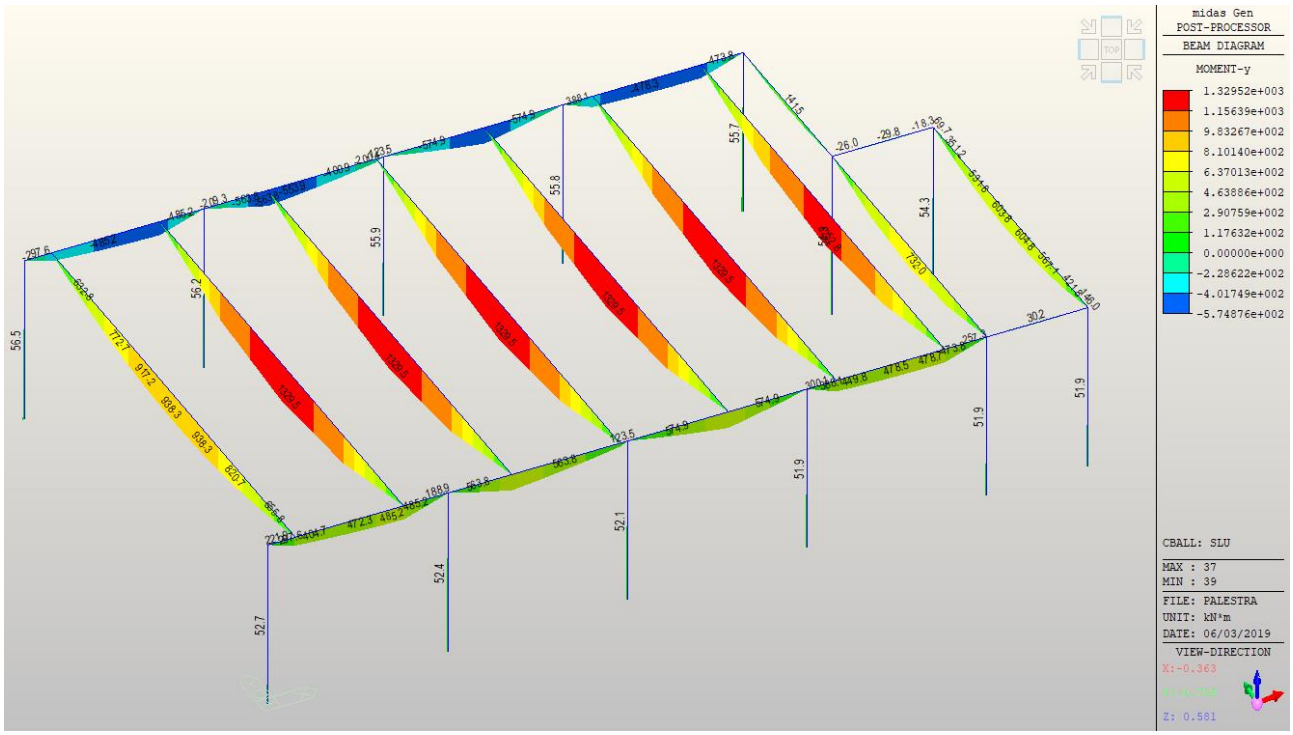
Di seguito si riportano le schermate di alcuni inviluppi più significativi:

- Inviluppo SLU

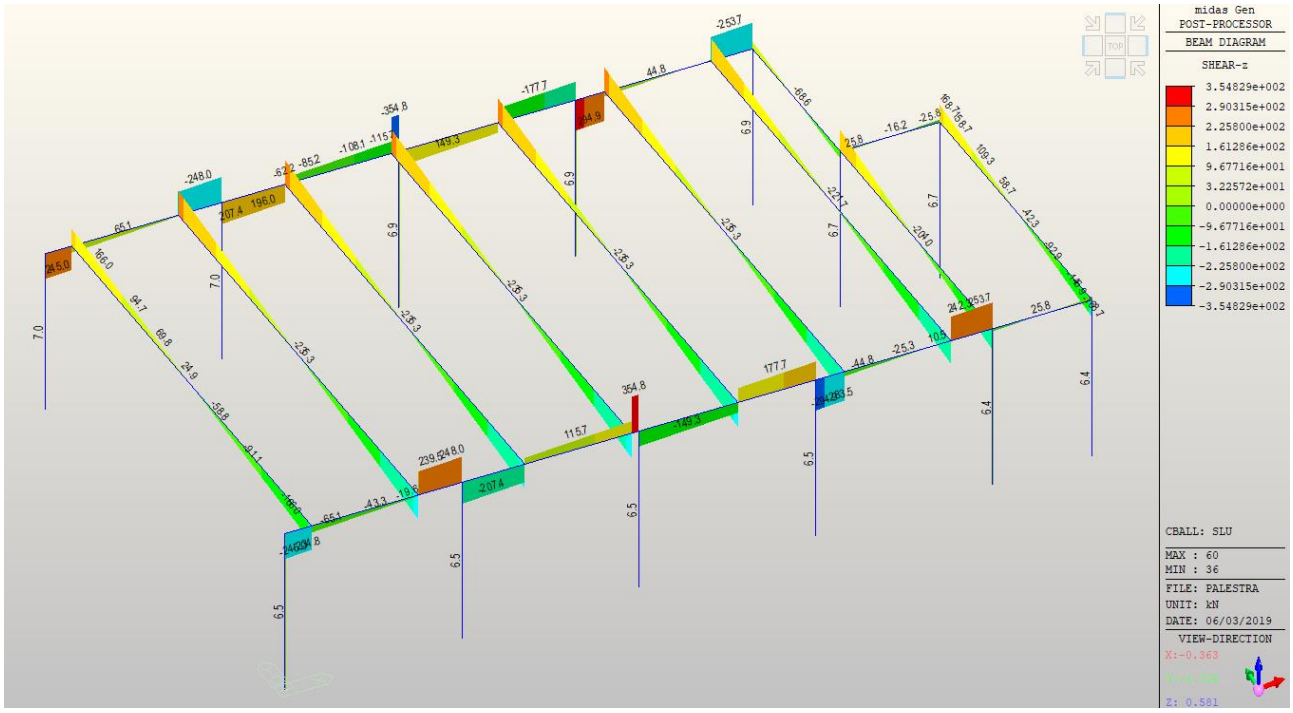
  <u>Azione assiale (N)</u>



Momento flettente (M_y)

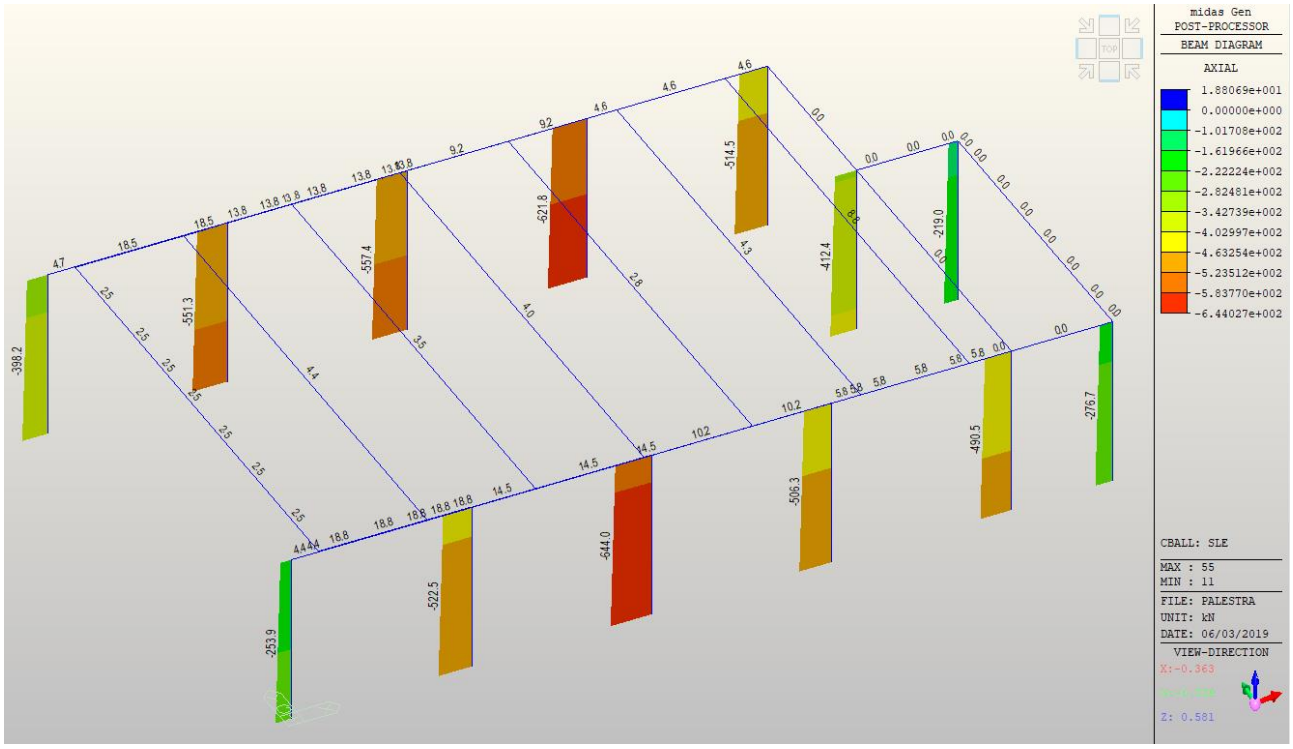


Azione di taglio

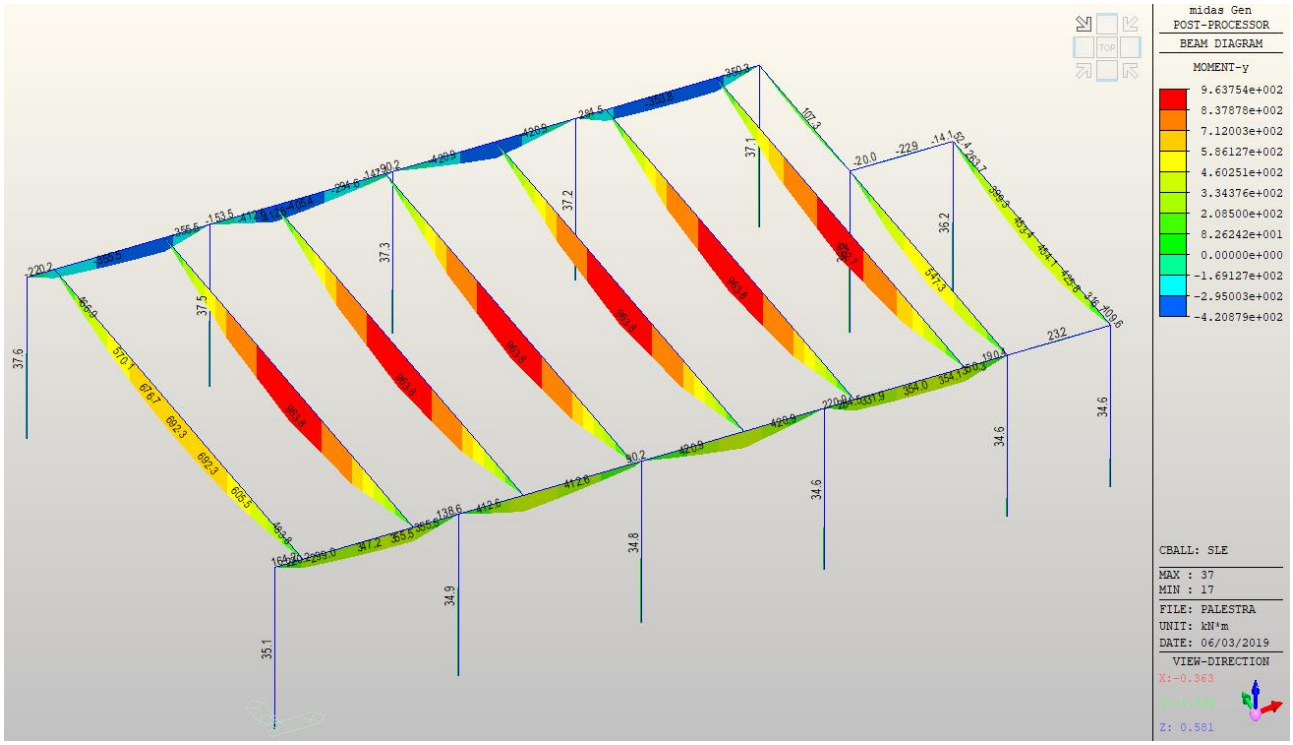


- Inviluppo SLE

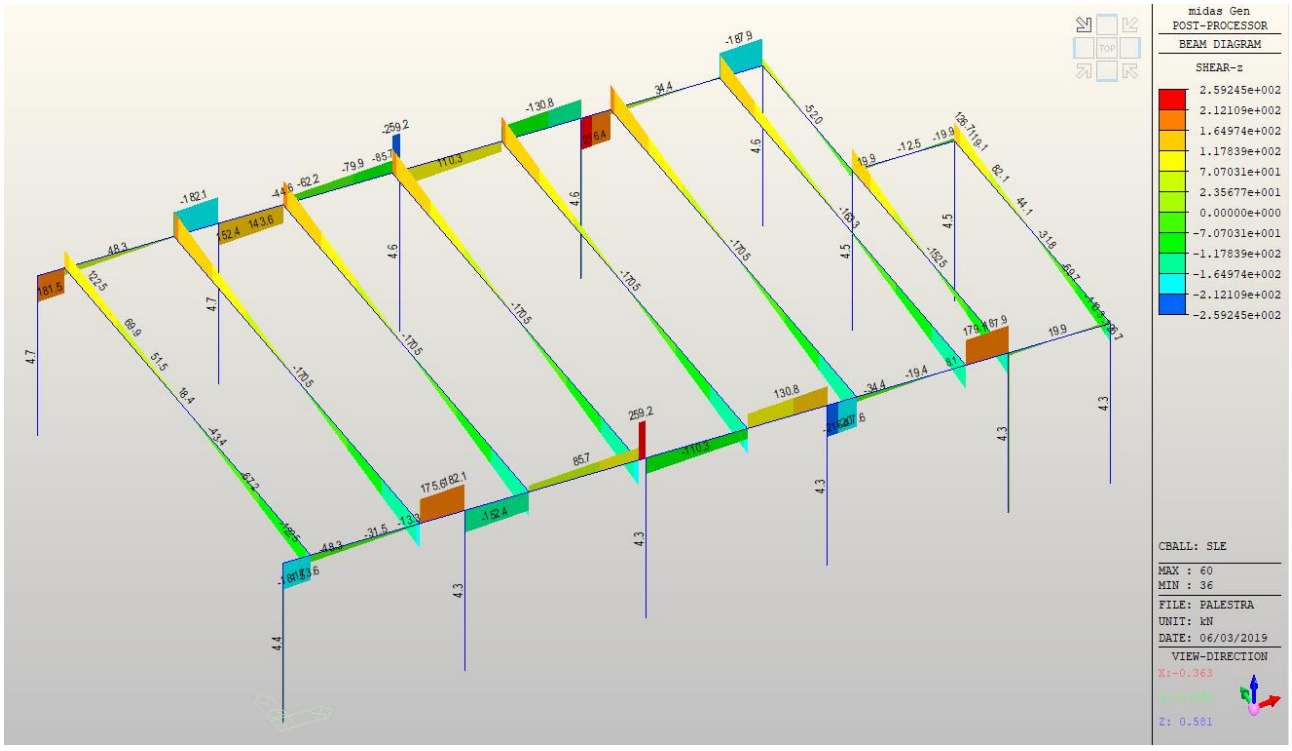
<u>Azione assiale (N)</u>



<u>Momento flettente (M_y)</u>



Azione di taglio



7.4.4.2 Principali modi di vibrare della struttura

A seguito dell'analisi si sono individuati i principali modi di vibrare della struttura, di seguito riportati.

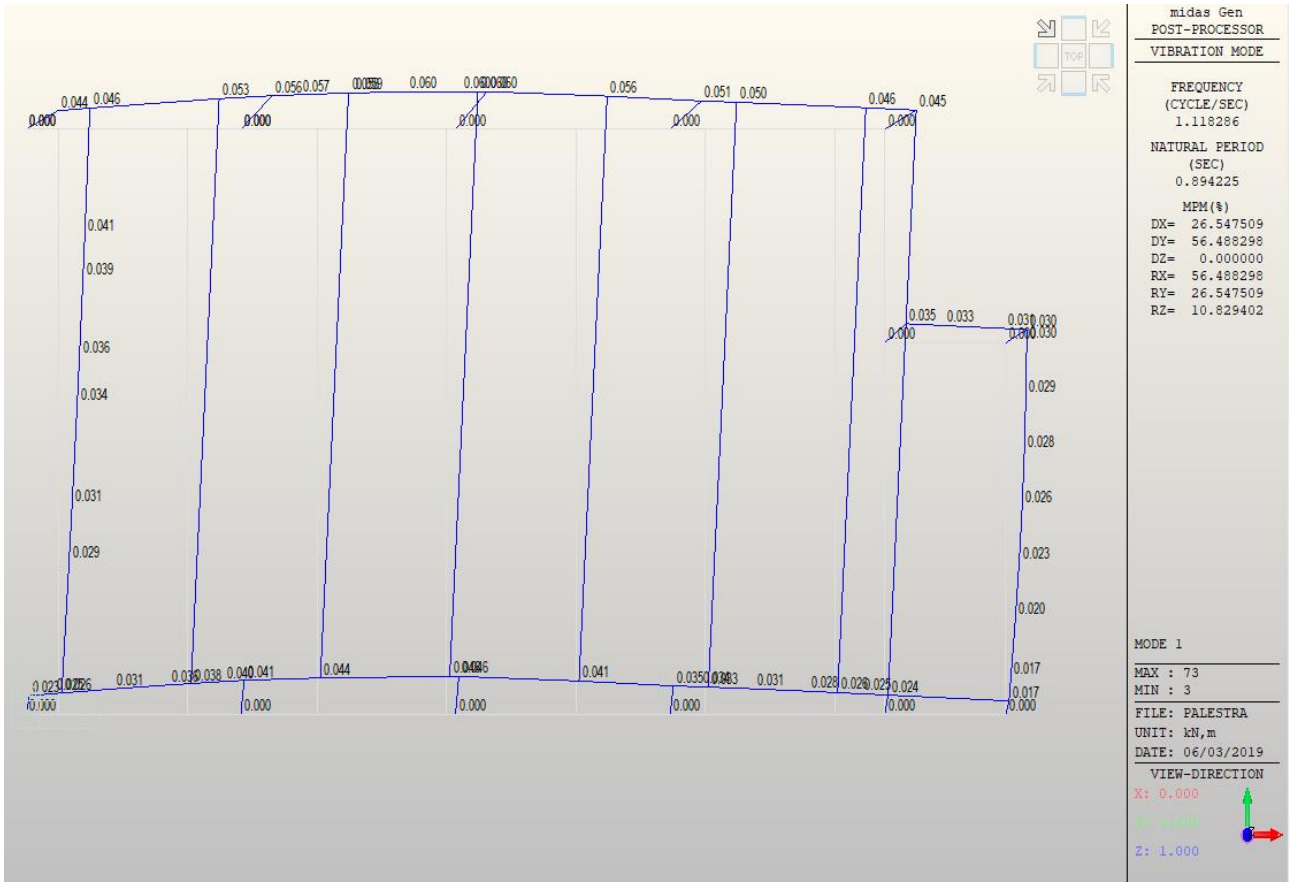
Condizione necessaria è il raggiungimento dell'85% delle masse movimentate nelle direzioni considerate: nel caso in esame tale risultato è stato raggiunto:

- Massa partecipante totale in direzione X: 100%
- Massa partecipante in direzione Y: 99,99%

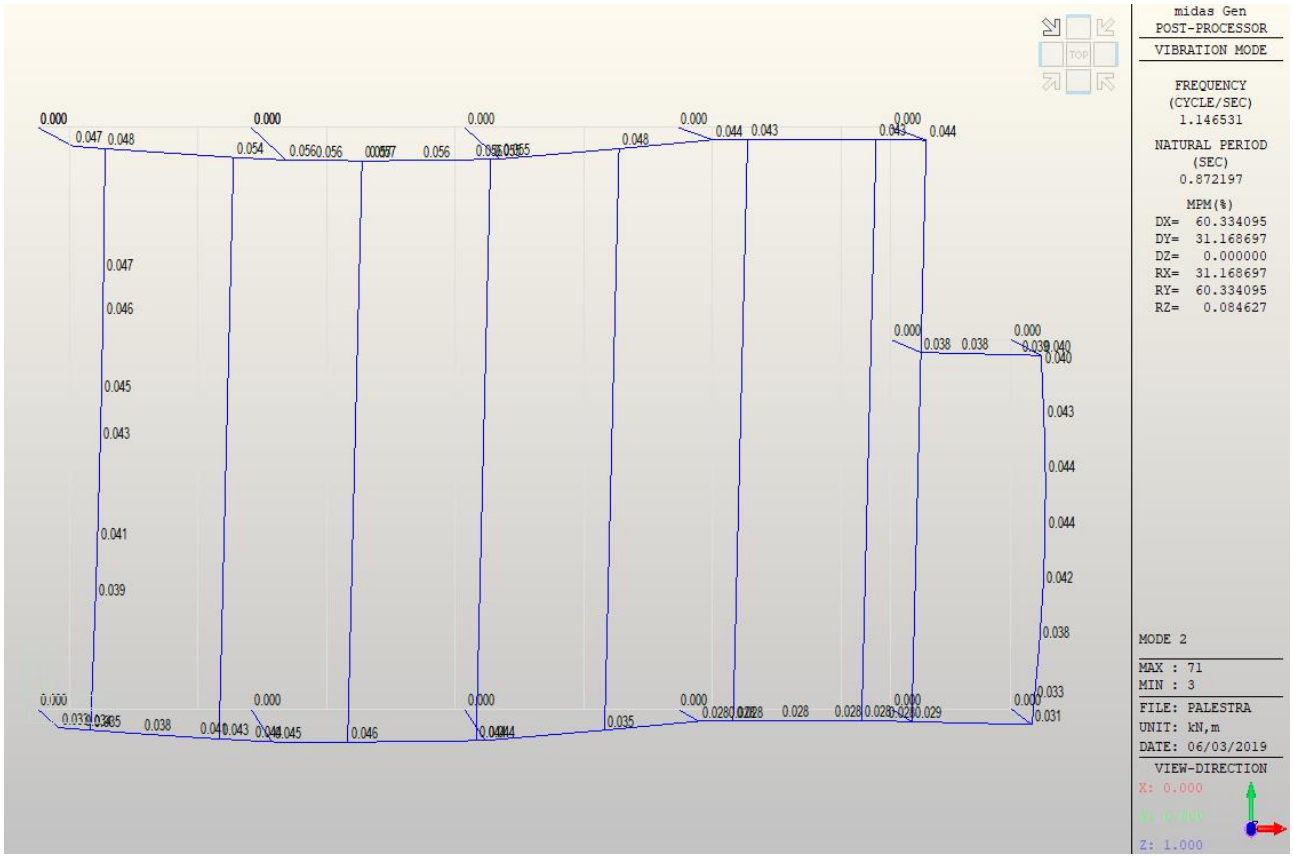
Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS						
Mode No	Frequency (rad/sec)	Frequency (cycle/sec)	Period (sec)	Tolerance		
1	7.0264	1.1183	0.8942	1.2017e-028		
2	7.2039	1.1465	0.8722	1.2017e-028		
3	7.8873	1.2553	0.7966	1.2017e-028		
4	8.3024	1.3214	0.7568	1.2017e-028		
5	9.6154	1.5303	0.6535	1.2017e-028		
6	12.3762	1.9697	0.5077	1.2017e-028		
7	15.4154	2.4534	0.4076	1.2017e-028		
8	16.7898	2.6722	0.3742	1.2017e-028		
9	28.0897	4.4706	0.2237	1.2017e-028		
10	47.0632	7.4903	0.1335	9.9784e-019		

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	26.5475	26.5475	56.4883	56.4883	0.0000	0.0000	56.4883	56.4883	26.5475	26.5475	10.8294	10.8294
2	60.3341	86.8816	31.1687	87.6570	0.0000	0.0000	31.1687	87.6570	60.3341	86.8816	0.0846	10.9140
3	6.3073	93.1889	0.9314	88.5884	0.0000	0.0000	0.9314	88.5884	6.3073	93.1889	8.7749	19.6889
4	6.2577	99.4466	8.1619	96.7503	0.0000	0.0000	8.1619	96.7503	6.2577	99.4466	75.4580	95.1469
5	0.0047	99.4513	2.5509	99.3012	0.0000	0.0000	2.5509	99.3012	0.0047	99.4513	1.9458	97.0927
6	0.0000	99.4513	0.6840	99.9852	0.0000	0.0000	0.6840	99.9852	0.0000	99.4513	2.7511	99.8438
7	0.0039	99.4552	0.0070	99.9921	0.0000	0.0000	0.0070	99.9921	0.0039	99.4552	0.0462	99.8900
8	0.4858	99.9410	0.0005	99.9926	0.0000	0.0000	0.0005	99.9926	0.4858	99.9410	0.1019	99.9920
9	0.0590	100.0000	0.0000	99.9926	0.0000	0.0000	0.0000	99.9926	0.0590	100.0000	0.0015	99.9935
10	0.0000	100.0000	0.0011	99.9937	0.0000	0.0000	0.0011	99.9937	0.0000	100.0000	0.0006	99.9941
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	137.9290	137.9290	295.9000	295.9000	0.0000	0.0000	485.0082	485.0082	226.0787	226.0787	13548.011	13548.011
2	313.4690	451.3980	163.2695	459.1695	0.0000	0.0000	267.6143	752.6225	513.8055	739.8842	105.8722	13653.883
3	32.7698	484.1678	4.8789	464.0484	0.0000	0.0000	7.9970	760.6195	53.7129	793.5970	10977.756	24631.639
4	32.5123	516.6801	42.7539	506.8023	0.0000	0.0000	70.0777	830.6972	53.2908	846.8878	94400.912	119032.55
5	0.0242	516.7043	13.3622	520.1646	0.0000	0.0000	21.9019	852.5992	0.0397	846.9275	2434.2550	121466.80
6	0.0002	516.7046	3.5830	523.7476	0.0000	0.0000	5.8729	858.4721	0.0004	846.9279	3441.7455	124908.55
7	0.0201	516.7247	0.0364	523.7840	0.0000	0.0000	0.0597	858.5318	0.0329	846.9609	57.8512	124966.40
8	2.5239	519.2486	0.0025	523.7865	0.0000	0.0000	0.0040	858.5358	4.1370	851.0978	127.5027	125093.90
9	0.3065	519.5551	0.0000	523.7865	0.0000	0.0000	0.0000	858.5359	0.5024	851.6002	1.9029	125095.80
10	0.0000	519.5551	0.0055	523.7920	0.0000	0.0000	0.0091	858.5449	0.0000	851.6002	0.7241	125096.53

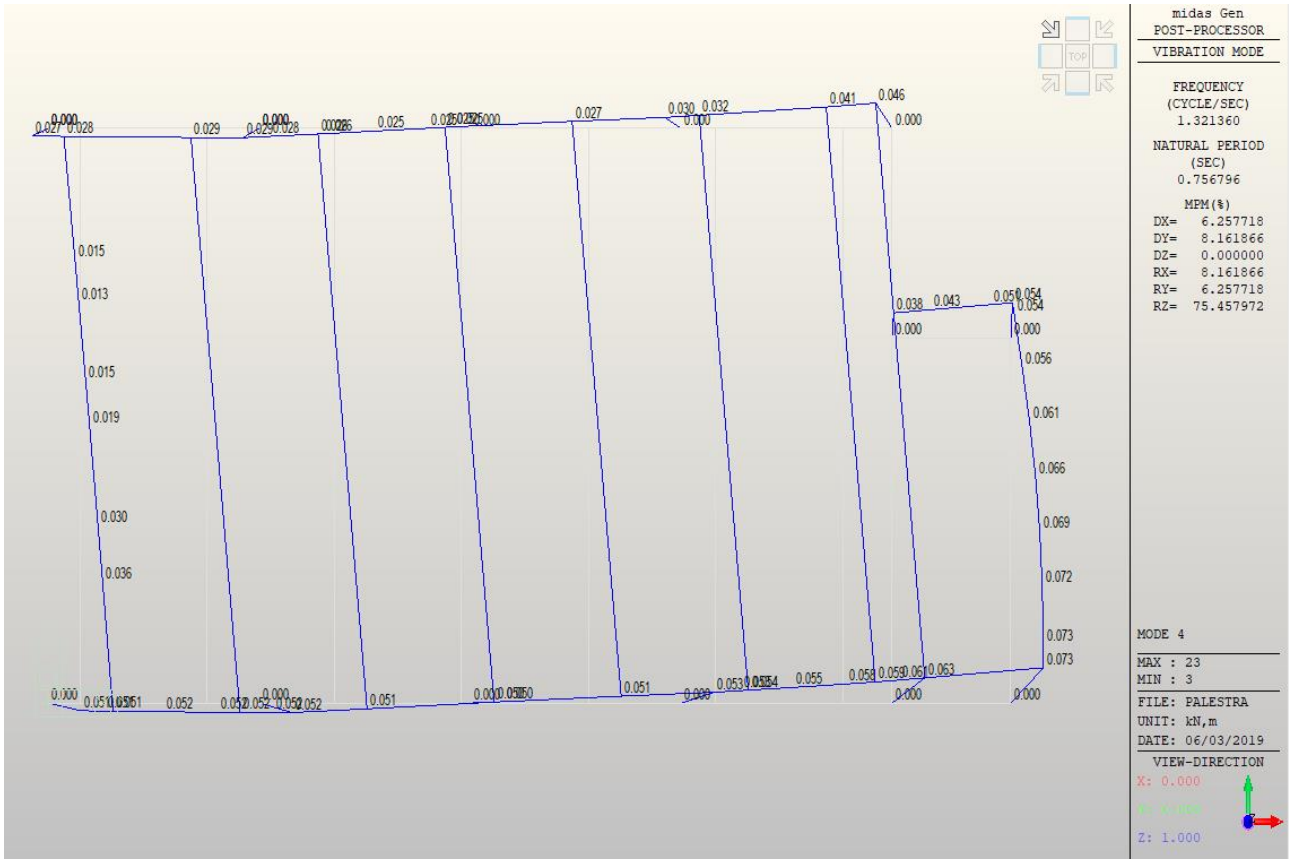
- Modi di vibrare: numero 1 (principale in Y - traslazionale)



- Modi di vibrare: numero 2 (principale in X –traslazionale)



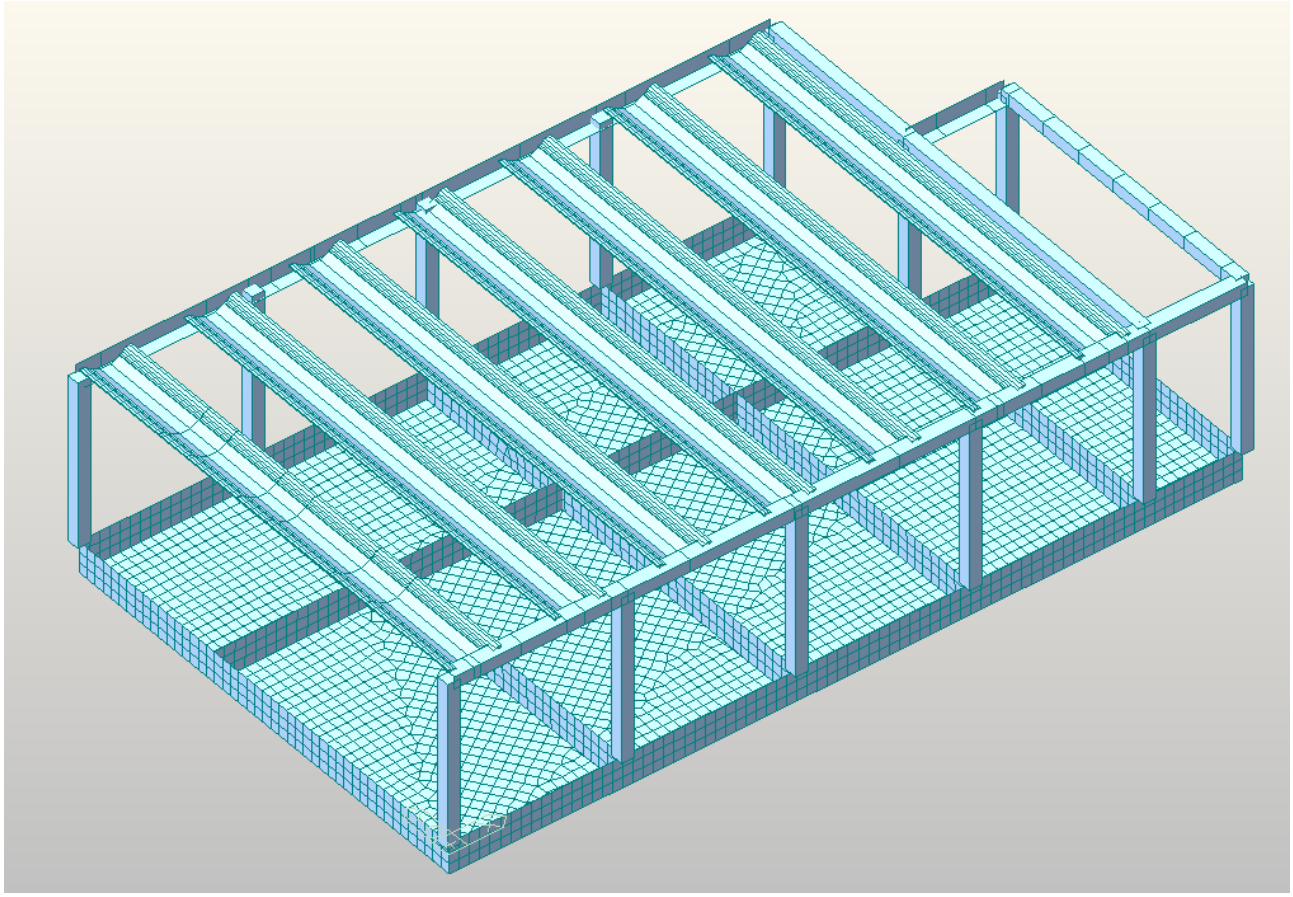
- Modi di vibrare: numero 3 (rotazionale)



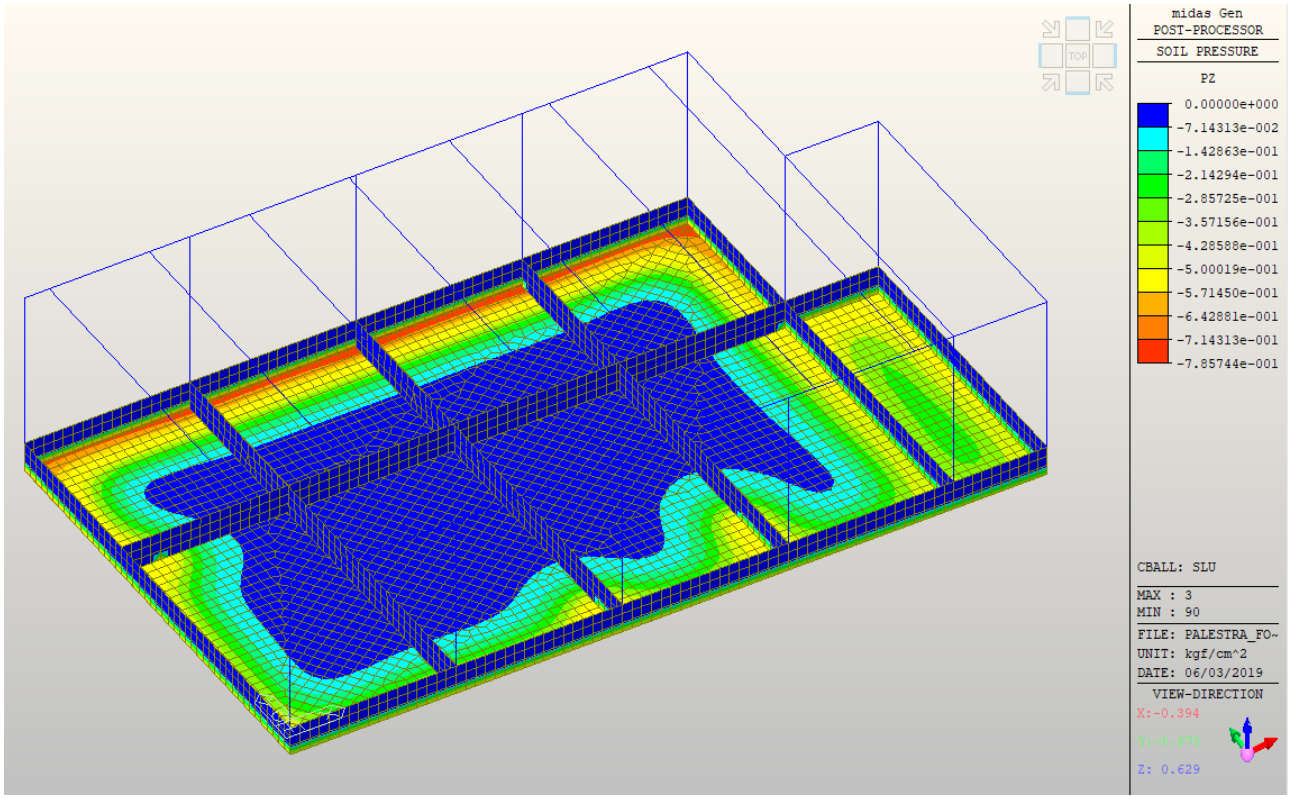
7.4.4.3 Pressione in fondazione

A seguito della modellazione appena illustrata, per ricavare il valore della pressione in fondazione, la stessa costruzione è stata modellata implementando la platea e le nervature in cemento armato su cui poggia.

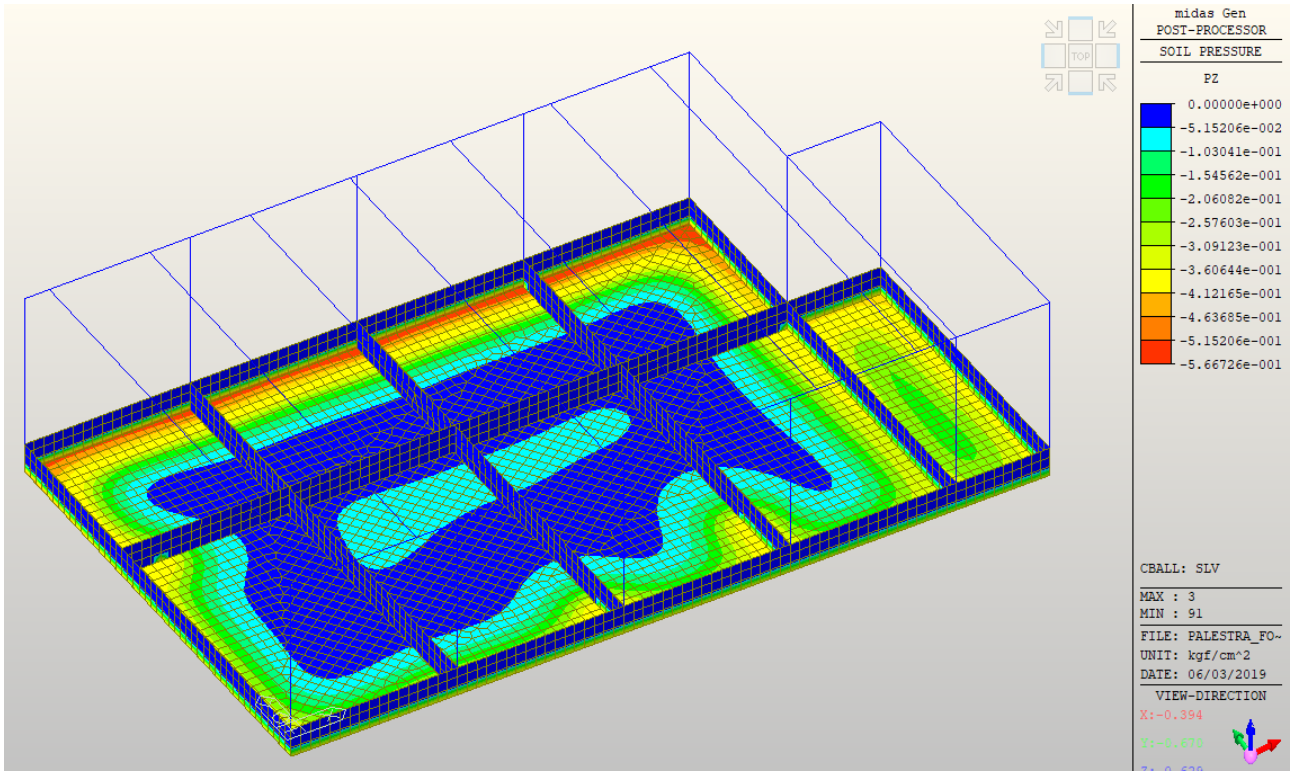
La platea è stata realizzata creando un elemento superficie di spessore 20 cm, assegnando il materiale corrispondente (cls di classe C25/30) e impostandola su suoli elastici alla Winkler (coefficiente assunto pari a 1,2 kg/cm^3) tramite un vincolo molla.



Si riportano di seguito i risultati ottenuti allo SLU:


midas Gen
POST-PROCESSOR
SOIL PRESSURE
PZ
0.00000e+000
-7.14313e-002
-1.42863e-001
-2.14294e-001
-2.85725e-001
-3.57156e-001
-4.28588e-001
-5.00019e-001
-5.71450e-001
-6.42881e-001
-7.14313e-001
-7.85744e-001
CBALL: SLU
MAX : 3
MIN : 90
FILE: PALESTRA_FO~
UNIT: kgf/cm^2
DATE: 06/03/2019
VIEW-DIRECTION
X:-0.394
Z: 0.629

Ed allo SLV:

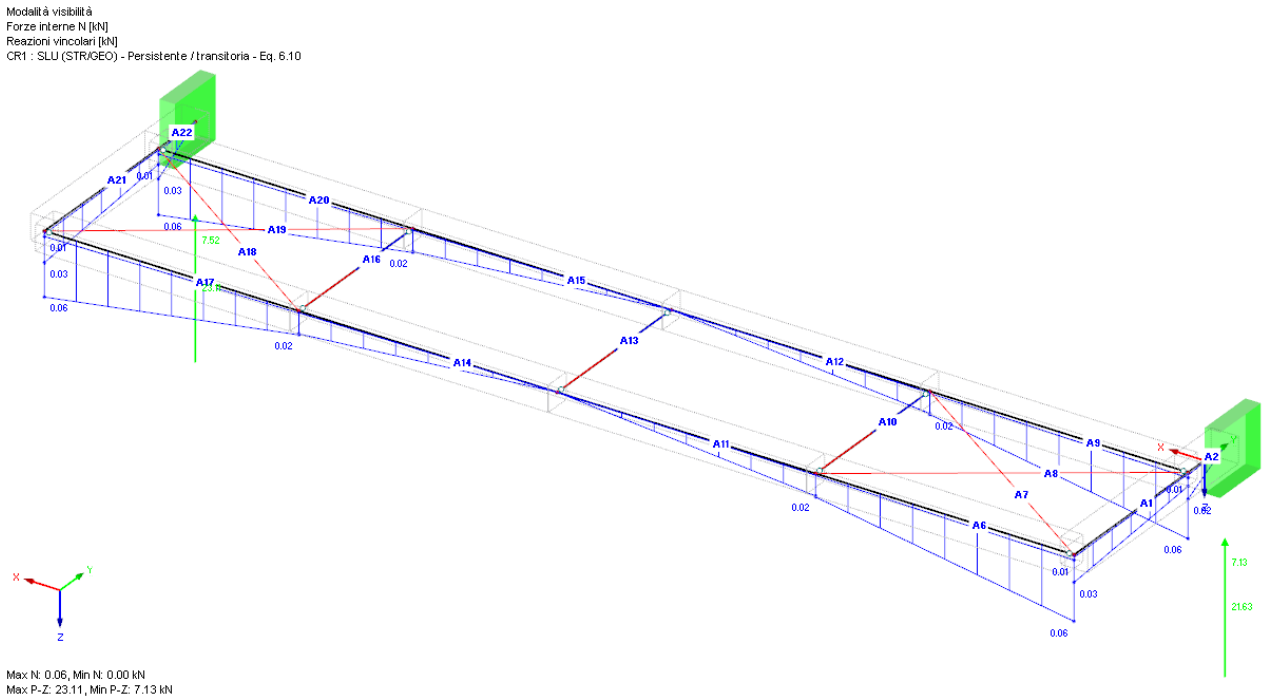

midas Gen
POST-PROCESSOR
SOIL PRESSURE
PZ
0.00000e+000
-5.15206e-002
-1.03041e-001
-1.54562e-001
-2.06082e-001
-2.57603e-001
-3.09123e-001
-3.60644e-001
-4.12165e-001
-4.63685e-001
-5.15206e-001
-5.66726e-001
CBALL: SLV
MAX : 3
MIN : 91
FILE: PALESTRA_FO~
UNIT: kgf/cm^2
DATE: 06/03/2019
VIEW-DIRECTION
X:-0.394

7.4.5 MODELLO LOCALE DELLA PENSILINA

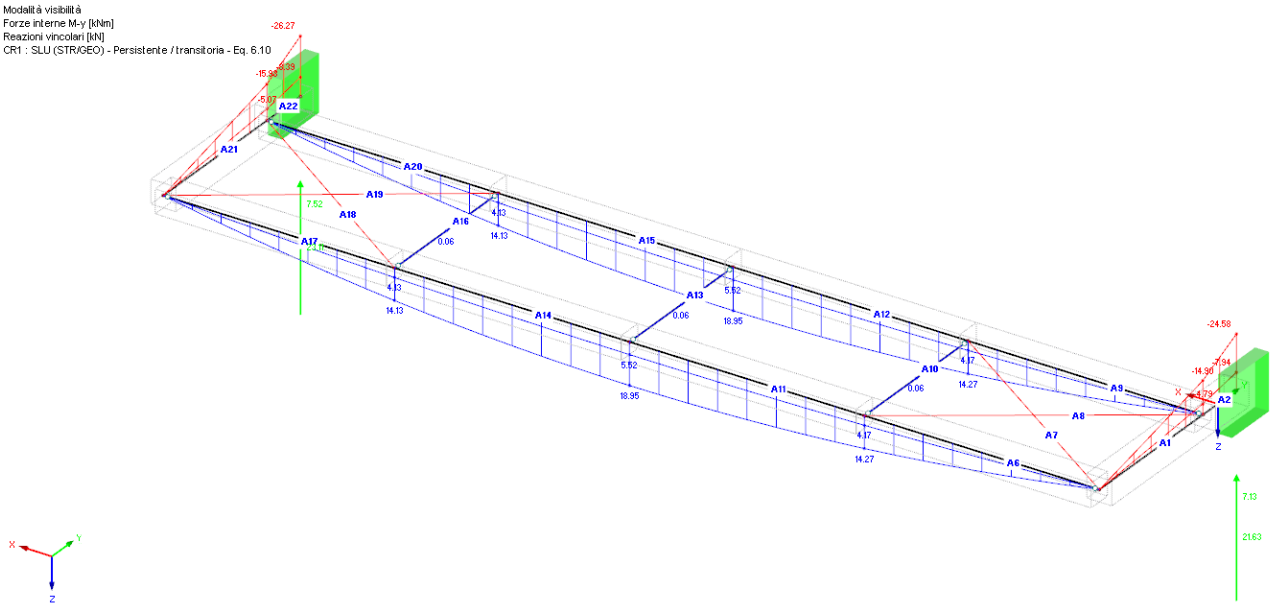
Insieme al modello globale della struttura, è stato realizzato anche un modello locale della pensilina caratterizzata da elementi in acciaio su cui poggi il solaio in lamiera grecata. Questo modello è stato realizzato con il programma agli elementi finiti Dlubal Rfem e sono stati ottenuti i seguenti risultati allo SLU e allo SLE (in particolare, si riportano le sollecitazioni riferite alle combinazioni frequente e e caratteristica):

<u>SLU</u>

- Azione assiale

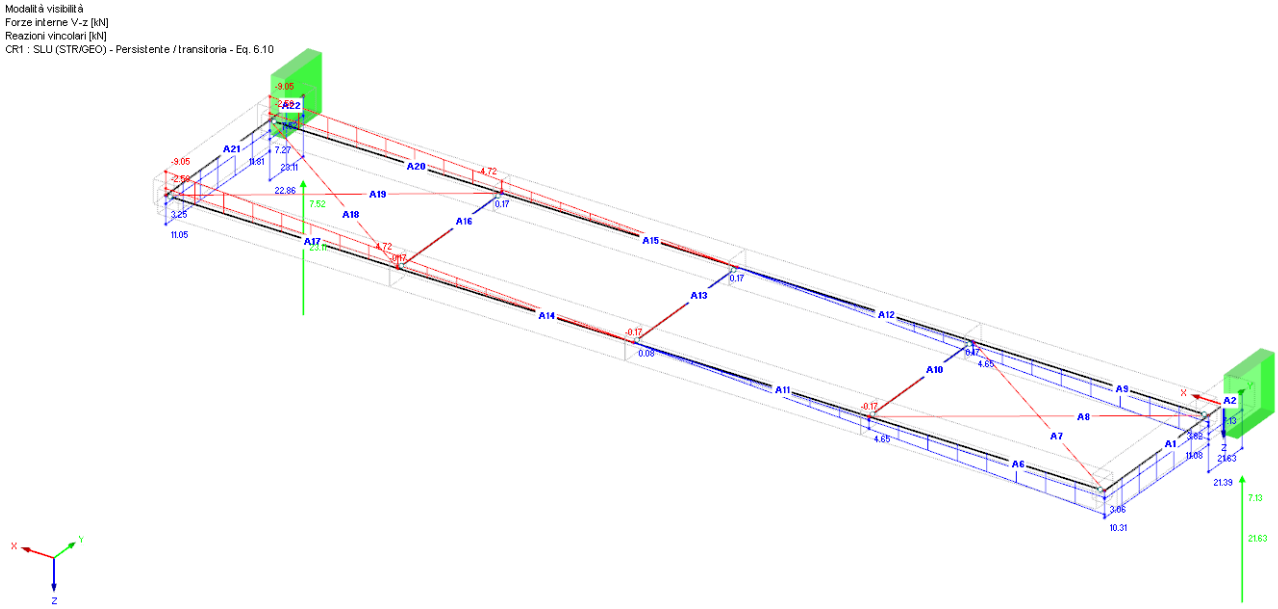


- Momento flettente



Max M-y: 18.95, Min M-y: -26.27 kNm
Max P-Z: 23.11, Min P-Z: 7.13 kN

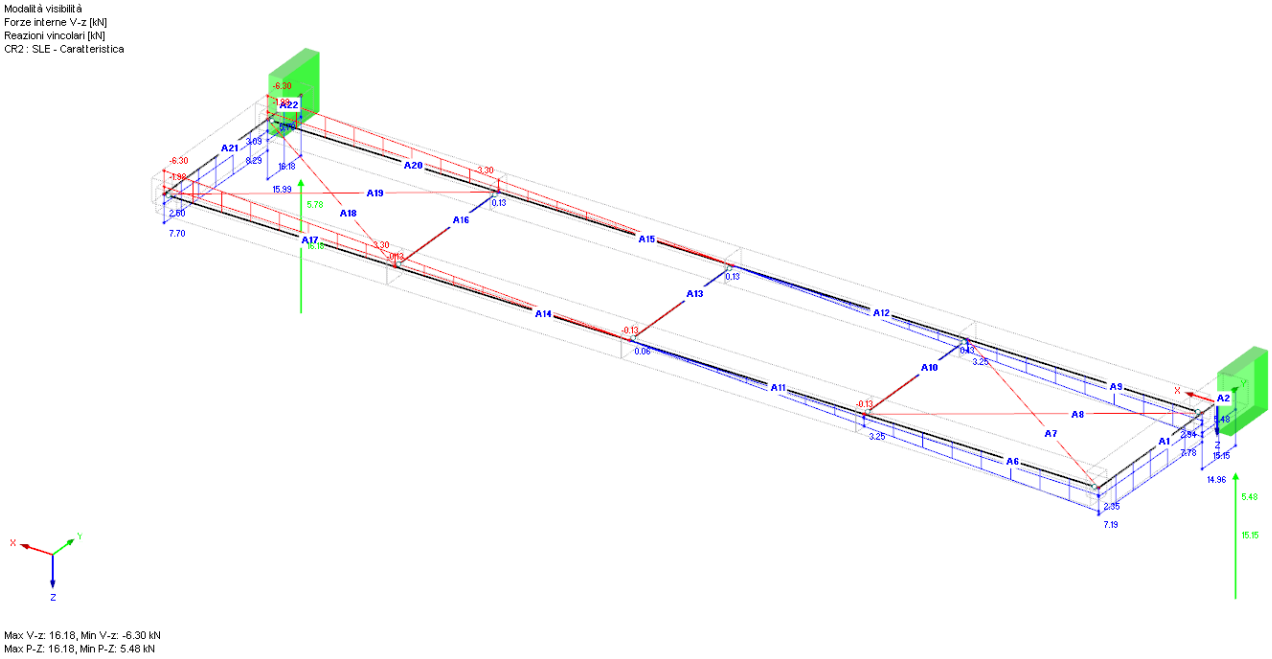
- Azione di taglio



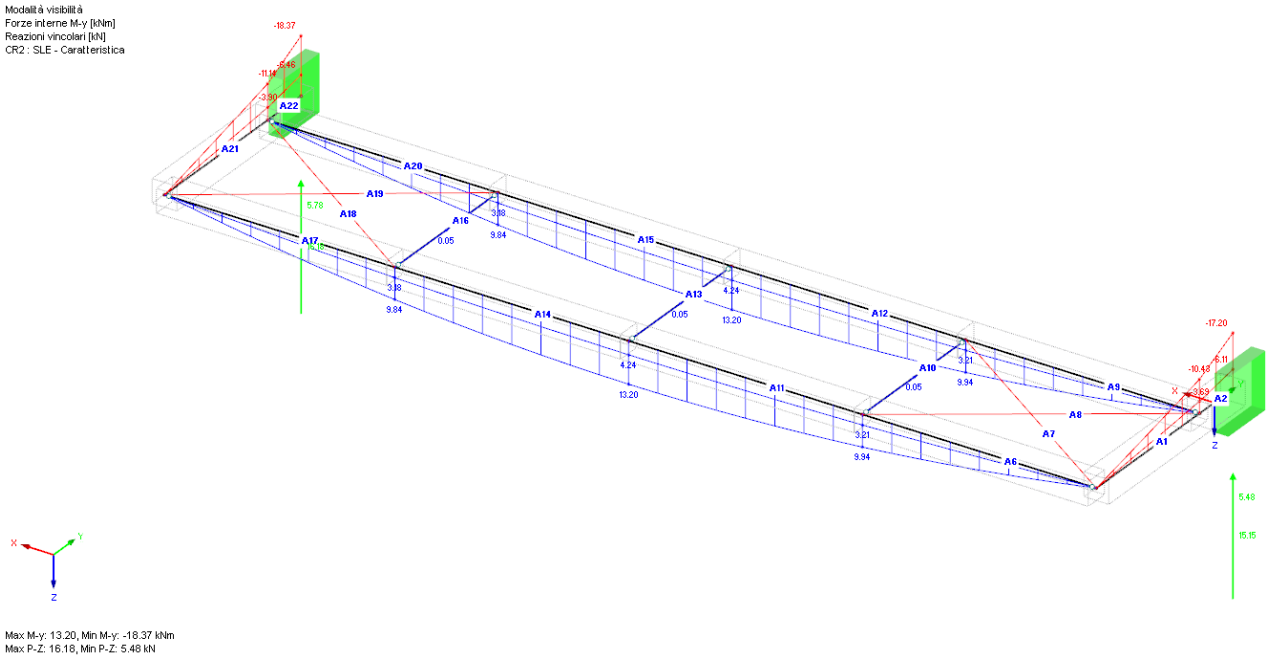
Max V-z: 23.11, Min V-z: -9.05 kN
Max P-Z: 23.11, Min P-Z: 7.13 kN

<u>SLE CARATTERISTICA</u>

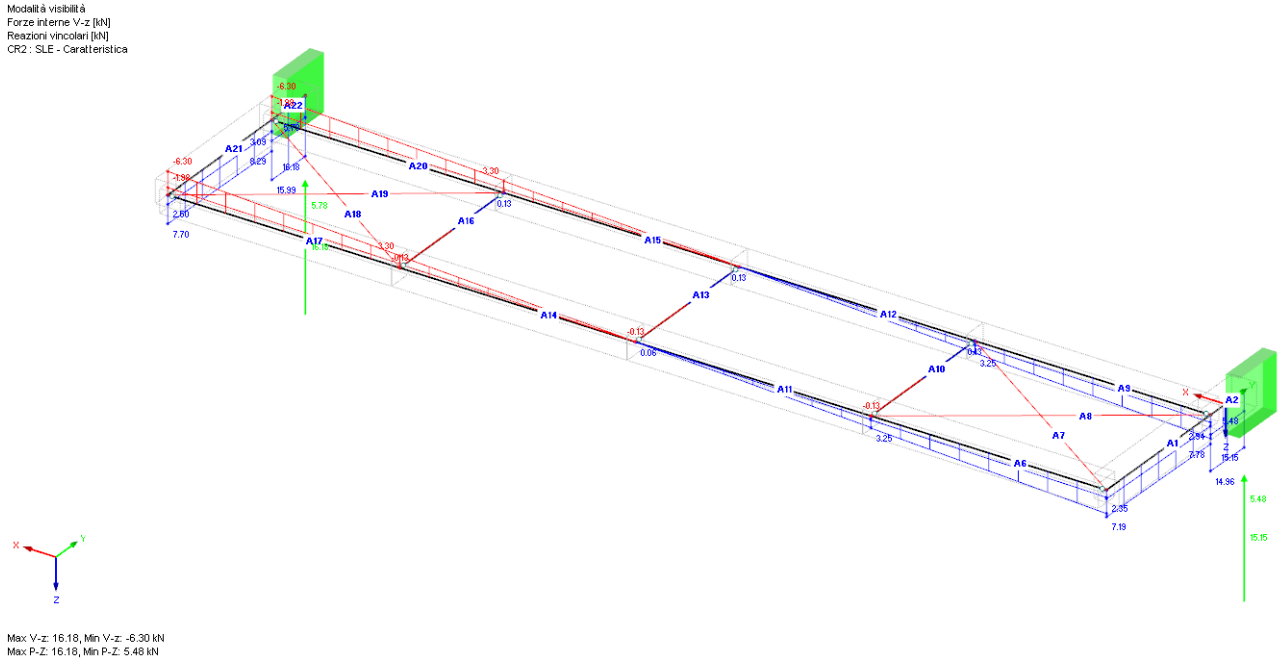
- Azione assiale



- Momento flettente

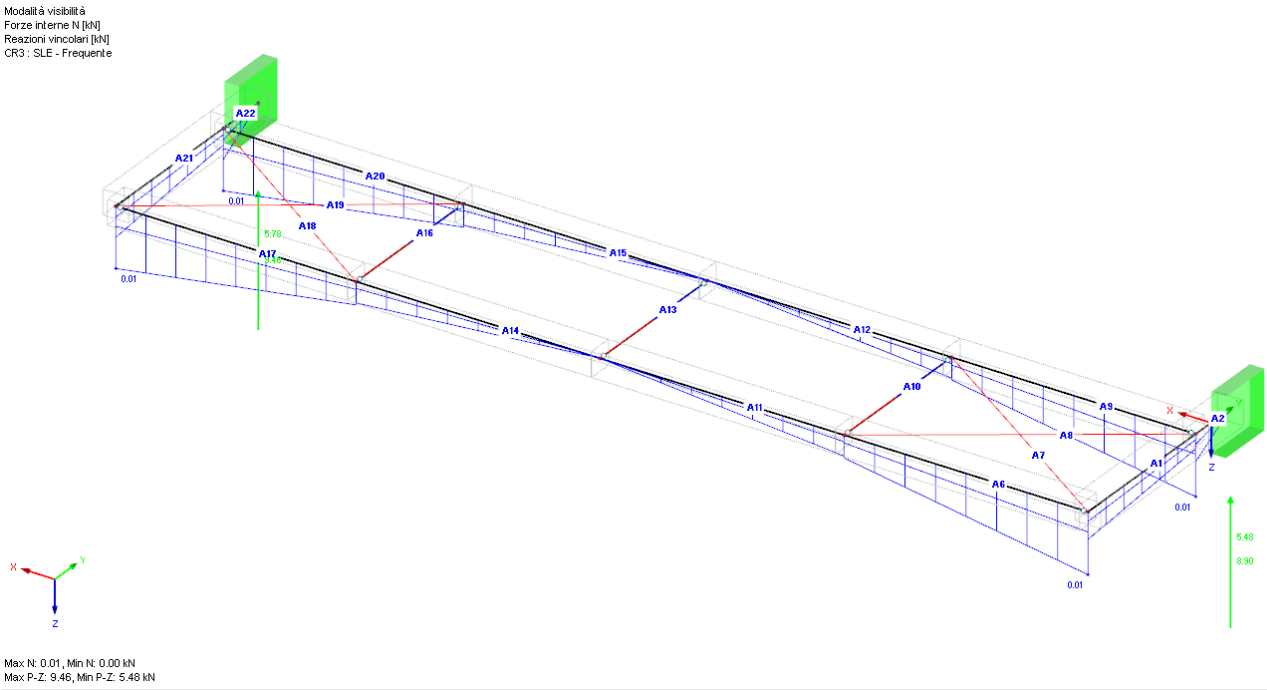


- Azione di taglio

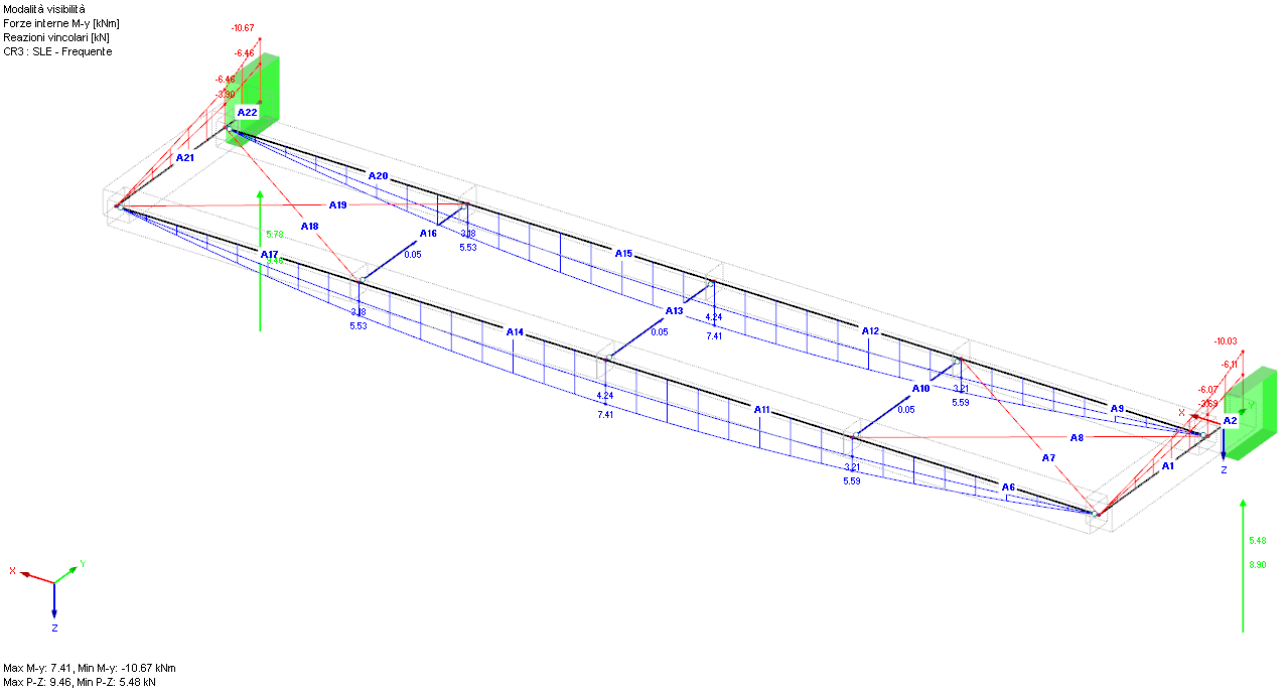


SLE FREQUENTE

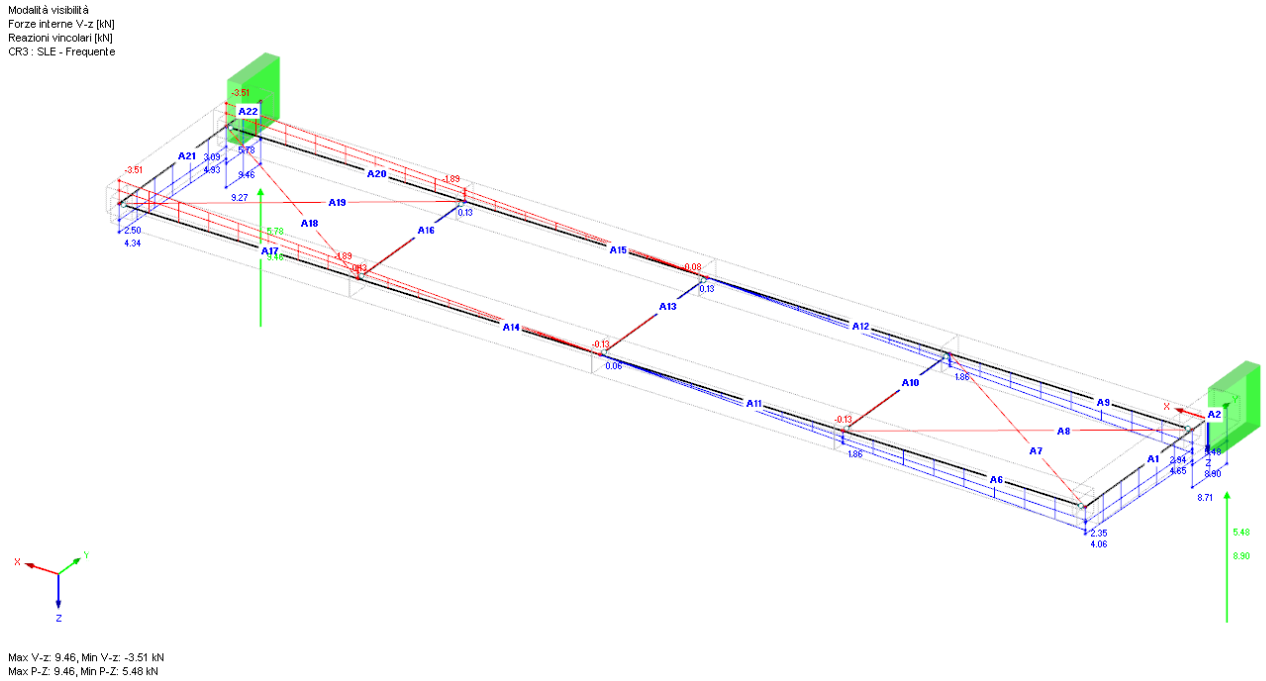
- Azione assiale



- Momento flettente



- Azione di taglio



Sempre con il programma RFem di Dlubal, sono state eseguite le verifiche dei profili in acciaio, in accordo con quanto riportato all'interno dell'Eurocodice 3. Si riportano di seguito le schermate inerenti ai risultati ottenuti, dove sono messe in evidenza le situazioni peggiori:

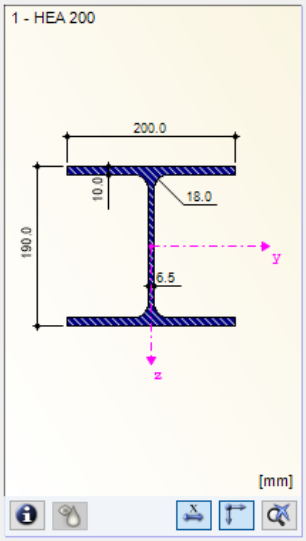
2.1 Progetto per caso di carico

Carico	A Descrizione	B Asta nr.	C Posizione x [m]	D Rapporto di progetto	E	F Formula di progetto	G SP
	Progetto allo stato limite ultimo						
CR1	SLU (STR/GEO) - Persistente	15	0.000	0.35	≤ 1	ST371) Analisi di stabilità - Flessione e compressione sec. 6.3.4, metodo generale	PT
	Progetto allo stato limite di esercizio						
CR2	SLE - Caratteristica	12	2.083	0.45	≤ 1	SE401) Esercizio - Combinazione di azioni "Caratteristica" - Direzione z	SC
CR3	SLE - Frequente	12	2.083	0.17	≤ 1	SE402) Esercizio - Combinazione di azioni "Frequente" - Direzione z	SF

Max: 0.45 ≤ 1 > 1,0

Dettagli - Asta 15 - x: 0.000 m - CR1

Verifica della sezione trasversale massima	$\eta_{ult,k,max}$	0.160			Eq. (6.2)
Amplificatore	$\alpha_{ult,k}$	6.232			6.3.4(2)
Amplificatore	$\alpha_{cr,op}$	4.438			6.3.4(3)
Snellezza	$\lambda_{\_op}$	1.185			Eq. (6.64)
Curva d'instabilità	Cl_z	c			Tab. 6.2
Coefficiente di imperfezione	α_z	0.490			Tab. 6.1
Coefficiente ausiliare	$\Phi_{op,z}$	1.444			6.3.1.2(1)
Coefficiente di riduzione	$\chi_{op,z}$	0.441			Eq. (6.49)
Altezza della sezione	h	190.0	mm		
Larghezza della sezione	b	200.0	mm		
Criterio	h/b	0.95		≤ 2	Tab. 6.5
Curva d'instabilità	Cl_{LT}	b			Tab. 6.5
Coefficiente di imperfezione	α_{LT}	0.340			Tab. 6.3
Parametro	$\lambda_{\_LT,0}$	0.200			6.3.2.3(1)
Parametro	β	1.000			6.3.2.3(1)
Coefficiente ausiliare	$\Phi_{op,LT}$	1.370			6.3.2.3(1)
Coefficiente di riduzione	$\chi_{op,LT}$	0.486			Eq. (6.57)
Coefficiente di riduzione	χ_{op}	0.486			6.3.4(4) a)
Coefficiente parziale	γ_{M1}	1.050			6.1
Rapporto di progetto	η	0.35		≤ 1	(6.63)
Formula di progetto					
$\gamma_{M1} / (\chi_{op}\, \alpha_{ult,k}) = 0.35 \leq 1$ (6.63)					



2.2 Progetto per sezione trasversale

Sezione nr.	A Asta nr.	B Posizione x [m]	C Carico	D Rapporto di progetto	E	F Formula di progetto
1	HEA 200					
	23	0.283	CR1	0.00	≤ 1	CS100) Forze interne trascurabili
	22	0.000	CR1	0.23	≤ 1	CS111) Verifica della sezione trasversale - Flessione intorno all'asse y sec. 6.2.5 - Classe 1 o 2
	22	0.000	CR1	0.08	≤ 1	CS121) Verifica della sezione trasversale - Forza di taglio sull'asse z sec. 6.2.6
	1	0.000	CR1	0.00	≤ 1	CS126) Verifica della sezione trasversale - Instabilità per taglio sec. 6.2.6(6)
	22	0.000	CR1	0.23	≤ 1	CS141) Verifica della sezione trasversale - Flessione e forza di taglio sec. 6.2.5 e 6.2.8
	22	0.000	CR1	0.23	≤ 1	ST331) Analisi di stabilità - Instabilità flesso-torsionale sec. 6.3.2.1 e 6.3.2.3 - Sezione a I
	15	0.000	CR1	0.35	≤ 1	ST371) Analisi di stabilità - Flessione e compressione sec. 6.3.4, metodo generale
	1	1.393	CR2	0.00	≤ 1	SE400) Esercizio - Spostamenti generalizzati nulli o molto piccoli
	12	2.083	CR2	0.45	≤ 1	SE401) Esercizio - Combinazione di azioni "Caratteristica" - Direzione z

Max: 0.45 ≤ 1 > 1,0

2.2 Progetto per sezione trasversale

Sezione nr.	A Asta nr.	B Posizione x [m]	C Carico	D Rapporto di progetto	E	F Formula di progetto
	12	2.083	CR2	0.45	≤ 1	SE401) Esercizio - Combinazione di azioni "Caratteristica" - Direzione z
	11	2.083	CR3	0.17	≤ 1	SE402) Esercizio - Combinazione di azioni "Frequente" - Direzione z
	22	0.000	CR2	0.21	≤ 1	SE411) Esercizio - Combinazione di azioni "Caratteristica" - Direzione z, sbalzo
	22	0.000	CR3	0.08	≤ 1	SE412) Esercizio - Combinazione di azioni "Frequente" - Direzione z, sbalzo
2	IPE 180					
	3	0.697	CR1	0.00	≤ 1	CS100) Forze interne trascurabili
3	RD 20					
	7	0.000	CR1	0.00	≤ 1	CS100) Forze interne trascurabili

Max: 0.45 ≤ 1 > 1,0

7.5 Verifiche dal modello globale

A seguito della modellazione della struttura in Midas Gen, completa di elementi strutturali, materiale, tipi di sezione, vincoli e carichi statici e dinamici agenti, sono state eseguite una serie di verifiche a livello di resistenza e deformabilità dell'intera struttura, seguendo le prescrizioni riportate nella normativa vigente allo SLU, SLV e SLE.

7.5.1 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA RISPETTO AL CORPO INGRESSO

Con riferimento al paragrafo 7.3.3.3 delle NTC2018, sono stati calcolati gli spostamenti della struttura d_E in corrispondenza del giunto strutturale di spessore 10 cm tra il corpo ingresso e la palestra.

Partendo dai risultati derivanti dall'analisi allo SLV, si ricava:

$$d_E = \pm\mu_d \cdot d_{Ee}$$

Dove:

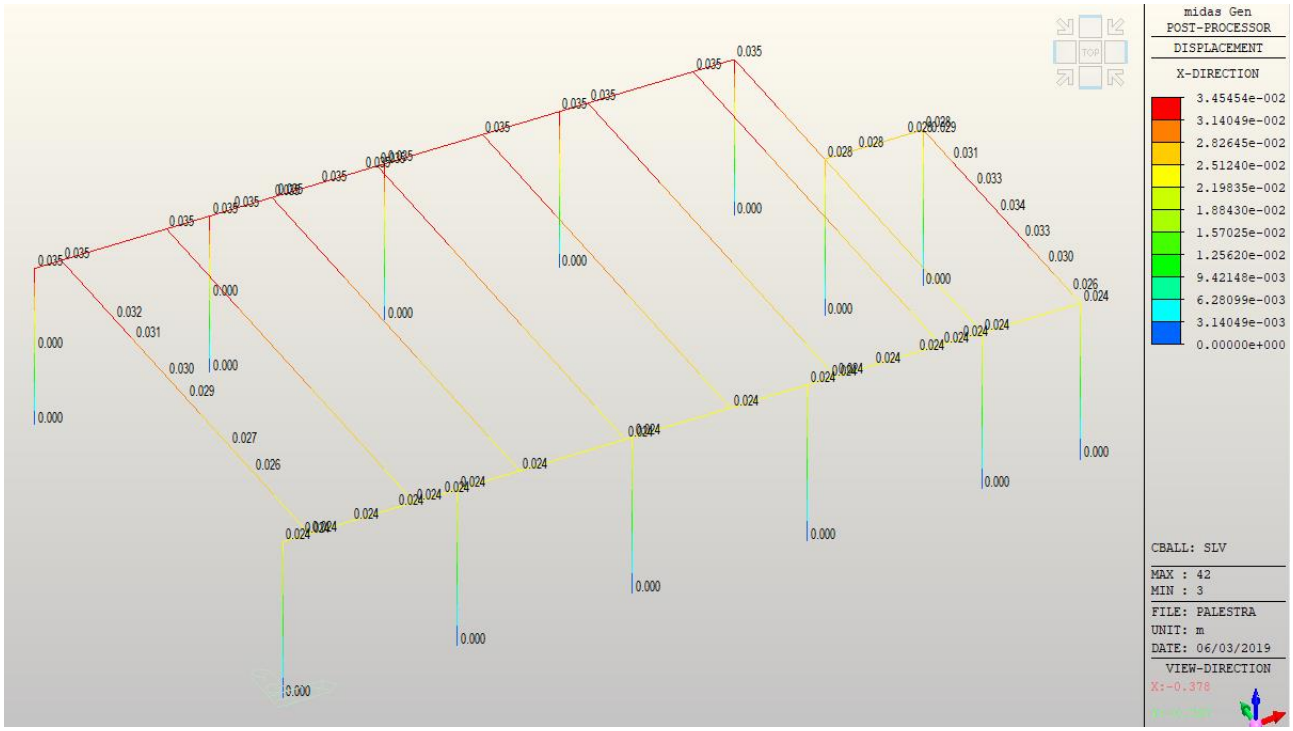
- d_{Ee} sono gli spostamenti (in questo caso lungo x) ottenuti dall'analisi dinamica lineare allo SLV;
- μ_d è il coefficiente di duttilità in spostamento, e vale:

  $\mu_d = q$ se $T_1 \geq T_C$;

  $\mu_d = 1 + (q-1) \cdot \frac{T_C}{T_1}$ se $T_1 < T_C$.

  (tenendo conto $\mu_d \leq 5q - 4$).

Si considera lo spostamento massimo a circa metà altezza del modello (altezza corrispondente alla quota più alta del corpo ingresso):



Il massimo valore di spostamento vale:

$$d_{Ee} = \sim 23\ mm$$

Il periodo fondamentale T_1 è stato ricavato facendo sempre riferimento alla formula riportata nella vecchia normativa (par. 7.3.3.2 NTC2008), in modo da poter procedere con un calcolo diretto a seconda dei dati a disposizione:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

Con C_1=0,075 per le costruzioni in calcestruzzo armato.

Quindi, dato che l'altezza complessiva dell'edificio è pari a $H = 8{,}05\ m$, il periodo fondamentale vale:

$$T_1 = 0{,}358\ s$$

Dato che il periodo naturale della struttura è di circa 0,894 s, per analizzare la situazione più gravosa è stato preso in considerazione lo spettro di progetto allo SLV calcolato da normativa, ottenendo i seguenti valori (riferiti alla componente orizzontale):

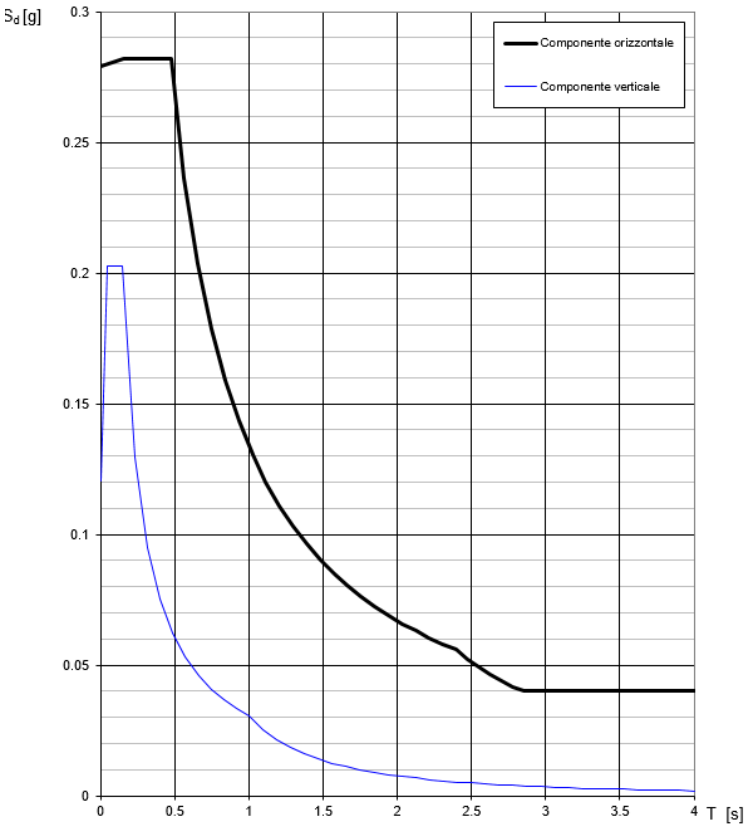
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.200 g
F_o	2.527
T_C^*	0.306 s
S_S	1.397
C_C	1.553
S_T	1.000
q	2.500

Parametri dipendenti

S	1.397
η	0.400
T_B	0.158 s
T_C	0.474 s
T_D	2.398 s

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



Dato che $T_1 < T_C = 0{,}474\ s$, seguendo quanto riportato dalla normativa, il valore del coefficiente di duttilità è uguale a:

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_C}{T_1} = 2{,}986$$

(verificando inoltre $\mu_d = 4{,}13 \leq 5q - 4 = 8{,}5$).

Si ricorda che il fattore di struttura utilizzato in questa analisi è pari a 2,5, in accordo con quanto riportato nella normativa; per maggiori dettagli in merito si faccia riferimento al capitolo 4 della presente relazione.

In definitiva:

$$d_E = \mu_d \cdot d_{Ee} = 68{,}68\ mm$$

7.5.2 VERIFICA TRA SPOSTAMENTI CORPO INGRESSO E PALESTRA

Con riferimento a quanto riportato nelle NTC2018 al capitolo 7.2.1, si procede con la verifica degli spostamenti e distanze tra corpo ingresso e la palestra.
Spostamento massimo corpo ingresso (valutato al paragrafo 5.5.1 della presente):

$$d_{ingresso} = 2{,}73\ mm$$

Spostamento massimo della palestra (valutato al paragrafo 7.5.1 della presente):

$$d_{palestra} = 68{,}68\ mm$$

La somma dei due valori è pari a:

$$d_{ingresso} + d_{palestra} = 71{,}41\ mm$$

La distanza tra le due strutture è pari a 100 mm, quindi le indicazioni della normativa sono rispettate.

7.5.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA RISPETTO AL CORPO SPOGLIATOI

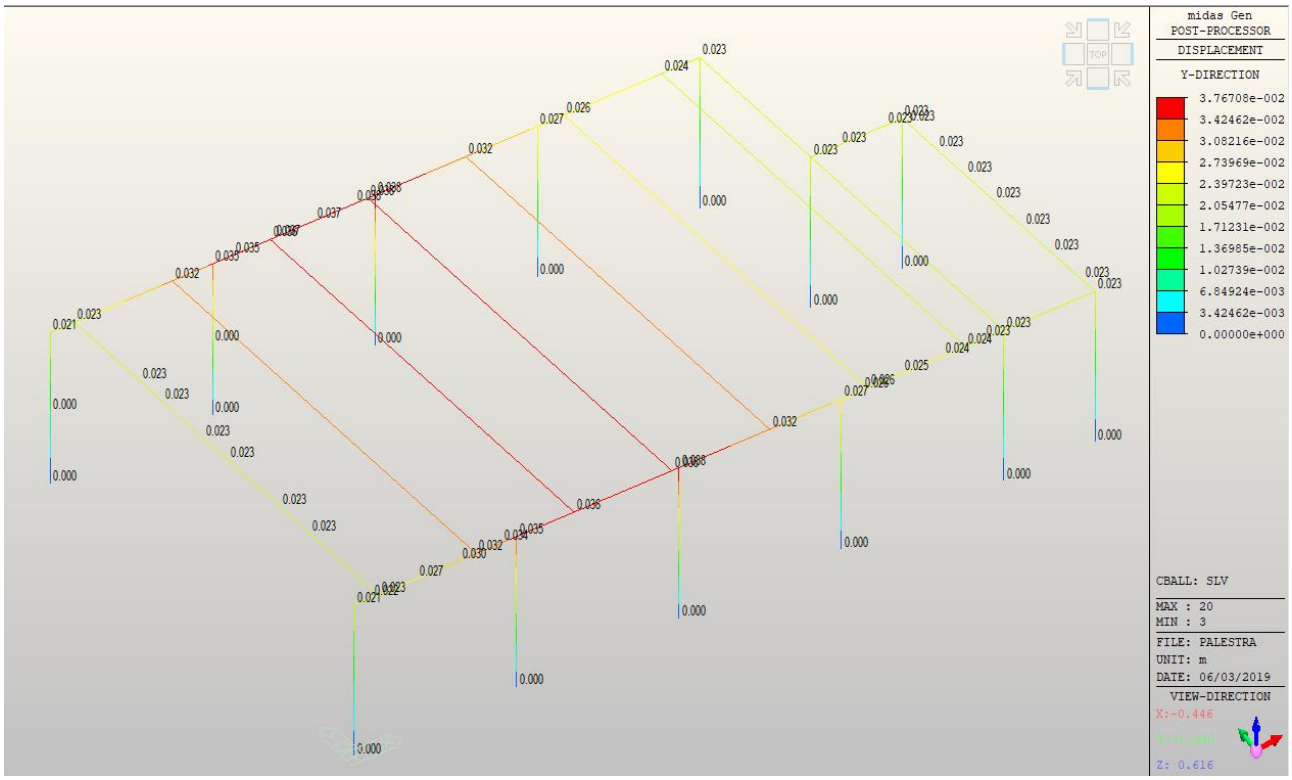
Con riferimento al paragrafo 7.3.3.3 delle NTC2018, sono stati calcolati gli spostamenti della struttura d_E in corrispondenza del giunto strutturale di spessore 10 cm tra il corpo spogliatoi e la palestra.
Partendo dai risultati derivanti dall'analisi allo SLV, si ricava:

$$d_E = \pm\mu_d \cdot d_{Ee}$$

Dove:

- d_{Ee} sono gli spostamenti (in questo caso lungo Y) ottenuti dall'analisi dinamica lineare allo SLV;
- μ_d è il coefficiente di duttilità in spostamento, e vale:
  $\mu_d = q$ se $T_1 \geq T_C$;
  $\mu_d = 1 + (q-1) \cdot \frac{T_C}{T_1}$ se $T_1 < T_C$.
  (tenendo conto $\mu_d \leq 5q - 4$).

Si considera lo spostamento massimo a circa metà altezza del modello (altezza corrispondente alla quota più alta del corpo spogliatoi):



Il massimo valore di spostamento vale:

$$d_{Ee} = \sim 27{,}4\ mm$$

Il periodo fondamentale T_1 è stato ricavato facendo sempre riferimento alla formula riportata nella vecchia normativa (par. 7.3.3.2 NTC2008), in modo da poter procedere con un calcolo diretto a seconda dei dati a disposizione:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

Con C_1=0,075 per le costruzioni in calcestruzzo armato.

Quindi, dato che l'altezza complessiva dell'edificio è pari a $H = 8{,}05\ m$, il periodo fondamentale vale:

$$T_1 = 0{,}358\ s$$

Dato che il periodo naturale della struttura è di circa 0,894 s, per analizzare la situazione più gravosa è stato preso in considerazione lo spettro di progetto allo SLV calcolato da normativa, ottenendo i seguenti valori (riferiti alla componente orizzontale):

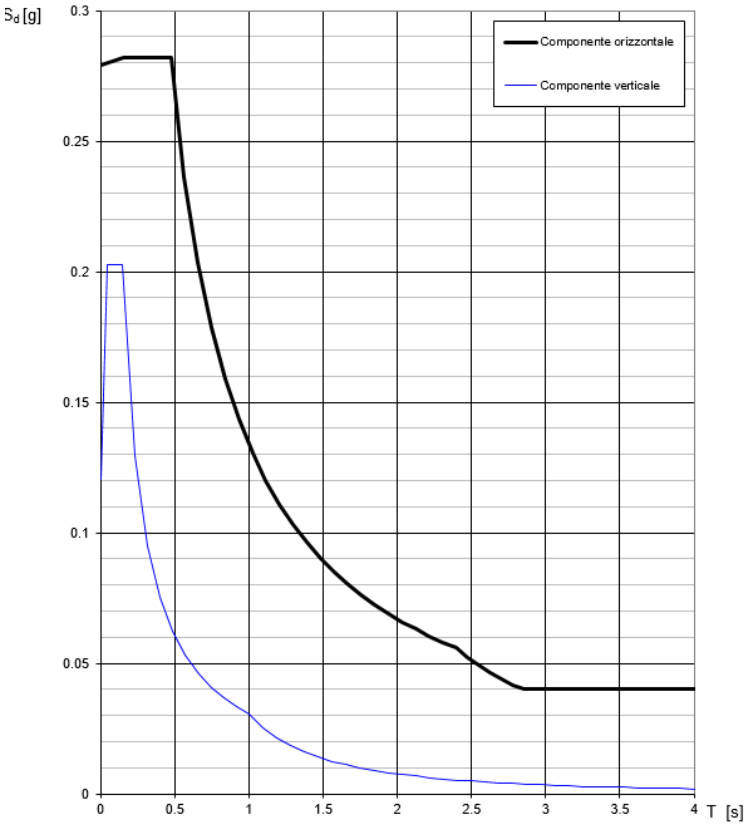
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.200 g
F_o	2.527
T_C^*	0.306 s
S_S	1.397
C_C	1.553
S_T	1.000
q	2.500

Parametri dipendenti

S	1.397
η	0.400
T_B	0.158 s
T_C	0.474 s
T_D	2.398 s

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



Dato che $T_1 < T_C = 0{,}474\ s$, seguendo quanto riportato dalla normativa, il valore del coefficiente di duttilità è uguale a:

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_C}{T_1} = 2{,}986$$

(verificando inoltre $\mu_d = 4{,}13 \leq 5q - 4 = 8{,}5$).

Si ricorda che il fattore di struttura utilizzato in questa analisi è pari a 2,5, in accordo con quanto riportato nella normativa; per maggiori dettagli in merito si faccia riferimento al capitolo 4 della presente relazione.

In definitiva:

$$d_E = \mu_d \cdot d_{Ee} = 81{,}82\ mm$$

7.5.4 VERIFICA TRA SPOSTAMENTI CORPO SPOGLIATOI E PALESTRA

Con riferimento a quanto riportato nelle NTC2018 al capitolo 7.2.1, si procede con la verifica degli spostamenti e distanze tra corpo ingresso e la palestra.

Spostamento massimo corpo ingresso (valutato al paragrafo 6.5.4 della presente):

$$d_{spogliatoi} = 5{,}95\ mm$$

Spostamento massimo della palestra (valutato al paragrafo 7.5.3 della presente):

$$d_{palestra} = 81{,}82\ mm$$

La somma dei due valori è pari a:

$$d_{spogliatoi} + d_{palestra} = 87{,}77\ mm$$

La distanza tra le due strutture è pari a 100 mm, quindi le indicazioni della normativa sono rispettate.

7.5.5 VERIFICHE DI RIGIDEZZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Con riferimento al paragrafo 7.3.6.1 delle NTC2018, *"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, 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 (…)".* Con particolare riferimento al punto b del paragrafo sopra citato, bisogna verificare che:

$$q\ d_{r,SLD} \leq d_{rp} \leq 0{,}010 \cdot h$$

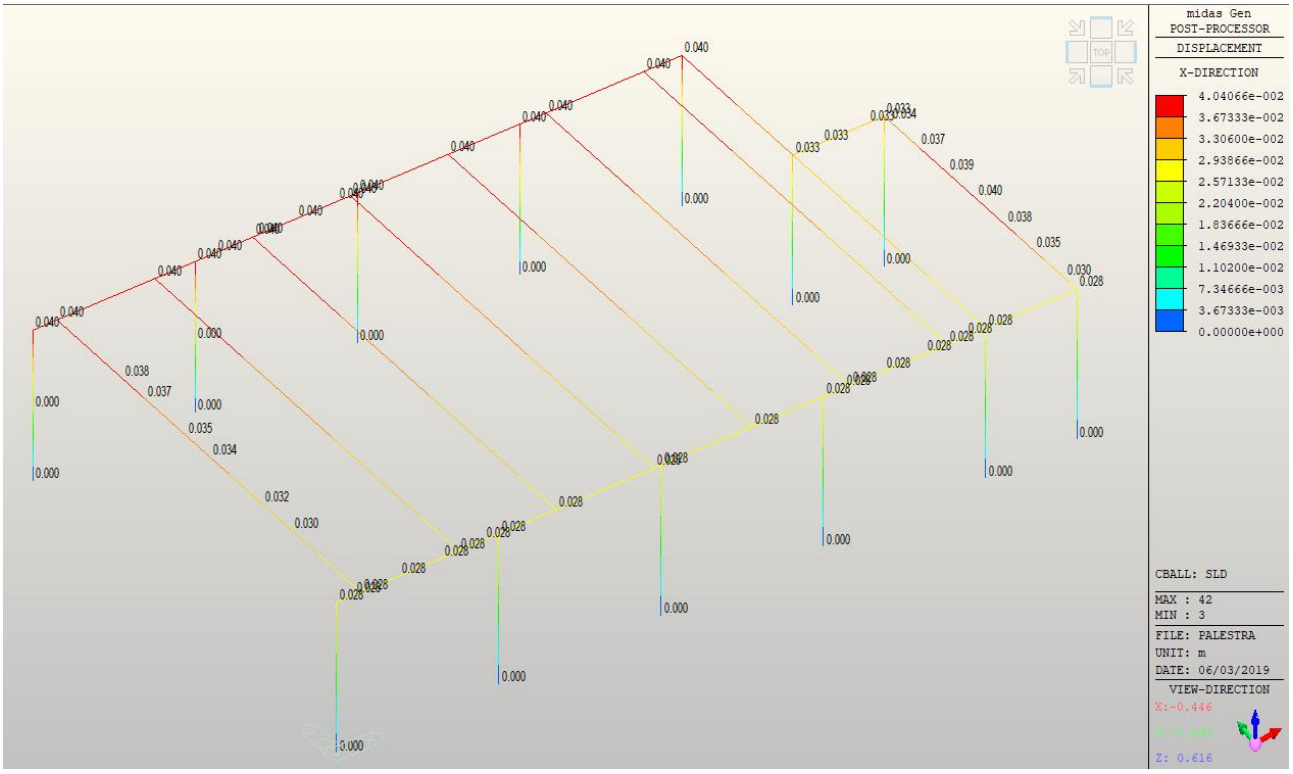
Considerando la relazione per tamponature fragili, dove:

- $d_{r,SLD}$ è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore ricavati dall'analisi dinamica lineare allo SLD;
- d_{rp} è lo spostamento d'interpiano totale, in questo caso uguale a $d_{r,SLD}$;
- q è il fattore di struttura assunto pari a 1,0 per l'analisi allo SLD;
- h è l'altezza di interpiano.

È stato individuato il massimo spostamento (in valore assoluto) che si verifica lungo le direzioni x e y tra i pilastri dopo l'analisi allo SLD:

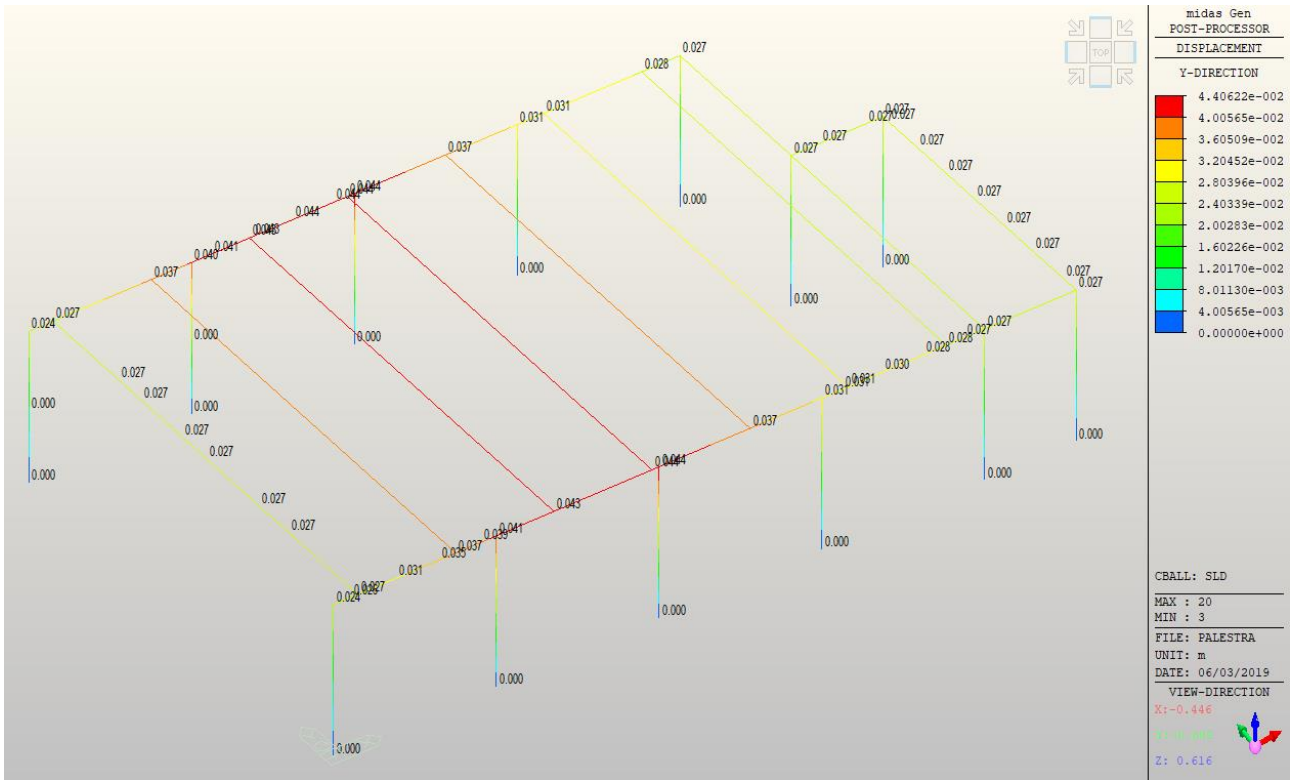
- massimo spostamento in direzione x

$$u_{max,x} = 40{,}41\ mm$$



- massimo spostamento in direzione y

$$u_{max,y} = 44{,}06\ mm$$



L' altezza d'interpiano considerata è quella implementata nel modello, ovvero

$$h = 8{,}05\ m$$

La verifica viene effettuata per ogni direzione.

<u>Direzione x</u>

Dato che la costruzione in esame ha un solo piano, lo spostamento corrispondente vale:

$$d_{r,SLD} = u_j - u_i = 40{,}41 - 0{,}0 = 40{,}41\ mm$$

Dove, considerando il singolo piano, u_i indica lo spostamento del nodo alla base e u_j lo spostamento del nodo in sommità.

Si ottiene quindi che:

$$q\ d_{r,SLD} = 40{,}41\ mm \leq 0{,}010 \cdot h = 80{,}50\ mm$$

La verifica risulta soddisfatta.

<u>Direzione y</u>

Lo spostamento corrispondente vale:

$$d_{r,SLD} = u_j - u_i = 44{,}06 - 0{,}0 = 44{,}06\ mm$$

Dove, considerando il singolo piano, u_i indica lo spostamento del nodo alla base e u_j lo spostamento del nodo in sommità.

Si ottiene quindi che:

$$q\ d_{r,SLD} = 44{,}06\ mm \leq 0{,}010 \cdot h = 80{,}50\ mm$$

La verifica risulta soddisfatta.

Lo stesso procedimento è stato successivamente applicato ai risultati ricavati con l'analisi allo SLO, dove bisogna verificare che gli spostamenti d'interpiano siano inferiori a $\frac{2}{3}$ dei limiti indicati nella normativa e valutati per i risultati derivanti dall'analisi all'SLD.

In questo caso, quindi, la relazione da considerare è:

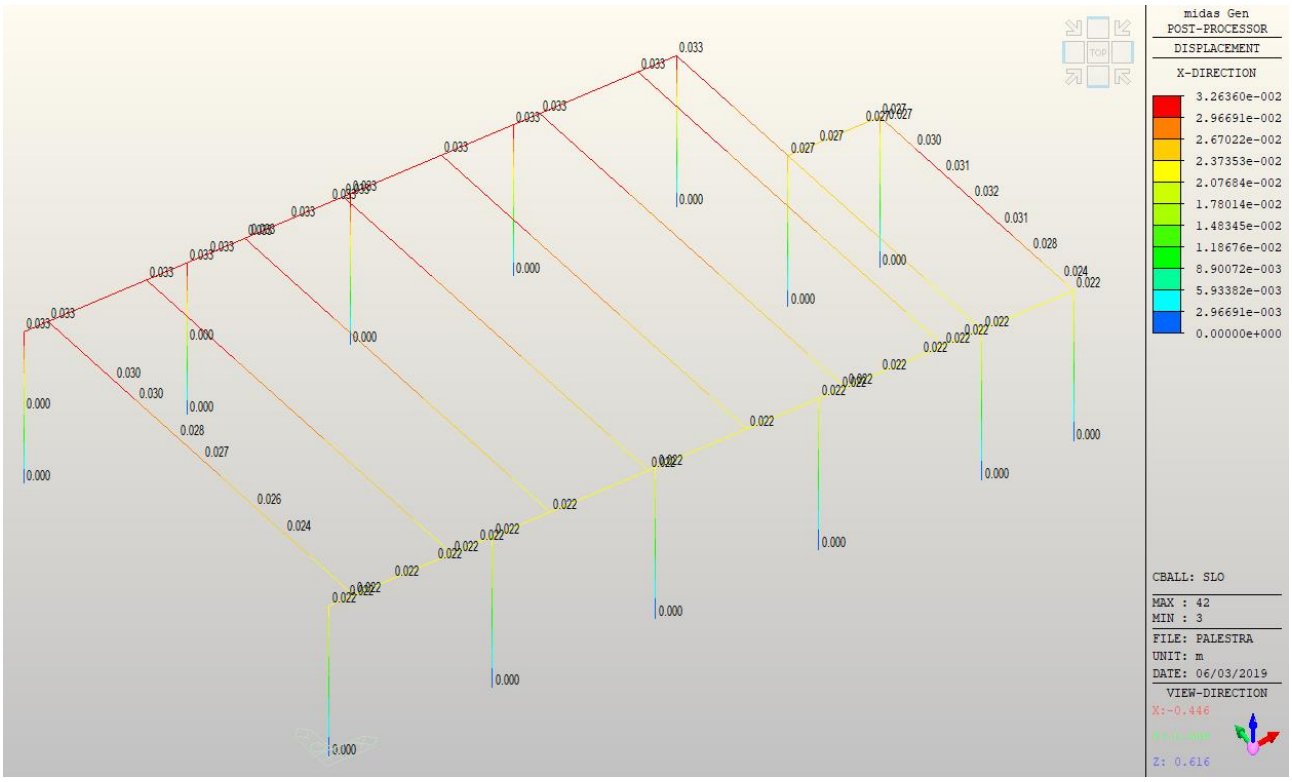
$$q\ d_{r,SLO} \leq d_{rp} \leq \frac{2}{3}(0{,}010 \cdot h)$$

- $d_{r,SLO}$ è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore ricavati dall'analisi dinamica lineare allo SLO;
- d_{rp} è lo spostamento d'interpiano totale, in questo caso uguale a $d_{r,SLO}$;
- q è il fattore di struttura assunto pari a 1,0 per l'analisi allo SLO;
- h è l'altezza di interpiano.

Come in precedenza, è stato individuato il massimo spostamento che si verifica lungo le direzioni x e y dopo l'analisi allo SLO:

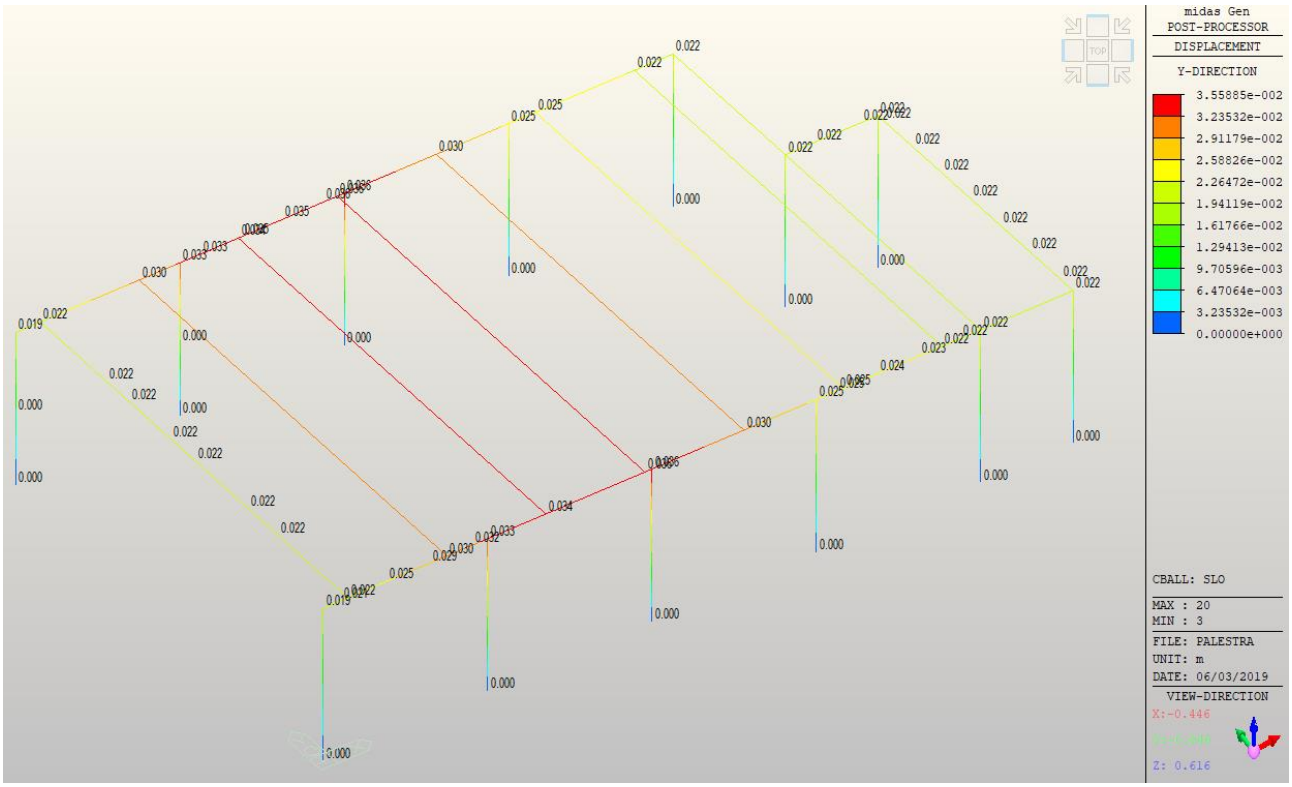
- massimo spostamento in direzione x

$$u_{max,x} = 32{,}64\ mm$$



- massimo spostamento in direzione y

$$u_{max,y} = 35{,}59\ mm$$



Si procede quindi la verifica con il pilastro che presenta gli spostamenti maggiori. L'altezza d'interpiano considerata è quella implementata nel modello, ovvero

$$h = 8{,}05\ m$$

La verifica viene effettuata per ogni direzione.

Direzione x

Dato che la costruzione in esame ha un solo piano, lo spostamento corrispondente vale:

$$d_{r,SLO} = u_j - u_i = 32{,}64 - 0{,}0 = 32{,}64\ mm$$

Dove, considerando il singolo piano, u_i indica lo spostamento del nodo alla base e u_j lo spostamento del nodo in sommità.

Si ottiene quindi che:

$$q\ d_{r,SLO} = 32{,}64\ mm \leq \frac{2}{3} 0{,}010 \cdot h = 53{,}67\ mm$$

La verifica risulta soddisfatta.

Direzione y

Lo spostamento corrispondente vale:

$$d_{r,SLO} = u_j - u_i = 35{,}59 - 0{,}0 = 35{,}59\ mm$$

Dove, considerando il singolo piano, u_i indica lo spostamento del nodo alla base e u_j lo spostamento del nodo in sommità.

Si ottiene quindi che:

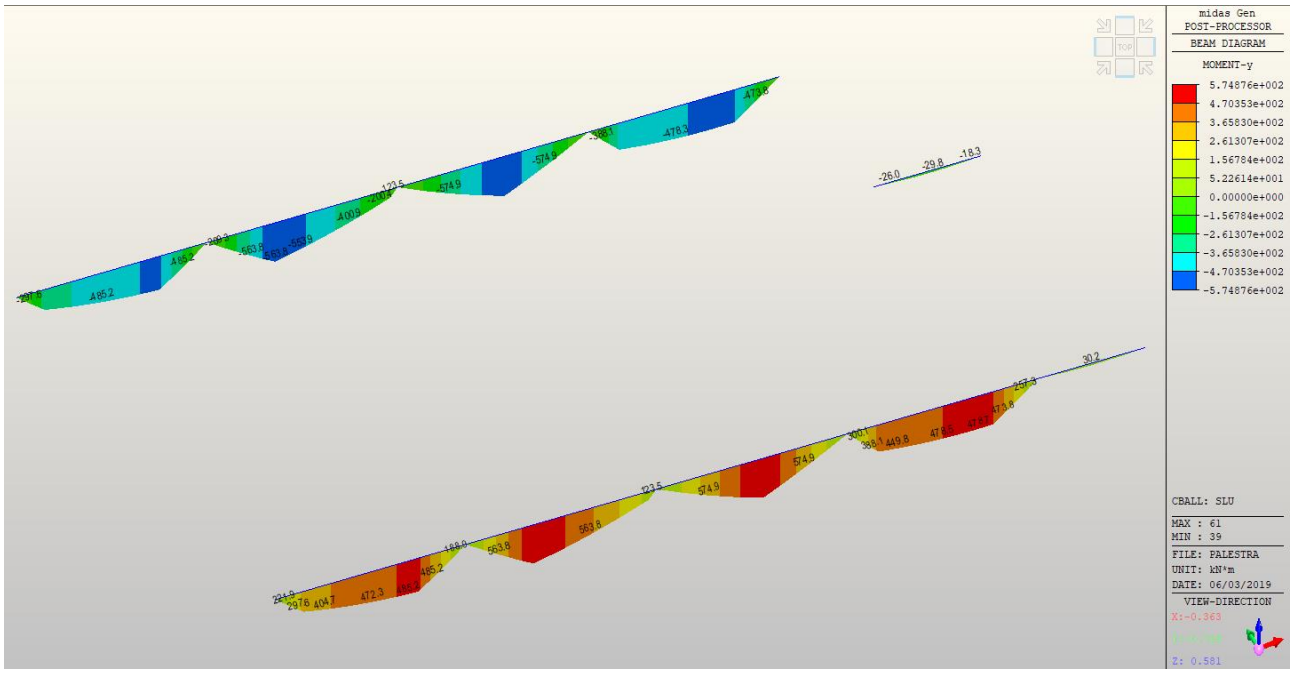
$$q\ d_{r,SLO} = 35{,}59\ mm \leq \frac{2}{3} 0{,}010 \cdot h = 53{,}67\ mm$$

La verifica risulta soddisfatta.
Anche in questo caso la verifica risulta essere soddisfatta.

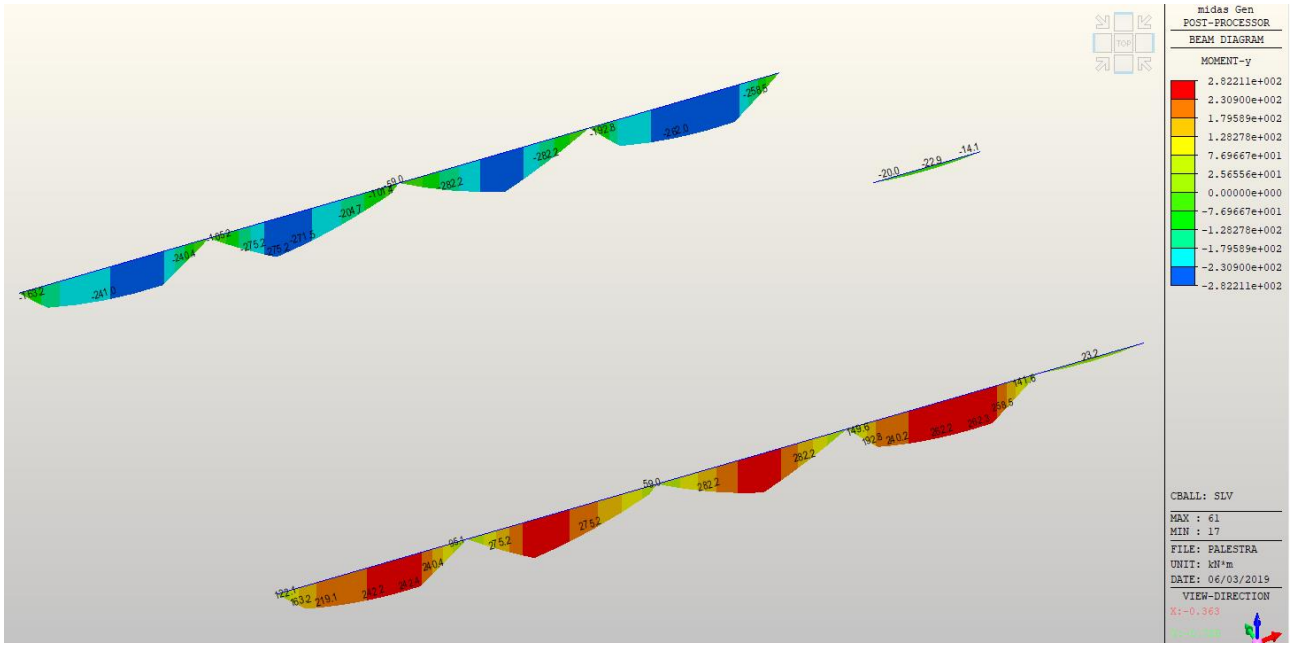
7.5.6 ARMATURE TRAVI

7.5.6.1 Travi prefabbricate a L

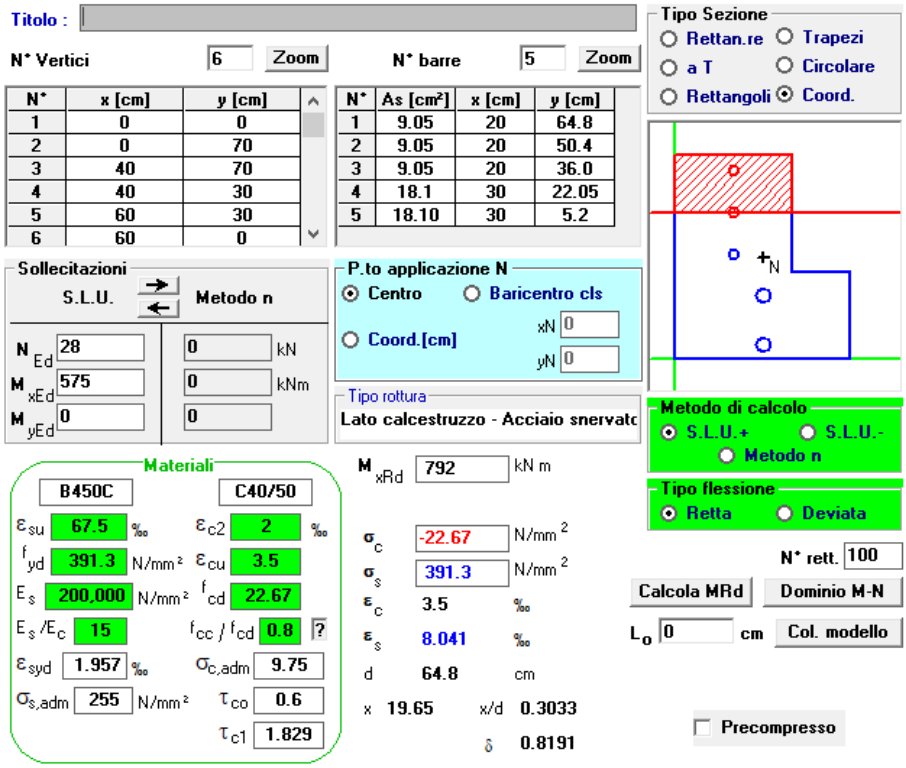
La verifica di resistenza per le travi prefabbricate a L è stata condotta valutando il momento peggiore agente sulle stesse allo SLU:



Ed allo SLV:



Con l'ausilio del programma Gelfi – VcaSlu è stata calcolata l'armatura longitudinale necessaria da inserire nella trave, in modo che possa resistere alle azioni agenti:



Confrontando questo valore ($M_{Rd} = 792\ kNm$) con il massimo momento sollecitante in valore assoluto ($M_{Ed} = 574{,}88\ kNm$) si dimostra che la verifica a flessione risulta essere soddisfatta:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0{,}73 < 1{,}00$$

Si procede ora con il calcolo della verifica a taglio, in accordo con quanto riportato nelle NTC2018. Con riferimento a quanto riportato al paragrafo 4.1.2.3.5.1 si calcola l'azione tagliante resistente verificando se è necessaria l'armatura a taglio:

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

$$= max\{188{,}12\ kN;\ 114{,}2\ kN\} = 188{,}12\ kN$$

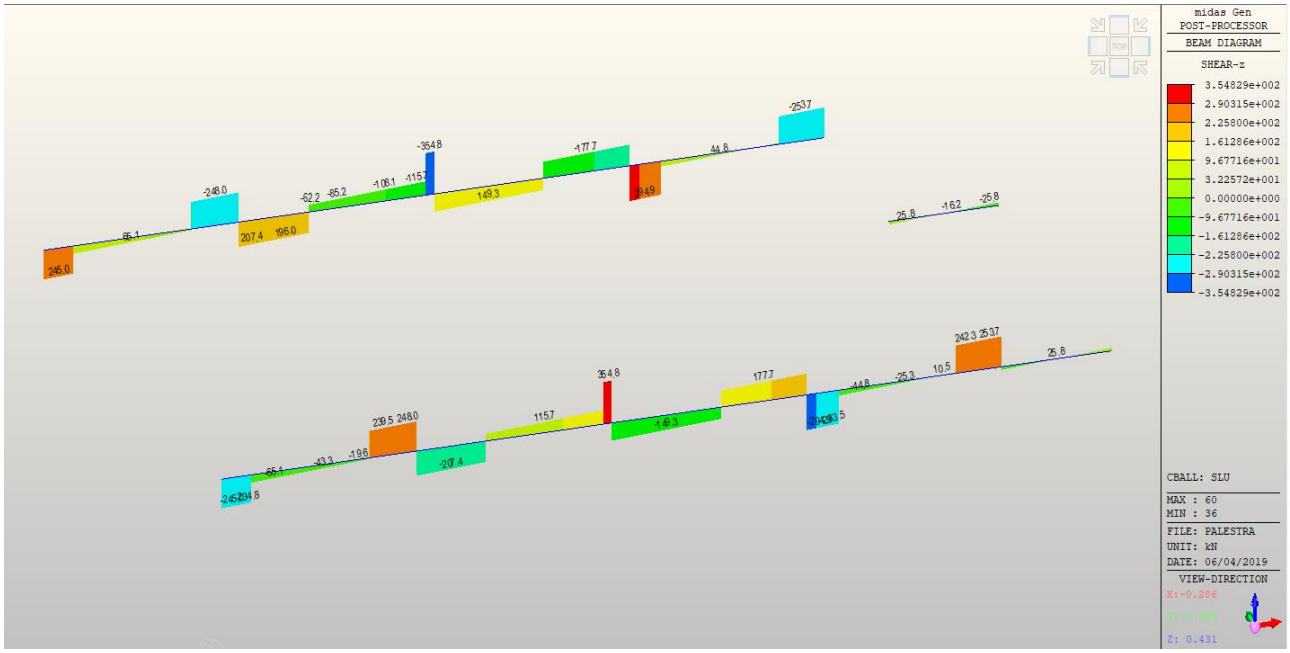
Dove:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1{,}56 < 2$;
- $\gamma_c = 1{,}5$;
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = 0{,}014 < 0{,}02$, con A_{sl} armatura longitudinale tesa, pari a 8ø24 = 3619 mm^2;
- $f_{ck} = 40\ N/mm^2$, in quando calcestruzzo di classe C40/50;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 63{,}82\ kN/m^2 < 0{,}2 f_{cd} = 4533\ kN/m^2$, con $N_{Ed} = 21{,}7\ kN$ tenendo conto dell'elemento soggetto maggiormente a taglio;
- $b_w = 0{,}400\ m$ tenendo conto della larghezza minima della sezione;
- $d = 0{,}648\ m$ è l'altezza utile della sezione;

- $v_{min} = 0{,}035k^{3/2}{f_{ck}}^{1/2} = 0{,}431.$

Dato che

$$V_{Rd} = 188{,}12\ kN < V_{Ed} = 355\ kN$$



Si procede con il dimensionamento dell'armatura a taglio A_{sw}.

Si definisce

$$A_{sw} = 2ø10 = 157{,}08\ mm^2$$

E si determina il passo massimo s_{max} delle staffe (rif. par. 4.1.6.1.1 NTC2018):

$$s_{max} = min\begin{cases} 330\ mm \\ 0{,}8d = 518{,}4\ mm \\ \dfrac{1000A_{sw}}{1{,}5b_w} = 174{,}53\ mm \end{cases} = 174{,}53\ mm$$

Viene quindi imposto un passo $s = 100\ mm < s_{max}$.

Con riferimento al paragrafo 4.1.2.3.5.2, sempre delle NTC2018, si riporta il procedimento per ricavare la forza resistente a taglio.

Si impone la resistenza a taglio-trazione V_{Rsd}

$$V_{Rsd} = 0{,}9d\frac{A_{sw}}{s}f_{yd}(cotg\theta + cotg\alpha)sen\alpha$$

uguale a quella a taglio-compressione V_{Rcd}

$$V_{Rcd} = 0{,}9d\ b_w\ \alpha_c\ \nu\ f_{cd}(cotg\theta + cotg\alpha)sen^2\theta$$

in modo tale da ricavare il valore dell'inclinazione delle fessure θ :

$$\theta = 21{,}6°$$

Dato che $21{,}80° \leq \theta \leq 45{,}00°$, si assume $\theta = 21{,}8°$ e si calcola il passo di staffe necessario s_{nec} imponendo $V_{Ed} = V_{Rsd}$ con $\theta = 21{,}8°$:

$$s_{nec} = 252{,}4\ mm$$

Mantenendo il passo $s = 100\ mm$, in quanto minore di s_{nec} appena calcolato, si ricava il valore di resistenza a taglio finale (inserendo nelle formule $\theta = 21{,}8°$):

$$V_{Rd} = min\{V_{Rsd}; V_{Rcd}\} = min\{896{,}17\ kN\ ; 364{,}68\ kN\} = 364{,}68\ kN$$

La verifica risulta essere soddisfatta:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0{,}97 < 1$$

Si riportano i valori considerati per i parametri non specificati nelle formule precedenti:

- α indica l'inclinazione delle staffe, utilizzando barre dritte $\alpha = 90°$;
- $f_{yd} = 391{,}3\ N/mm^2$ è la resistenza a snervamento di progetto dell'acciaio B450C utilizzato per le armature;
- α_c è un coefficiente amplificativo dipendente da σ_{cp} assunto pari a 1 dato che per $0 \leq \sigma_{cp} = 0{,}06382 \frac{N}{mm^2} \leq 0{,}25 f_{cd} = 0{,}25 \cdot \frac{0{,}85 f_{ck}}{\gamma_c} = 5{,}67\ N/mm^2$, da cui $\alpha_c = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1{,}003$;
- $\nu = 0{,}5$.

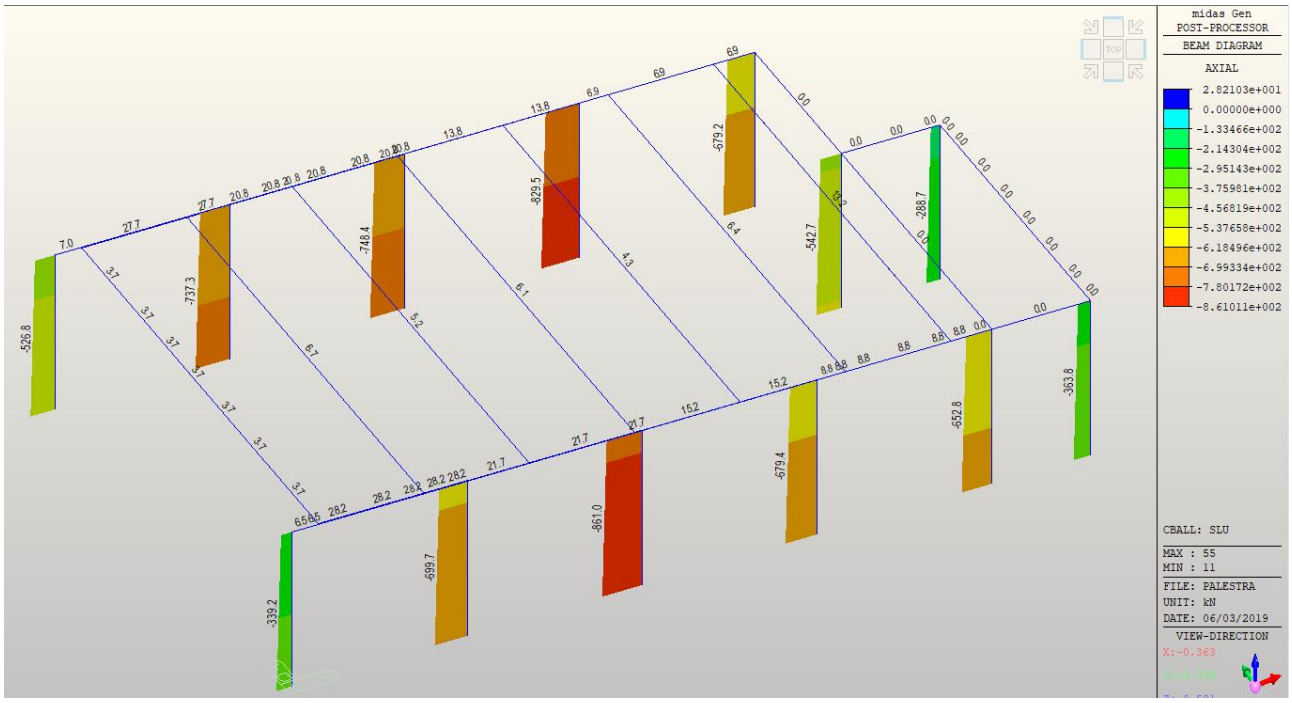
7.5.6.2 Travi prefabbricate 60x70 cm

Le travi prefabbricate 60x70 cm sono di tipo precompresso. Pertanto, il dimensionamento e la verifica delle armature verranno eseguite dall'azienda produttrice competente.

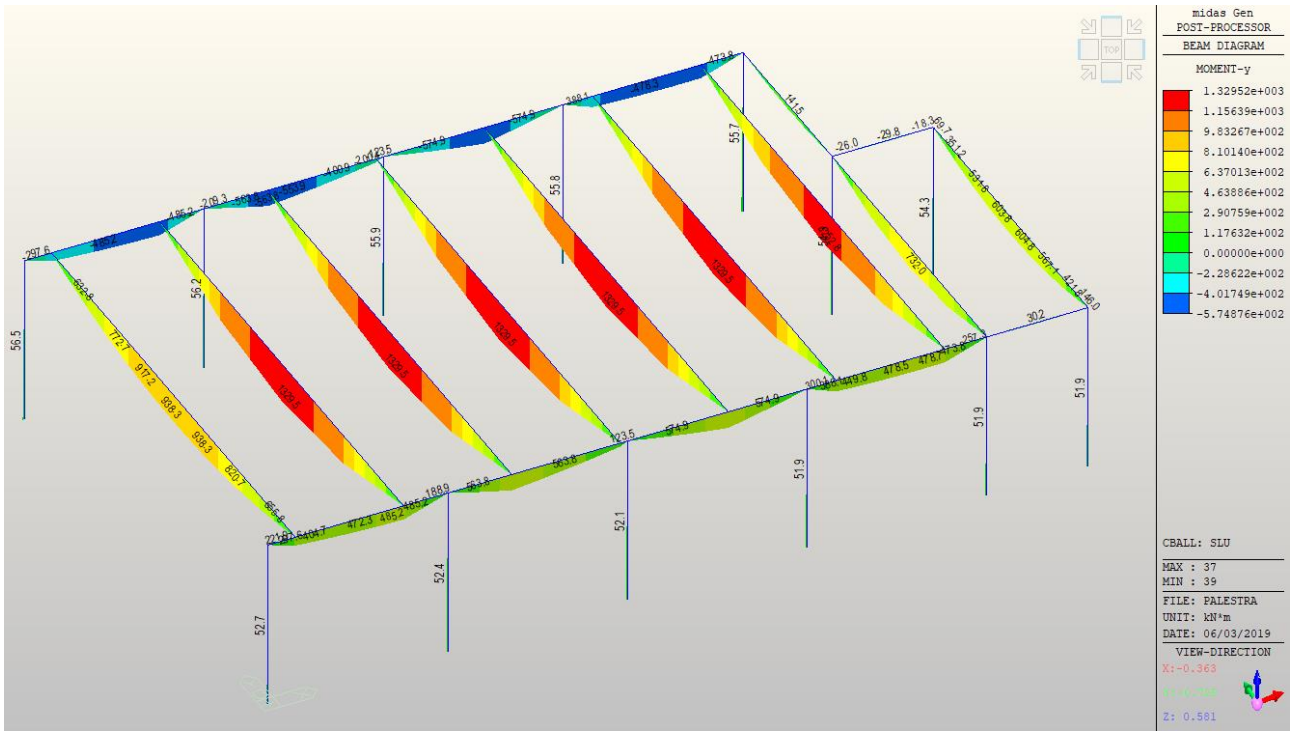
Si riportano di seguito le sollecitazioni di azione assiale, momento e taglio derivanti dagli inviluppi allo SLU e allo SLV.

- Inviluppo SLU

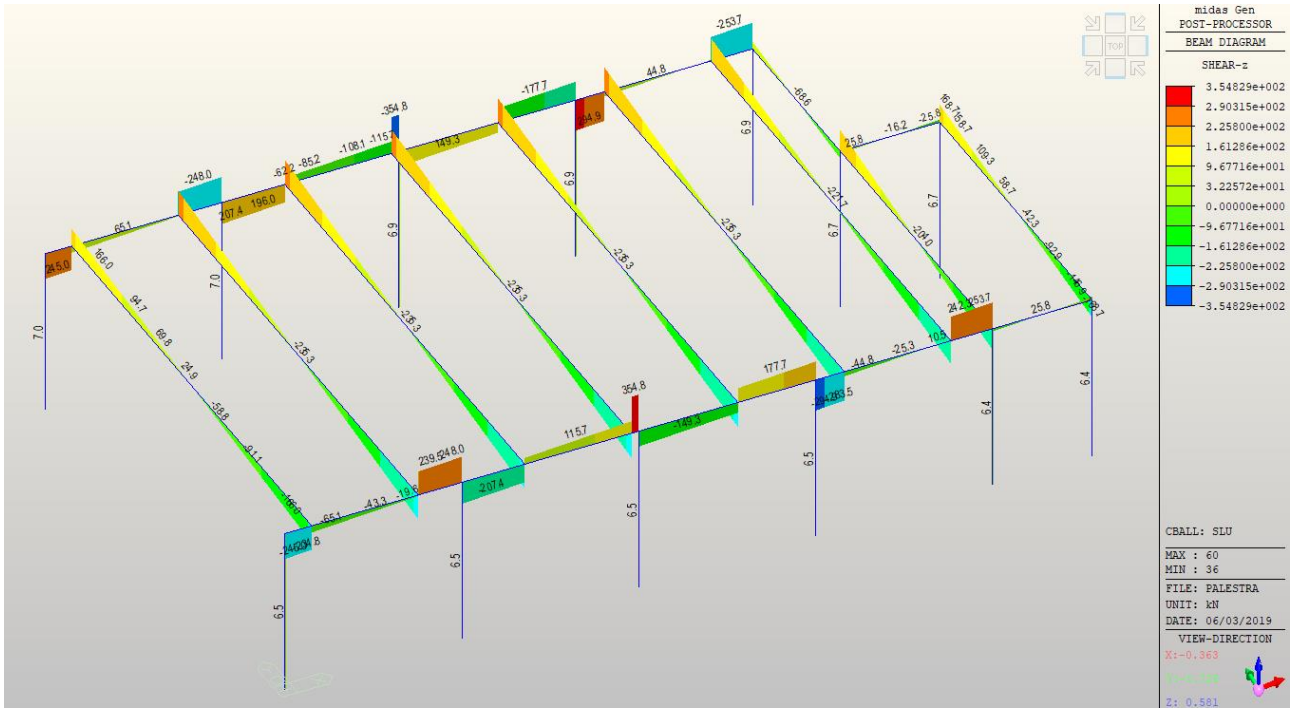
  <u>Azione assiale (N)</u>



Momento flettente (M_y)

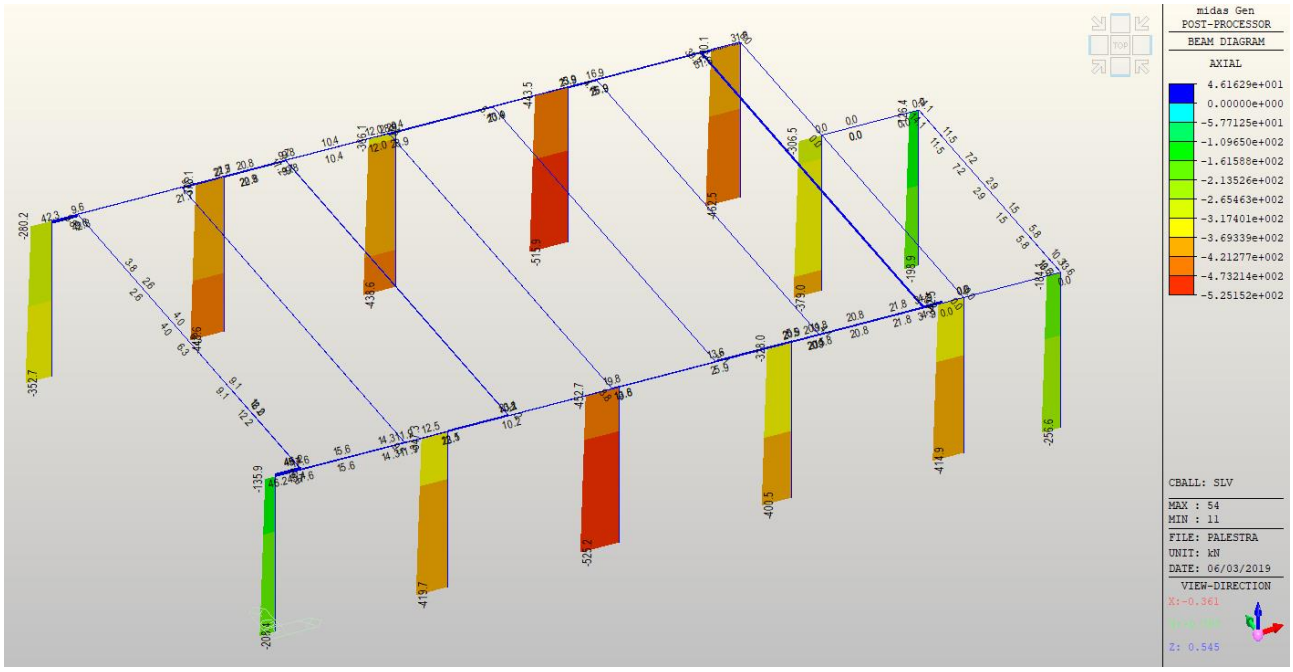


Azione di taglio

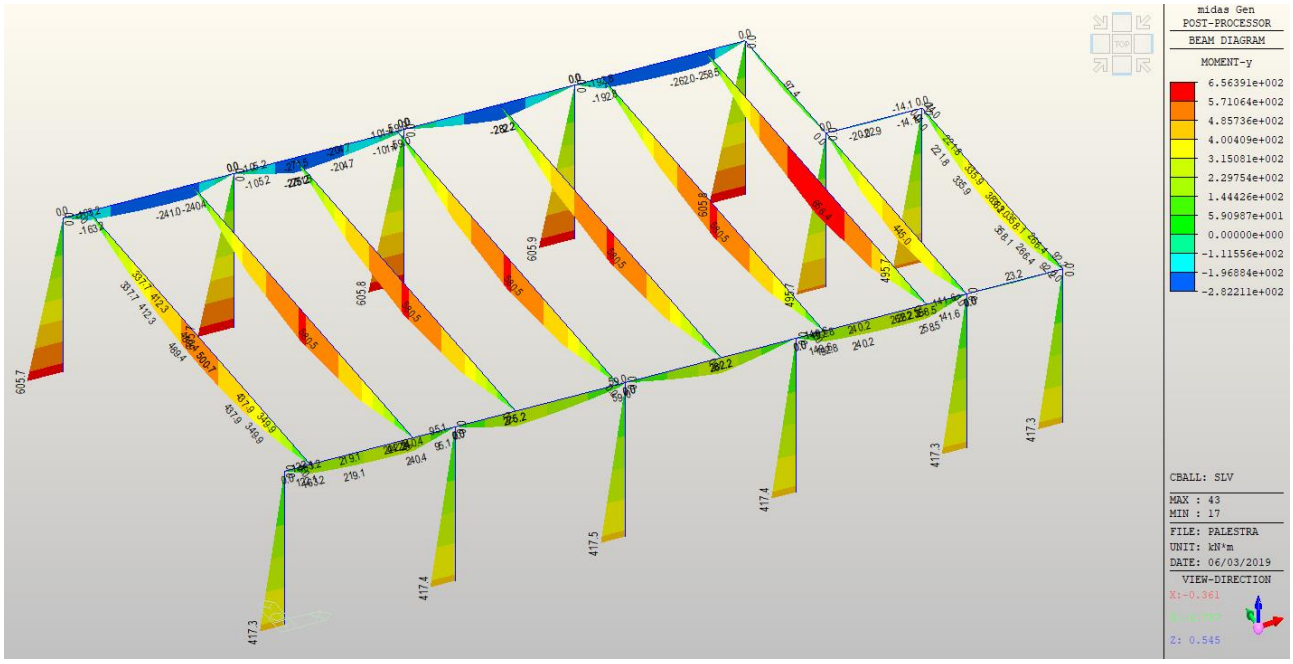


- Inviluppo SLV

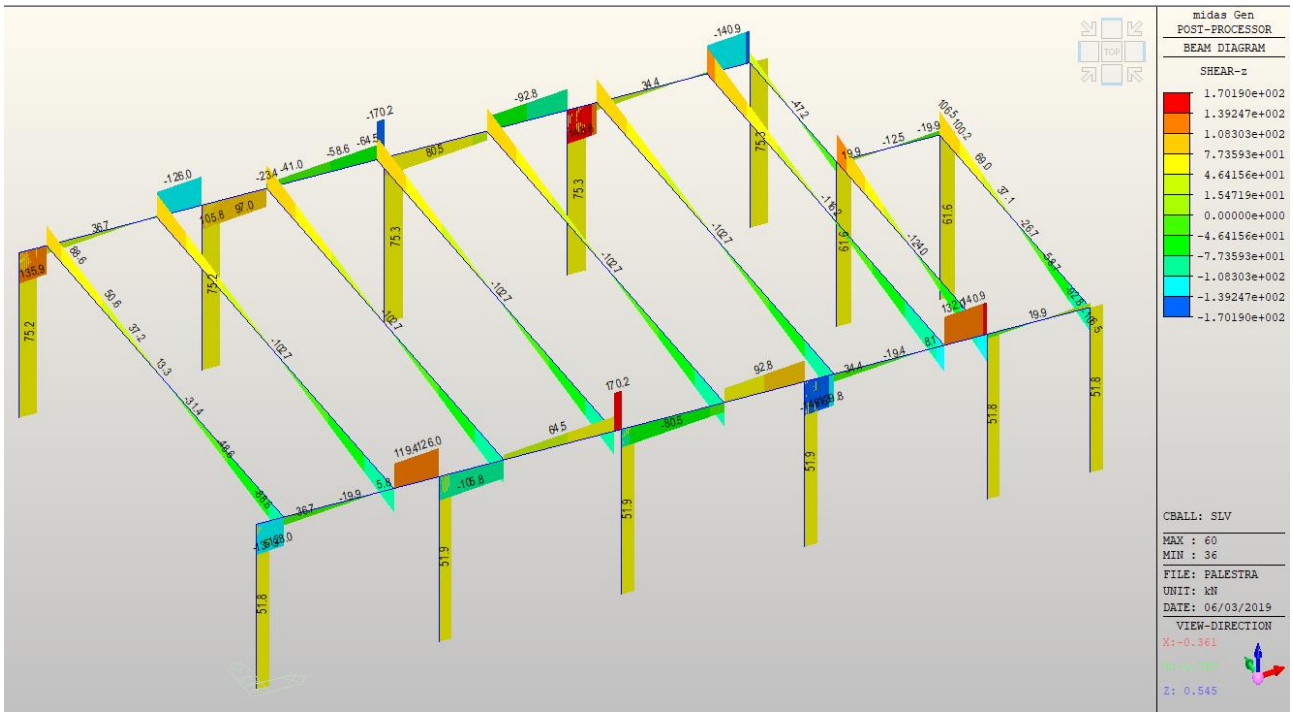
<u>Azione assiale (N)</u>



<u>Momento flettente (M_y)</u>



Azione di taglio



7.5.6.3 Travi alari tipo Ondal

Si riportano di seguito le schede di calcolo dei tegoli Ondal realizzate dall'azienda produttrice Manini come esempio sulla dimostrazione della fattibilità degli elementi:

VERIFICA TRAVE in c.a.p. a sezione costante - profilo Ondal 71 magg(C2)

(DM 17-01-2018 e ove applicabile UNI EN 1992-1-1:2005 e UNI EN 1992-2-1 e UNI EN 13693)

Titolo: ONDAL C2 L=2260 CENTRALE

TIRANTI

tiranti (0=no;1=si) e forza(daN): 0 0

passo tir(m) e diam M(16;20;24): 0 0

GEOMETRIA DELLA TRAVE

3 Ondal 71 magg(C2)

Lunghezza	2240	cm	Primo app	10	cm	
Larghezza	250	cm	Secondo app.	2230	cm	Peso [daN] 16902
sbalzo sx	0	cm	sbalzo dx	0	cm	Traverso 0=no;-1= int. Lungh. o lungh. in cm tratto centr cori 0
sbalzo sx	0	luce calc	2220	sbalzo dx	0	

Coefficienti moltiplicativi fasi transitorie: Scassero 1.4 — Trasporto 1.3 — Montaggio 1.2

						Asse bilanciere		2230
Appoggio stoccaggio	10	2230	cm			trasporto(cm)		
Montaggio e scassero	10	10	2230	2230	cm	10	2230	2230

Tipo armatura	10				1 Coppella c.a. 2,5 m
Larghezza coppella dx	250	cm	Tipo coppella dx	1	2 Coppella c.a. 5 m
Largh copp sx (0 se bordo)	250	cm	Tipo coppella sx	1	3 Coppella lamiera
(copp sx <= copp dx)					4 jolly

Resistenza al fuoco (UNI EN 1992-1-2) R = 120

SCELTA DELLE SEZIONI DI CALCOLO

Sezioni di calcolo dal primo appoggio			max SLU 1110		max QP 1110		
Sezione (cm)	110	240	1110	150	2110	Peso testate (primo metro)	1900 daN
tipo sezione	1	1	1	1	1		

CONDIZIONI AMBIENTE

XC3 — Ambiente EN13369 — C — σ rara — σ q perm

a	a Poco aggressivo (X0,XC1,XC2,XC3,XF1)	w_1 (mm)	0.2	274	205	daN/cm²
	b Moderatamente aggressivo (XC4,XD1,XS1,XA1,XA2,XF2,XF3)	w_2 (mm)	0.3	274	205	daN/cm²
	c Molto aggressivo (XD2,XD3,XS2,XS3,XA3,XF4)	w_3 (mm)	0.4	274	205	daN/cm²

CARICHI APPLICATI E COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI

N. car	Fase	Descrizione
1	1	incremento pesi
2	4	permanenti
3	6	appesi o altri permanenti
4	7	neve
5	7	accumulo neve
6	7	incremento sismico

FASI DI CALCOLO

1 Taglio dei trefoil
2 Sollevamento dalla pista
2a Stoccaggio
2b Trasporto in cantiere
2c Montaggio
3 Posa in opera trave
4 Applicazione coppelle e impermeabilizzazioni
5
6 Permanenti con sez completa
7a Variabili combinazione statica
7b Variabili combinazione sismica

Carico base neve [daN/m²]	120		shed(0=n0 ; 1=si) 0
Peso finitura [daN/m²]	10	impermeabilizzazione sopra tegolo	
[daN/m²]	20	altri carichi permanenti uniformi su sup. (simmetrici)	
[daN/m²]	0	altri perm distr.	

Carichi neve triangolari per shed (daN)

	b1 (p1)	α1 (p2)	b2 (m1)	α2 (m2)	pmax	pmed	ecc
	331	27	169	63	0	100	11.65
	331	27	169	63			
	120.0	120.0	120.0	31.2			
	120.0	120.0	120.0	31.2			
	108	146	245	9	0.00	0.00	

Carichi uniformi [daN/m]

	z		contrappeso	perm in asse tegolo
N car	2	4	2	3
p	210	600	0	0
eccentricità	0.00	0.00	-105	0

Carichi parziali [daN/m] (a e b dall'estremità sinistra della trave)

Ncar	3	5	2	6
a [cm]	0	0	0	0
b [cm]	2240	0	0	2240
pa [daN/m]	100	0	0	0
pb [daN/m]	100	0	0	0
eccentricità	0.0	0	0	0

Carichi concentrati [daN] (a dall'estremità sinistra della trave)

N car	2	2	3	3
a [cm]	0	0	0	
P [daN]	0	0	0	
M [daNm]	0	0	0	
eccentricità	0	0	0	0

Azione orizz. sup (vento daN/m) per sola torsione 0 ψ_0= 0.6

RIASSUNTO DEI RISULTATI

TRAVE VERIFICATA

Rcj 430

Tensioni iniziali [daN/cm²]

Massima tensione di compressione cls 244.62 <0,7*fckj verifica

Massima tensione di trazione cls -26.71

Tensioni d'esercizio - soli carichi permanenti [daN/cm²]

Massima tensione di compressione cls 133.03

Minima tensione di compressione cls 84.61 verifica

Tensioni d'esercizio - rara [daN/cm²]

Massima tensione di compressione cls 181.88 <0,60 fck verifica

Massima tensione di trazione o minima compressione cls 32.19 sezione compressa

Fessurazione e decompressione per ambiente **Poco aggressivo (X0,XC1,XC2,XC3,XF1)**

Condizione quasi permanente **sezione compressa** VERIFICA

Condizione frequente **sezione compressa** VERIFICA

Calcolo a rottura

Momento sollecitante a rottura [daNm] 132939

Momento resistente a rottura [daNm] 145667 verifica

Taglio e torsione

Carico totale simmetrico verifica

Carico dissimmetrico "superiore" verifica

Carico dissimmetrico "inferiore" verifica

Resistenza al fuoco R 120 Mr= 1644 Md= 587 kNm Verifica

Deformazioni monta 10 gg -5.0 cm monta taglio cavi -4.7 cm

freccia permanenti -2.0 cm freccia finale rara 2.2 cm

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

fck	457	daN/cm²	fptk	18600	daN/cm²
fckj	356	daN/cm²	$f_{p(1)k}$	16700	daN/cm²
Rck	550	daN/cm²	$f_{p(1)d}$	14522	daN/cm²
fcd	277	daN/cm²			
αct	1		fyk	4500	daN/cm²
α_{cc}	0.85		fyd	3913	daN/cm²
fctk	26.8	daN/cm²			
fctd	19.2	daN/cm²	Es	2040000	daN/cm²
fctm	38.3	daN/cm²	Eslento	2100000	daN/cm²
ν	0.5				
fc2d	138.6	daN/cm²	Es/Ec	5.60	
			ε_r diff	0.000125	
Ec	364161	daN/cm²			
Ecj	337984	daN/cm²	Tipo aggregati (1= silicei; 2= calcarei>80%)		2
G	158331	daN/cm²			

Parametri Zona sismica

Zona sismica	3
ag	1.000
S_T	1
Fo	2.5

CARATTERISTICHE DELLA PRECOMPRESSIONE

Tiro	15000	daN/cm²	Perdite di tensione cons. nelle fasi (1=totale)	2a-2b-2c	0.5
				3	1
Rilass. taglio dei cavi	250	daN/cm²		4	1
				5	1
				6	1

COEFFICIENTI

Coefficienti di combinazione delle azioni variabili

N car . variabile	rara a	frequente a	q. perm. a	SLU base	SLU sismico	SLU sismico	SLU fuoco
3	1	1	1	1.5	1	1	1
4	1	0.2	0	1.5	0	0	0
5	1	0.2	0	1.5	0	0	0
6	0	0	0	0	1	-1	0

S.l.u.

γ_{G1}	1.3	
γ_P	1	
γ_Q	1.5	
γ_{G2}	1.5	
γ_c	1.4	
γ_s	1.15	
ε_{cs}	0.000484	deformazione per ritiro
$\varphi(t,t_0)$	2.79	coefficiente di viscosità

S.l.e.

γ_P	1

ARMATURE LONGITUDINALI (dipendenti dal tipo armatura ma modificabili)

Posizioni di armatura lenta (Y da intendersi dal lembo superiore)

N. ferri	Diametro	Y [cm]	da [cm]	a [cm]	Area [cm²]	H inf [cm]
2	12	3.5	100	2120	2.26	67.5
2	16	8	100	2120	4.02	63
2	16	12	100	2120	4.02	59
2	12	19	100	2120	2.26	52
2	12	67	100	2120	2.26	4
4	12	51	100	2120	4.52	20
		0				
		0				
			posizioni efficaci ancorate			

Posizioni di armatura precompressa (Y da intendersi dal lembo superiore)

N. tref	Area [cm²]	Y [cm]	L gua. sx	L gua. dx	H inf [cm]	Diam. [cm]	ds [cm]	dd [cm]	Area [cm²]	S [cm³]
1	1.39	65	0	0	6	1.524	97	2123	1.39	90.35
2	1.39	64	0	0	7	1.524	97	2123	2.78	177.92
2	1.39	62	600	600	9	1.524	697	1523	2.78	172.36
2	1.39	60	300	300	11	1.524	397	1823	2.78	166.8
2	1.39	58	300	300	13	1.524	397	1823	2.78	161.24
2	1.39	56	150	150	15	1.524	247	1973	2.78	155.68
2	1.39	54	150	150	17	1.524	247	1973	2.78	150.12
1	1.39	60	0	0	11	1.524	97	2123	1.39	83.4
2	1.39	58	0	0	13	1.524	97	2123	2.78	161.24
0	0	55	0	0	16				0	0
1	1.39	55	0	0	16	1.524	97	2123	1.39	76.45
A_{tot} [cm²]	23.63	y_{tref} [cm]	59.1							

SEZIONE PREFABBRICATA

Modellazione dei trapezi con l'inserimento della linea di fessurazione trasversale

Si individua un trapezio oltre il quale il calcestruzzo è fessurato. Tale trapezio è il numero 5

Nei primi 5 trapezi il calcestruzzo è non fessurato

Trapezi della sezione prefabbricata dall'alto verso il basso con rispettiva resistenza a compressione

N. trap	Bsup [cm]	Binf [cm]	H [cm]	Htot [cm]	Spess [cm]	k	Tensione
1	23.8	24	0.1	0.1	8.0	1.00	23.56
2	24	54	3.9	4	11.0	1.00	23.56
3	54	62	2	6	13.1	1.00	23.56
4	62	60.8	3.2	9.2	13.1	1.00	23.56
5	60.8	23.6	10.6	19.8	9.0	1.00	23.56
6	23.6	23	7.6	27.4	5.3	0.91	13.86
7	23	23.6	7.6	35	5.4	0.92	13.86
8	23.6	25.6	7.6	42.6	5.5	0.92	13.86
9	25.6	28.8	7.6	50.2	7.0	1.00	13.86
10	78	43.2	10.4	60.6	15.0	1.00	13.86
11	43.2	10	10.4	71	15.0	1.00	23.56

Caratteristiche della sezione di calcestruzzo

Area sez. cls	256901.0	mm^2			
Posizione baricentro	341.154	mm	**dal lembo superiore**		
Momento d'inerzia	11830576437	mm^4			
Peso proprio	642.3	daN/m			
Lunghezza ala	139.7	cm	71	125	144
			68	122	140

CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI

Sezione (cm)	**110**	**240**	**1110**	**150**	**2110**
Sezione utile delle armature					
Sezione (cm)	110	240	1110	150	2110
Atref [cm^2]	9.73	11.60	23.63	9.92	9.73
ytref [cm]	10.43	11.33	11.94	10.53	10.43
e [cm]	26.21	25.44	24.20	26.31	26.42

CARATTERISTICHE STATICHE sezione cls

Sezione (cm)	110	240	1110	150	2110
Area (cm2)	2569	2569	2569	2569	2569
H(cm)	71.00	71.00	71.00	71.00	71.00
Jo [cm4]	1183058	1183058	1183058	1183058	1183058
Yinf [cm]	36.88	36.88	36.88	36.88	36.88

CARATTERISTICHE STATICHE sezione ideale prefabbricata

Sezione [cm]	110	240	1110	150	2110
Area [cm^2]	2744	2730	2802	2720	2718
H [cm]	71.00	71.00	71.00	71.00	71.00
Jo [cm^4]	1290981	1282868	1324684	1278476	1277986
Y [cm]	36.64	36.76	36.14	36.84	36.85
Ws [cm^3]	37575	37472	38001	37428	37423
Wi [cm^3]	35232	34894	36653	34702	34680
Anetta	2675	2678	2666	2679	2680
Jnetta	1241172	1243555	1236083	1244323	1244408
Yn	37.31	37.29	37.40	37.27	37.27

CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI NELLA SINGOLA FASE

SOLLECITAZIONI per i carichi della fase — Momento [daNm]

Sezione (cm)		110	240	1110	150	2110
Fase	1	8166	15973	40279	10684	8166
	2	10435	21364	55392	13959	10435
	2a	7453	15260	39566	9971	7453
	2b	9689	19838	51436	12962	9689
	2c	8944	18312	47479	11965	8944
	3	7453	15260	39566	9971	7453
	4	2437	4990	12937	3260	2437
	5	0	0	0	0	0
	6	1161	2376	6161	1553	1161
rara	7a	6963	14256	36963	9315	6963
frequente	7a	1393	2851	7393	1863	1393
quasi perm.	7a	0	0	0	0	0

SOLLECITAZIONI per i carichi della fase — Taglio [daN]

Sezione (cm)		110	240	1110	150	2110
Fase	1	6423	5588	0	6166	-6423
	2	8992	7823	0	8632	-8992
	2a	6423	5588	0	6166	-6423
	2b	8349	7264	0	8015	-8349
	2c	7707	6705	0	7399	-7707
	3	6423	5588	0	6166	-6423
	4	2100	1827	0	2016	-2100
	5	0	0	0	0	0
	6	1000	870	0	960	-1000
perm asimm	6	1000	870	0	960	-1000
rara	7a	6000	5220	0	5760	-6000
frequente	7a	1200	1044	0	1152	-1200
quasi perm.	7a	0	0	0	0	0

		Reazione app 1			Reazione app 2		
		T [daN]	M [daNm]		T [daN]	M [daNm]	
Fase	1	tot	7129	(T1b)	7129	(T2b)	tot
	2	9981	4990	4990	4990	4990	9981
	2a		7129		7129		
	2b	9268	9268		4634	4634	9268
	2c	8555	4277	4277	4277	4277	8555
	3		7129		7129		
	4		2331	0	2331	0	
	5		0	0	0	0	
	6		1110	0	1110	0	
rara	7a		6660	0	6660	0	
frequente	7a		1332	0	1332	0	
quasi perm.	7a		0	0	0	0	

VERIFICHE TENSIONALI [daN/cm²]

FASE INIZIALE DI PRECOMPRESSIONE

Sezione (cm)		110	240	1110	150	2110
Fo [daN]		145950	174071.4848	354450	148762.148	145950
Mo [daNcm]		3825891	4427701	8577535	3913658	3856305
F1 [daN]		143518	171170	348543	146283	143518
M1 [daNcm]		3762126	4353906	8434576	3848430	3792034
Tensioni di coazione e al taglio dei cavi						
Sezione (cm)		110	240	1110	150	2110
Coaz.	σ_{sup}	-47.81	-53.48	-97.56	-49.03	-48.53
	σ_{inf}	159.09	187.48	354.51	164.69	162.14
	σ_s	14029	13915	13190	14005	14015
Taglio	σ_{sup}	-26.08	-10.86	8.43	-20.49	-26.71
cavi	σ_{inf}	135.91	141.71	244.62	133.90	138.59
	σ_s	14122	14093	13602	14128	14110
	$\sigma_{c\text{-}cavo}$	112	117	205	111	114

CALCOLO CADUTE DI TENSIONE

Sezione (cm)		110	240	1110	150	2110
Ritiro	ΔN	9001	10888	20700	9384	9215
	$\Delta\sigma_{sup}$	3.00	3.40	5.79	3.15	3.12
	$\Delta\sigma_{inf}$	-6.70	-7.95	-13.68	-7.12	-7.03
	$\Delta\sigma_s$	925.12	938.27	875.99	946.18	947.07
Viscos.	ΔN	15992	20249	67206	16504	16691
	$\Delta\sigma_{sup}$	5.33	6.33	18.81	5.53	5.64
	$\Delta\sigma_{inf}$	-11.91	-14.78	-44.43	-12.53	-12.73
	$\Delta\sigma_s$	1643.59	1744.89	2844.08	1664.12	1715.41
Rilass.	ΔN	5026	5026	5026	5026	5026
	$\Delta\sigma_{sup}$	3.50	3.41	3.20	3.53	3.54
	$\Delta\sigma_{inf}$	-3.74	-3.67	-3.32	-3.81	-3.83
	$\Delta\sigma_s$	516.54	433.10	212.69	506.78	516.54
Totali	ΔN	30020	36163	92931	30914	30932
	$\Delta\sigma_{sup}$	11.83	13.14	27.80	12.21	12.31
	$\Delta\sigma_{inf}$	-22.36	-26.39	-61.43	-23.46	-23.59
	$\Delta\sigma_s$	3085.26	3116.26	3932.76	3117.08	3179.02
σ_s		11036.65	10976.29	9669.42	11011.13	10930.63
Cadute	$\Delta\sigma_{sup}$	11.83	13.14	27.80	12.21	12.31
totali	$\Delta\sigma_{inf}$	-22.36	-26.39	-61.43	-23.46	-23.59
	σ_s	11036.65	10976.29	9669.42	11011.13	10930.63
	$\Delta\sigma_s$	3085.26	3116.26	3932.76	3117.08	3179.02

Fasi transitorie

Sezione (cm)		110	240	1110	150	2110
Fase 2	σ_{sup}	-20.04	3.53	48.20	-11.74	-20.65
	σ_{inf}	129.48	126.26	203.39	124.46	132.05
Fase 2a	σ_{sup}	-22.06	-6.19	20.46	-16.29	-22.47
	σ_{inf}	126.76	130.55	215.85	124.22	128.85
Fase 2b	σ_{sup}	-16.11	6.02	51.69	-8.30	-16.49
	σ_{inf}	120.41	117.43	183.47	115.60	122.40
Fase 2c	σ_{sup}	-18.09	1.95	41.28	-10.96	-18.48
	σ_{inf}	122.53	121.81	194.26	118.48	124.55

Posa in opera - fasi 3, 4 e 5

Fase 3	σ_{sup}	-16.15	0.38	34.36	-10.19	-16.31
	σ_{inf}	115.58	117.36	185.14	112.49	117.05
	σ_s	11037	10976	9669	11011	10931
Fase 4	σ_{sup}	-9.66	13.69	68.40	-1.48	-9.80
	σ_{inf}	108.66	103.06	149.84	103.10	110.03
	σ_s	11064	11032	9802	11049	10959
Fase 5	σ_{sup}	-9.66	13.69	68.40	-1.48	-9.80
	σ_{inf}	108.66	103.06	149.84	103.10	110.03
	σ_s	11064	11032	9802	11049	10959

Applicazione dei permanenti

Sezione (cm)		110	240	1110	150	2110
	σ_{sup}	-6.57	20.03	84.61	2.67	-6.70
	σ_{inf}	105.37	96.25	133.03	98.63	106.68
	σ_s	11078	11058	9865	11067	10972

Applicazione di carichi variabili (combinazioni rare)

Sezione (cm)		110	240	1110	150	2110
Combin	σ_{sup}	11.96	58.08	181.88	27.56	11.91
a	σ_{inf}	85.60	55.39	32.19	71.78	86.60
	σ_s	11157	11216	10243	11174	11053

Pretes. Tirante (media) (daN/m	0
Rapp. Min/max tirante	1.00
Aliquota azioni su tirante	0.00
Aliquota azioni su ala (max)	1.00
Ang medio	27
Carico lineare in punta [daN]	
383	
dist (cm) 5	
Carico distribuito su ala [daN/m]	
489	0
Arm max ala zona appoggio	0.000
Arma max ala interno	0.332

VERIFICA TRASVERSALE PER FESSURAZIONE ALA

Sezioni rilevate

	distanza [cm]	spessore [cm]	α [°]
1	37.0	13.1	27.0
2	41.0	5.3	27.0
3	70.0	5.7	27.0
4	100.0	7.3	27.0
5	101.0	7.4	0.0

Larghezza sezione da verificare [cm]: 100

Arm. ala	ϕ [mm]	passo [cm]	As/s
	7	10	0.385

Distanza asse ferro - esterno [mm]: 15

tolleranza posizione (mm): 5

Sezioni di verifica

dist [cm]	spess [cm]	α [°]	A [mm²]	W_{sup} [mm³]	N [N]	M [Nmm]	σ [MPa]	As/s min fl	my(kNmm)	
38.6	10.0	27.0	102109	1742656	2706.1	1942458	-1.0882	0.063	1942	
42.4	5.3	27.0	55507	491791	2791.4	2174804	-4.3719	0.175	2175	sezione fessurata
46.3	5.4	27.0	56037	501841	2876.6	2414354	-4.7597	0.192	2414	sezione fessurata
50.1	5.4	27.0	56566	511988	2961.8	2661110	-5.1452	0.209	2661	sezione fessurata
54.0	5.5	27.0	57095	522233	3047.1	2915071	-5.5286	0.226	2915	sezione fessurata
57.8	5.5	27.0	57625	532575	3132.3	3176238	-5.9096	0.244	3176	sezione fessurata
61.6	5.6	27.0	58154	543013	3217.6	3444609	-6.2882	0.261	3445	sezione fessurata
65.5	5.6	27.0	58683	553549	3302.8	3720186	-6.6643	0.279	3720	sezione fessurata
69.3	5.7	27.0	59213	564182	3388.0	4002968	-7.0380	0.297	4003	sezione fessurata
73.1	5.9	27.0	60962	600436	3473.3	4292955	-7.0928	0.303	4293	sezione fessurata
77.0	6.1	27.0	63029	643704	3558.5	4590147	-7.0744	0.307	4590	sezione fessurata
80.8	6.3	27.0	65076	688409	3643.8	4894545	-7.0539	0.311	4895	sezione fessurata
84.7	6.5	27.0	67122	734547	3729.0	5206148	-7.0320	0.315	5206	sezione fessurata
88.5	6.7	27.0	69169	782115	3814.2	5524956	-7.0090	0.319	5525	sezione fessurata
92.3	6.9	27.0	71216	831110	3899.5	5850969	-6.9852	0.324	5851	sezione fessurata
96.2	7.1	27.0	73262	881530	3984.7	6184188	-6.9609	0.328	6184	sezione fessurata
100.0	7.3	27.0	75309	933370	4070.0	6524611	-6.9363	0.332	6525	sezione fessurata

Si evince che la fessurazione avviene a una distanza di circa **38.6** cm dal punto di fissaggio della coppella

Valore da ricavare con interpolazione o con tentativi e da scrivere nella cella **qui sopra**

MOMENTO RESISTENTE CON RIDUZIONI PER ALA FESSURATA E PER SPESSORE - sez. X = 1110

Posizione ipotizzata dell'asse neutro dal lembo superiore [cm]: **41.74**

Posizione del cambiamento rettangolo-parabola [cm]: 17.9

Contributo armature lente

N. ferri	Diametro	Y [cm]	Area [mm²]	ε	Forza [N]	Mom.[Nmm]
2	12	3.5	226.2	0.00321	88511	3097884
2	16	8	402.1	0.00283	157353	12588225
2	16	12	402.1	0.00249	157353	18882338
2	12	19	226.2	0.00191	88511	16817082
2	12	67	226.2	-0.00212	-88511	-59302342
4	12	51	452.4	-0.00078	-73723	-37598657.9
		0		0.00350		
		0		0.00350		

Contributo armature pretese

N. tref	Area [cm²]	Y [cm]	ε	ε decomp	ε tot	Forza [N]	Mom.[Nmm]
1	1.39	65	-0.00195	0.00474	-0.00669	-189694	-123301209
2	1.39	64	-0.00187	0.00474	-0.00661	-374633	-239765379
2	1.39	62	-0.00170	0.00474	-0.00644	-357964	-221937842
2	1.39	60	-0.00153	0.00474	-0.00627	-348641	-209184522
2	1.39	58	-0.00136	0.00474	-0.00610	-339317	-196804137
2	1.39	56	-0.00120	0.00474	-0.00594	-329994	-184796689
2	1.39	54	-0.00103	0.00474	-0.00577	-320671	-173162176
1	1.39	60	-0.00153	0.00474	-0.00627	-174320	-104592261
2	1.39	58	-0.00136	0.00474	-0.00610	-339317	-196804137
0	0	55	-0.00111	0.00474	-0.00585	0	0
1	1.39	55	-0.00111	0.00474	-0.00585	-162666	-89466407.7

Forze positive = compressioni; forze negative = trazioni

Equilibrio traslazionale (compressioni - trazioni)

0 N

VERIFICHE TAGLIO-TORSIONE

Armatura trasversale di rinforzo base

ϕ [mm]	6	
a_w	0.0283	cm²/cm
ω_w	0.145	
λ_c	2.427	
passo [cm]	10	

	a [cm]	b [cm]	c_1	c_2	J_t = [cm⁴]	quota M_t
rett. base	28.0	21.0	0.219	0.1661	56788	0.5246
rett. ala	79.0	5.7	0.333	0.333	4872	0.0450
rett. in alto	40.0	12.5	0.267	0.263	20659	0.1927
					108251	

Armatura trasversale di rinforzo ala

Arm	ϕ [mm]	passo [cm]	a_w (cm²/cm)	ω_w	λ_c	ringrosso superiore ω_w	ringrosso superiore λ_c
1	6	10	0.0283	0.151	2.375	0.064	2.500
2	7	10	0.0385	0.205	1.969	0.087	2.500
3	8	10	0.0503	0.268	1.654	0.114	2.500
4	10	10	0.0785	0.418	1.179	0.177	2.153

Condizione a: carico totale simmetrico

Az. Orizzontale (vento) f= 0 m= 0.0 daNm/m

Taglio [daN] - valori caratteristici

Sezione (cm)						
		110	240	1110	150	2110
	pesi pr.+copp	8523	7415	0	8182	-8523
	Perm.	1000	870	0	960	-1000
	Var.	6000	5220	0	5760	-6000

Taglio [daN] - valori di calcolo

	21579	18774	0	20716	-21579
τ [daN/cm²]	16.20	14.09	0.00	15.55	-16.20
	1.83	2.50	2.50	2.50	1.84

Torsione [daNm] - valori di calcolo

Sezione (cm)	110	240	1110	150	2110
	0	0	0	0	0

ALA

	τ [daN/cm²]					
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Sezione aperta
τ_{tot}	16.20	14.09	0.00	15.55	16.20	
τ_{tot}*t [daN/cm]	85.83	74.68	0.00	82.40	85.83	
n_{xy} [daN/cm]	186.30	202.28	160.56	189.36	186.57	senza armatura trasversale
fessurazione						
verifica senza armatura	SI	SI	SI	SI	SI	verifica anche senza armatura
Ascissa di fessurazione	0	cm		Nessuna		
$\sigma_{baricentro}$	45.33	56.87	112.94	47.46	45.52	
λ_i	1.83	1.99	1.58	1.86	1.84	Inclinazione delle fessure
Arma max As/s	0.0430	0.0378	0.0536	0.0419	0.0429	Armatura massima utile per torsione
	1	1	1	1	1	Armatura richiesta di calcolo
n_{xy} [daN/cm]	262.72	262.72	262.72	262.72	262.72	Portata
	308.64	294.50	331.80	305.90	308.40	Massima portata sezione all
Armatura	debole	debole	debole	debole	debole	
verifica con armatura	SI	SI	SI	SI	SI	verifica

BASE

Sezione (cm)		110	240	1110	150	2110
T(daNm)		0	0	0	0	0
all	τ_{tot}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	τ_{tot}*t [daN/cm]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	n_{xy} [daN/cm]	255.90	255.90	255.90	255.90	255.90
	fessurazione					
	verifica senza armatura	SI	SI	SI	SI	SI	verifica
	σ_{prec}	74.06	55.81	55.65	64.85	74.90
	λ_i	2.427	2.427	2.427	2.427	2.427
	T_{Rcd}	3205	3205	3205	3205	3205
	T_{Rsd}	3205	3205	3205	3205	3205
	$A_{t,min}$ (cm²)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	verifica con armatura	SI	SI	SI	SI	SI	Verifica
	α_c	1.25	1.20	1.20	1.23	1.25
	Arma max As/s	0.028	0.028	0.028	0.028	0.028	Armatura massima utile per torsione
$T_{Ed}/T_{Rcd}+V_{Ed}/V_{Rcd}$ < 1		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		1	1	1	1	1	1 VERIFICA

RINGROSSO SUPERIORE

Sezione (cm)		110	240	1110	150	2110
T(daNm)		0	0	0	0	0
	τ_{tot}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	τ_{tot}*t [daN/cm]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	n_{xy} [daN/cm]	354.59	479.62	378.67	399.28	355.02	senza armatura trasversale
	fessurazione					
	verifica senza armatura	SI	SI	SI	SI	SI	verifica anche senza armatura
	Ascissa di fessurazione	0	cm		Nessuna	
	σ_b	22.84	57.68	159.76	34.09	22.94
	λ_i	1.48	2.00	1.58	1.67	1.48	Inclinazione delle fessure
	T_{Rcd}	1669	1438	1626	1587	1668
	As/s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		1	1	1	1	1	1 VERIFICA

Condizione b: carico dissimmetrico "superiore"

				Taglio [daN] - valori caratteristici			
Sezione (cm)		110	240	1110	150	2110	
	pesi pr.+copp	8523	7415	0	8182	-8523	
	Perm.	1000	870	0	960	-1000	
	Var.	4500	3915	0	4320	-4500	
	perm asimm	1000	870	0	960	-1000	
				Taglio [daN] - valori di calcolo			
		19329	16816	0	18556	-19329	
	τ [daN/cm^2]	14.51	12.62	0.00	13.93	-14.51	
asimm		14.51	12.62	0.00	13.93	-14.51	
				Torsione [daNm] - valori di calcolo			
Sezione (cm)		110	240	1110	150	2110	
		2109	1835	0	2025	-2109	
	perm asimm	2109	1835	0	2025	-2109	
	τ [daN/cm^2]	11.11	9.66	0.00	10.66	-11.11	
asimm		11.11	9.66	0.00	10.66	-11.11	
	τ_{tot}	25.61	22.28	0.00	24.59	25.61	
asimm		25.61	22.28	0.00	24.59	25.61	
	τ_{tot}*t [daN/cm]	135.75	118.10	0.00	130.32	135.75	
	n_{xy} [daN/cm]	186.30	202.28	266.63	189.36	186.57	senza armatura trasversale
	fessurazione						
	verifica senza armatura	SI	SI	SI	SI	SI	verifica anche senza armatura
	Ascissa di fessurazione		0	cm			
	$\sigma_{baricentro}$	45.33	56.87	112.94	47.46	45.52	
	λ_i	1.83	1.99	2.50	1.86	1.84	Inclinazione delle fessure
		1	1	1	1	1	Armatura richiesta di calcolo
	n_{xy} [daN/cm]	262.72	262.72	253.27	262.72	262.72	Portata
	verifica con armatura	SI	SI	SI	SI	SI	verifica

BASE						
Sezione (cm)	110	240	1110	150	2110	
T(daNm)	1107	963	0	1062	1107	
τ_{tot}	16.85	14.66	0.00	16.18	16.85	
τ_{tot}*t [daN/cm]	92.74	80.68	0.00	89.03	92.74	
n_{xy} [daN/cm]	255.90	255.90	255.90	255.90	255.90	
fessurazione						
verifica senza armatura	SI	SI	SI	SI	SI	verifica
σ_{prec}	74.06	55.81	55.65	64.85	74.90	
λ_i	2.427	2.427	2.427	2.427	2.427	
T_{Rcd}	3205	3205	3205	3205	3205	
T_{Rsd}	3205	3205	3205	3205	3205	
$A_{s\,min}$ (cm^2)	7.82	6.81	0.00	7.51	7.82	
verifica con armatura	SI	SI	SI	SI	SI	Verifica
α_c	1.25	1.20	1.20	1.23	1.25	
$T_{Ed}/T_{Rcd}+V_{Ed}/V_{Rsd} < 1$	0.35	0.30	0.00	0.33	0.35	
	1	1	1	1	1	1 VERIFICA

RINGROSSO SUPERIORE						
Sezione (cm)	110	240	1110	150	2110	
T(daNm)	406	354	0	390	406	
τ_{tot}	24.36	21.19	0.00	23.38	24.36	
τ_{tot}*t [daN/cm]	304.47	264.89	0.00	292.29	304.47	
n_{xy} [daN/cm]	354.59	479.62	598.74	399.28	355.02	senza armatura trasversale
fessurazione						
verifica senza armatura	SI	SI	SI	SI	SI	verifica anche senza armatura
Ascissa di fessurazione		0	cm	**Nessuna**		
σ_b	22.84	57.68	159.76	34.09	22.94	
λ_i	1.48	2.00	2.50	1.67	1.48	Inclinazione delle fessure
T_{Rcd}	1669	1438	1241	1587	1668	
As/s	0.013	0.008	0.000	0.011	0.013	
	1	1	1	1	1	1 VERIFICA

Condizione c: carico dissimmetrico "inferiore"

Taglio [daN] - valori caratteristici

Sezione (cm)	110	240	1110	150	2110
pesi pr.+copp	8523	7415	0	8182	-8523
Perm.	1000	870	0	960	-1000
Var.	1500	1305	0	1440	-1500

Taglio [daN] - valori di calcolo

	14829	12901	0	14236	-14829
τ [daN/cm^2]	11.13	9.68	0.00	10.68	-11.13

Torsione [daNm] - valori di calcolo

Sezione (cm)	110	240	1110	150	2110
	2109	1835	0	2025	-2109
τ [daN/cm^2]	11.11	9.66	0.00	10.66	-11.11
τ_{tot}	22.24	19.35	0.00	21.35	22.24
τ_{tot}*t [daN/cm]	117.85	102.53	0.00	113.14	117.85
n_{xy} [daN/cm]	186.30	202.28	266.63	189.36	186.57 senza armatura trasversale
fessurazione					
verifica senza armatura	SI	SI	SI	SI	SI verifica anche senza armatura
Ascissa di fessurazione		0 cm			
$\sigma_{baricentro}$	45.33	56.87	112.94	47.46	45.52
λ_i	1.83	1.99	2.50	1.86	1.84 inclinazione delle fessure
	1	1	1	1	1 Armatura richiesta di calcolo
n_{xy} [daN/cm]	262.72	262.72	253.27	262.72	262.72 Portata
verifica con armatura	SI	SI	SI	SI	SI verifica

BASE

Sezione (cm)	110	240	1110	150	2110	
T(daNm)	1107	963	0	1062	1107	
τ_{tot}	16.85	14.66	0.00	16.18	16.85	
τ_{tot}*t [daN/cm]	92.74	80.68	0.00	89.03	92.74	
n_{xy} [daN/cm]	255.90	255.90	255.90	255.90	255.90	
fessurazione						
verifica senza armatura	SI	SI	SI	SI	SI	verifica
σ_{prec}	74.06	55.81	55.65	64.85	74.90	
λ_i	2.427	2.427	2.427	2.427	2.427	
T_{Rcd}	3205	3205	3205	3205	3205	
T_{Rsd}	3205	3205	3205	3205	3205	
$A_{s\,min}$ (cm^2)	7.82	6.81	0.00	7.51	7.82	
verifica con armatura	SI	SI	SI	SI	SI	Verifica
α_c	1.25	1.20	1.20	1.23	1.25	
$T_{Ed}/T_{Rcd}+V_{Ed}/V_{Rcd} < 1$	0.35	0.30	0.00	0.33	0.35	
	1	1	1	1	1	1 VERIFICA

RINGROSSO SUPERIORE

Sezione (cm)	110	240	1110	150	2110	
T(daNm)	406	354	0	390	406	
τ_{tot}	24.36	21.19	0.00	23.38	24.36	
τ_{tot}*t [daN/cm]	304.47	264.89	0.00	292.29	304.47	
n_{xy} [daN/cm]	354.59	479.62	598.74	399.28	355.02	senza armatura trasversale
fessurazione						
verifica senza armatura	SI	SI	SI	SI	SI	verifica anche senza armatura
Ascissa di fessurazione		0	cm	**Nessuna**		
σ_b	22.84	57.68	159.76	34.09	22.94	
λ_i	1.48	2.00	2.50	1.67	1.48	inclinazione delle fessure
T_{Rcd}	1669	1438	1241	1587	1668	
As/s	0.013	0.008	0.000	0.011	0.013	
	1	1	1	1	1	1 VERIFICA

DECOMPRESSIONE E FESSURAZIONE

Momento di decompressione	107425 daNm
Momento di fessurazione	119129 daNm

	Momento [daNm]	
Condizione quasi permanente	58664	sezione non fessurata
Condizione frequente	66056	sezione non fessurata
Condizione rara	95627	sezione non fessurata

	σ_s [daN/cm^2]	σ_w [daN/cm^2]	ε_{sm}	s_{rm} [mm]	w_d [mm]	valore di controllo [mm]
Condizione quasi permanente	797.35	1619.19	0	0	0	0.2
Condizione frequente	897.83	1619.19	0	0	0	0.3
Condizione rara	1299.75	1619.19	0	0	0	

DURABILITA'

Condizioni ambientali XC3 condizione di ambiente secondo tabella A.1 UNI EN 13369 C

Secondo il punto 4.3.7 EN 13693 la superficie superiore protetta può essere considerata come condizione ambientale B (tabella A.1 EN13369)
Per le parti piane (all) il ricoprimento delle armature è dato dalla condizione di lastra

Ricoprimenti minimi secondo EN13369		calcestruzzo	C45.65/50
	ambiente	armature ordinarie	armature precompresse
parte superiore all	B	10	15
ringrosso superiore	B	10	15
ala inferiore	C	10	20
base (lato inferiore)	C	15	25

Classe calcestruzzo valida per ambienti da A a E

Tolleranze posizione armature sullo spessore		5 mm		
Ricoprimento minimo parte superiore		barre	10 mm	cavi precompressione 15 mm
Effettivo nominale		barre	15 mm	cavi precompressione 42 mm
Ricoprimento minimo parte inferiore				
ambiente	B	barre	10 mm	cavi precompressione 15 mm
	C		10 mm	25 mm
	D		15 mm	30 mm
	E		20 mm	35 mm
Effettivo nominale		barre	15 mm	cavi precompressione 42 mm

Per ambienti D e E predisporre distanziatori sulla faccia inferiore rispettivamente da 20 e 25 mm

DEFORMAZIONI

FRECCE
Positive se verso il basso; negative se verso l'alto

				0.9	coeff corr. def prec. taglio cavi
				0.8	coeff corr deform viscose
				0.60	aliquota perdite a 10 gg
Deformazione elastica al taglio dei fili	-4.70 cm		φ	2.23	def. probabile
Deform. elastica per cadute di tensione (ritiro+visc+ril)	2.24 cm		α	0.33	stocc. 10 gg (aliquota def. viscosa)
Deformazione elastica per carichi permanenti	2.14 cm		k	0	comb. q.permanente
Deformazione elastica per carichi variabili	4.15 cm		a	1.50	
Deformazione plastica per peso proprio	-1.68 cm		b	-3.71 cm	
Deformazione plastica per peso proprio e permanenti	0.03 cm		c	2.24 cm	
Deformazione plastica per carichi variabili	0.00 cm		d	0.85	
Deformazione istantanea	**6.29 cm**		e	1	
Deformazione a lungo termine	**2.17 cm**			1	escl. Accumulo per def. plastica
Monta 10 gg	-5.04 cm	min 1/500	-4.5	max 1/250	-9.0
Deformazione t. inf. permanente	-1.97 cm	deform. Rara	2.17		
Deformazione elastica al montaggio	-2.00 cm	def solo qperm	2.17		

ROTAZIONI
Tegolo con carico variabile simmetrico

Carico torcente permanente	0 daNm/m	Jt1=	93909	L=	2220
Carico torcente variabile	0 daNm/m	Jt2=	93909	L=	0

Rotazione elastica per carichi permanenti	0.0000 rad	Spostamento verticale	0.00 cm
Rotazione elastica per carichi variabili	0.0000 rad		0.00 cm
Rotazione plastica per carichi permanenti	0.0000 rad		0.00 cm
Rotazione plastica per carichi variabili	0.0000 rad		0.00 cm

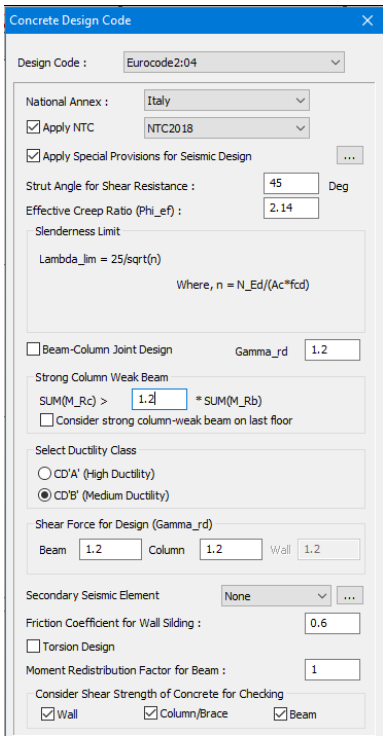
Tegolo con carico variabile asimmetrico

Carico torcente permanente	0 daNm/m
Carico torcente variabile	141 daNm/m

Rotazione elastica per carichi permanenti	0.0000 rad	Spostamento verticale	0.00 cm
Rotazione elastica per carichi variabili	0.0058 rad		0.73 cm
Rotazione plastica per carichi permanenti	0.0000 rad		0.00 cm
Rotazione plastica per carichi variabili	0.0000 rad		0.00 cm

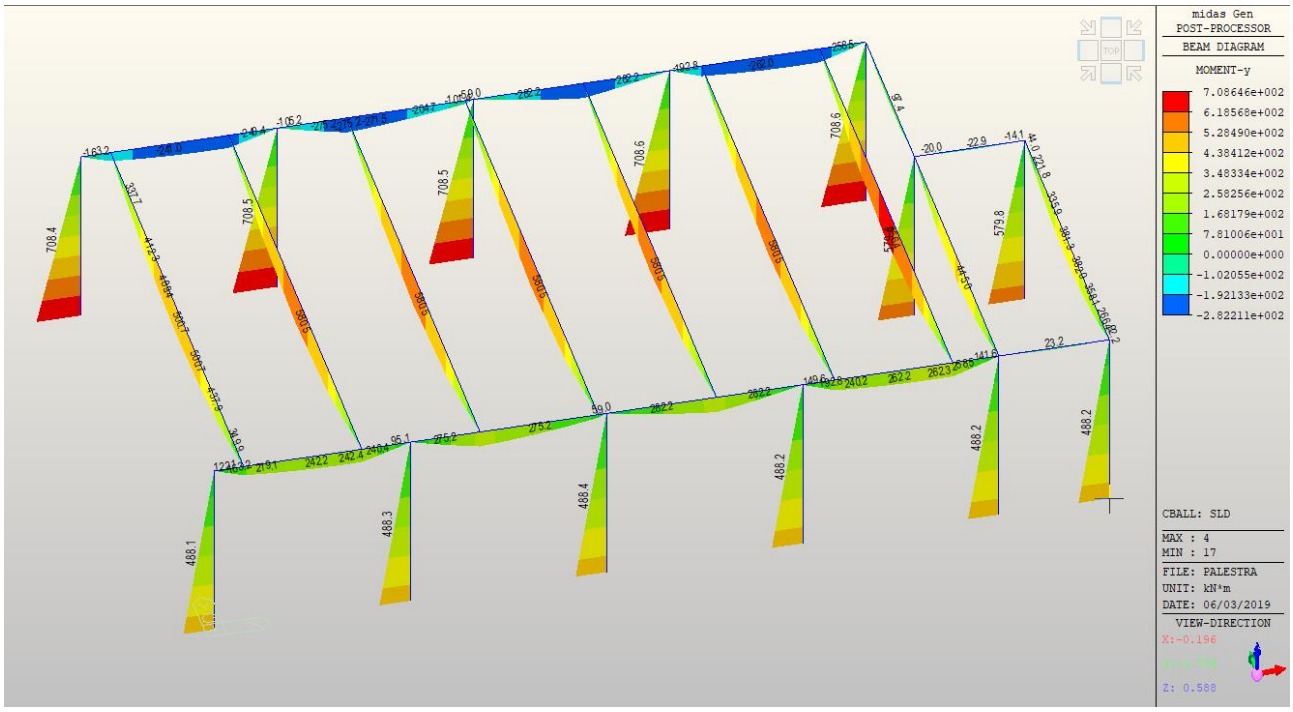
7.5.7 ARMATURE PILASTRI

La verifica di resistenza è stata eseguita considerando il caso peggiore delle combinazioni di carico allo SLU e allo SLV, attraverso il programma Midas Gen: dopo aver modellato la struttura sono state implementate le armature dei pilastri e sono state eseguite le verifiche in accordo con quanto riportato nella vigente normativa.

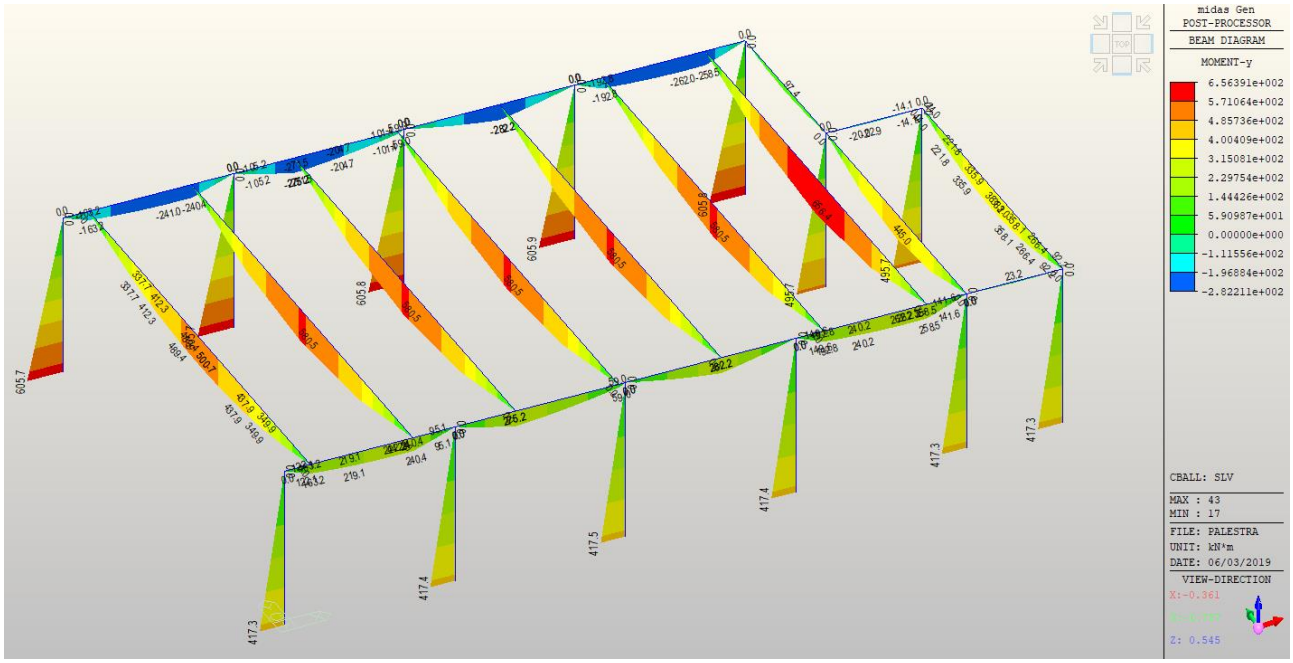


Per questa verifica a resistenza sono stati presi in considerazione anche le combinazioni derivanti dall'analisi allo SLD, dato che si ottenevano momenti agenti maggiori rispetto allo SLV:

<u>SLV</u>



SLD



Si riportano i risultati dei pilastri in cui sono stati verificati i casi peggiori per ogni sezione (in questo caso una sola sezione):

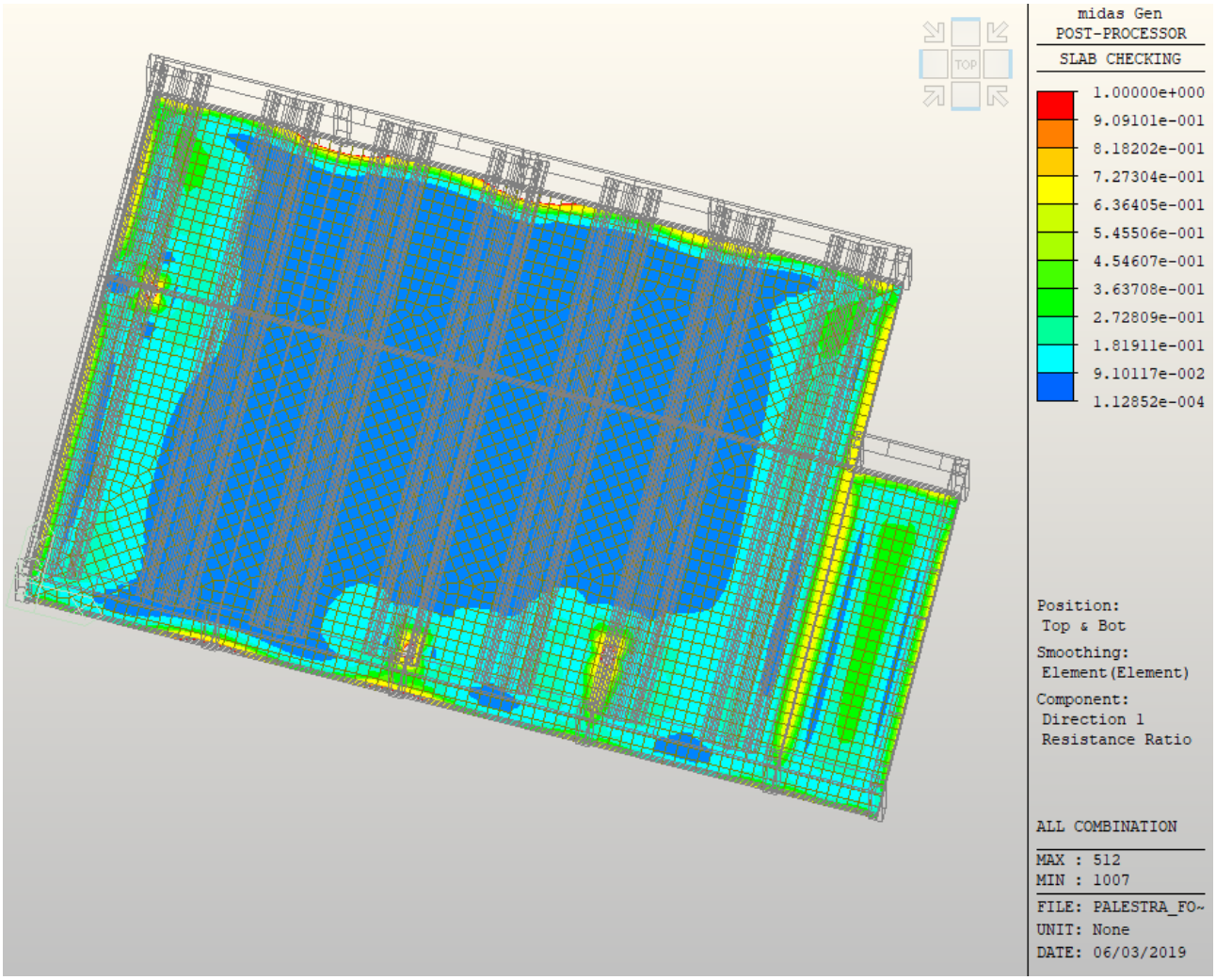
Section		fck	fyk	CHK	LC B	V-Rebar	N_Rdmax	Uc	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc.end	V_Rds.end	V_Rdc.mid	V_Rds.mid	LC B	V_Ed.end	Rat-V.end
Bc	Hc	Height	fyw					Rat-Uc	Rat-N	Rat-My	Rat-Mz	Rat-Vc.end	Rat-Vs.end	Rat-Vc.mid	Rat-Vs.mid		V_Ed.mid	Rat-V.mid
60*60		40000.0	450000	OK	28	20-6-P24	11492.5	0.064	438.556	362.518	802.645	267.922	1524.63	284.035	914.779	33	267.806	1.000
0.600	0.600	8.0500	450000					0.000	0.973	0.950	0.974	1.000	0.176	0.971	0.302	33	275.882	0.971

Le verifiche risultano soddisfatte. Per maggiori dettagli sul tipo di armatura inserita si rimanda ai rispettivi elaborati grafici allegati al presente progetto.

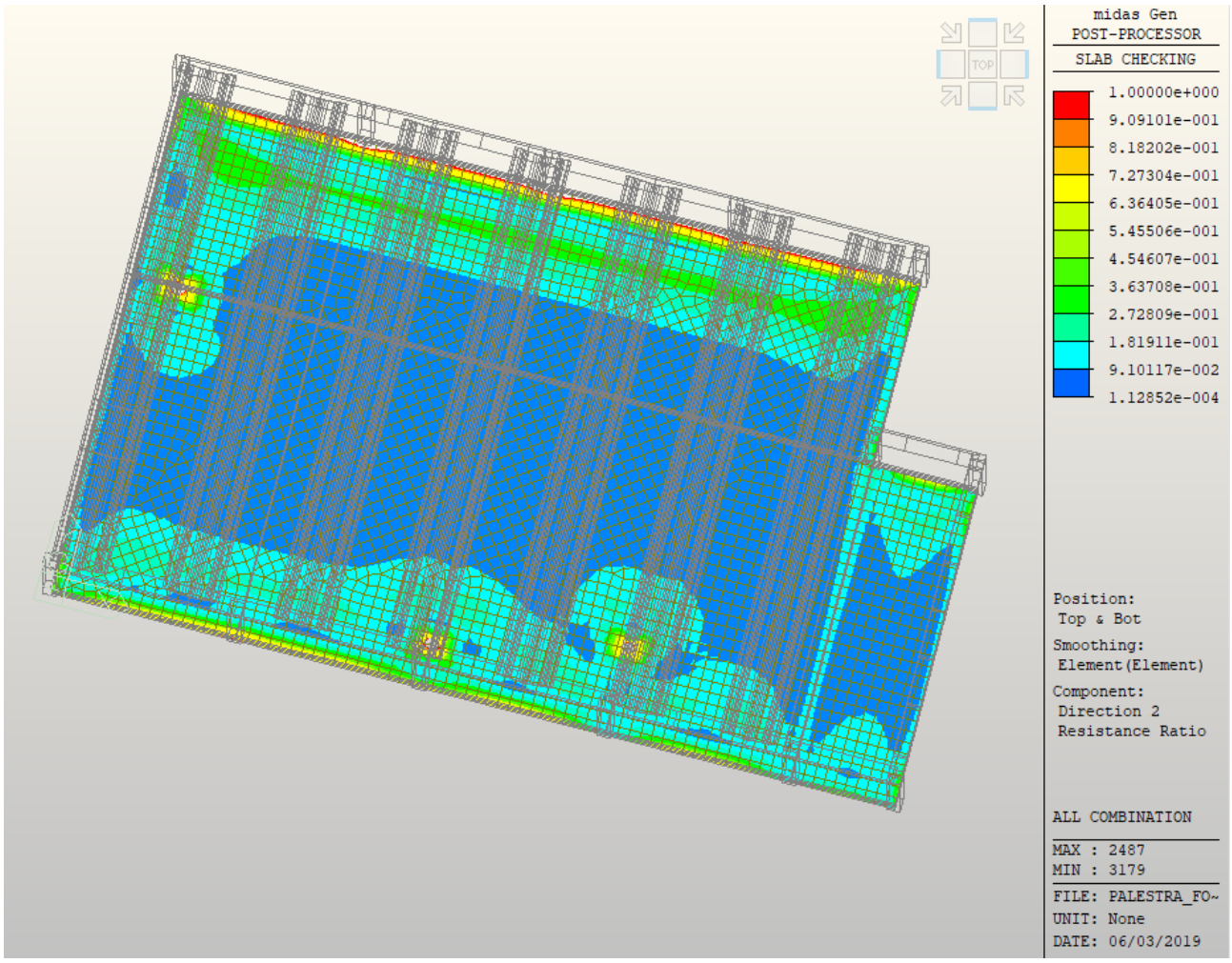
7.5.8 ARMATURE PLATEA

Si riportano di seguito le schermate relative ai risultati delle verifiche eseguite sulla platea di fondazione del corpo spogliatoi sotto l'azione dei carichi statici e dinamici, dopo averla opportunamente armata con armature ø12/200" superiori ed inferiori. Il software Midas Gen considera come Dir. 1 le armature longitudinali disposte lungo X e come Dir.2 quelle lungo Y.

- Risultati relativi alle armature lungo X:



- Risultati relativi alle armature lungo Y:



7.5.9 VERIFICA DEI COLLEGAMENTI TRA TRAVI E PILASTRI PREFABBRICATI

Per strutture a pilastri incastrati alla base e orizzontamenti collegati ad essi, il collegamento tra pilastro ed elemento orizzontale deve essere di tipo cerniera (rigida o elastica). Appoggi mobili sono possibili in corrispondenza di giunti. Le travi prefabbricate in semplice appoggio devono essere strutturalmente connesse ai pilastri o alle pareti (di supporto). Le connessioni devono assicurare la trasmissione delle forze orizzontali nella situazione sismica di progetto senza fare affidamento sull'attrito. Ciò vale anche per le connessioni tra gli elementi secondari dell'impalcato e le travi portanti.

Per le strutture monopiano, la resistenza a taglio dei collegamenti a cerniera non deve essere inferiore alla forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo, moltiplicata per un fattore di sovraresistenza γ_{Rd} di cui alla Tab. 7.2.I delle NTC2018 (in questo caso pari a 1,2).

Tutti i pilastri prefabbricati della palestra hanno le stesse caratteristiche in termini di sezione (60x60 cm), materiale (calcestruzzo C40/50) e armatura (20ø24 e staffe ø10).

Il momento resistente ultimo, moltiplicato per il coefficiente di sovraresistenza, è pari a

$$M_{Rd,u} = M_{Rd} \cdot \gamma_{Rd} = 867{,}2\ kNm\ \cdot 1{,}2 = 1040{,}64\ kNm$$

L'azione orizzontale sommitale necessaria ad attivare $M_{Rd,u}$ è pari a (considerando lo schema di una mensola):

$$\frac{M_{Rd,u}}{h_{pilastro}} = \frac{1040{,}64\ kNm}{7{,}7\ m} = 135{,}15\ kN$$

Considerando un sistema con due barre M24 di classe 8.8, l'azione tagliante agente sul singolo spinotto è uguale a

$$V_{Ed} = \frac{135{,}15\ kN}{2} = \sim 68\ kN$$

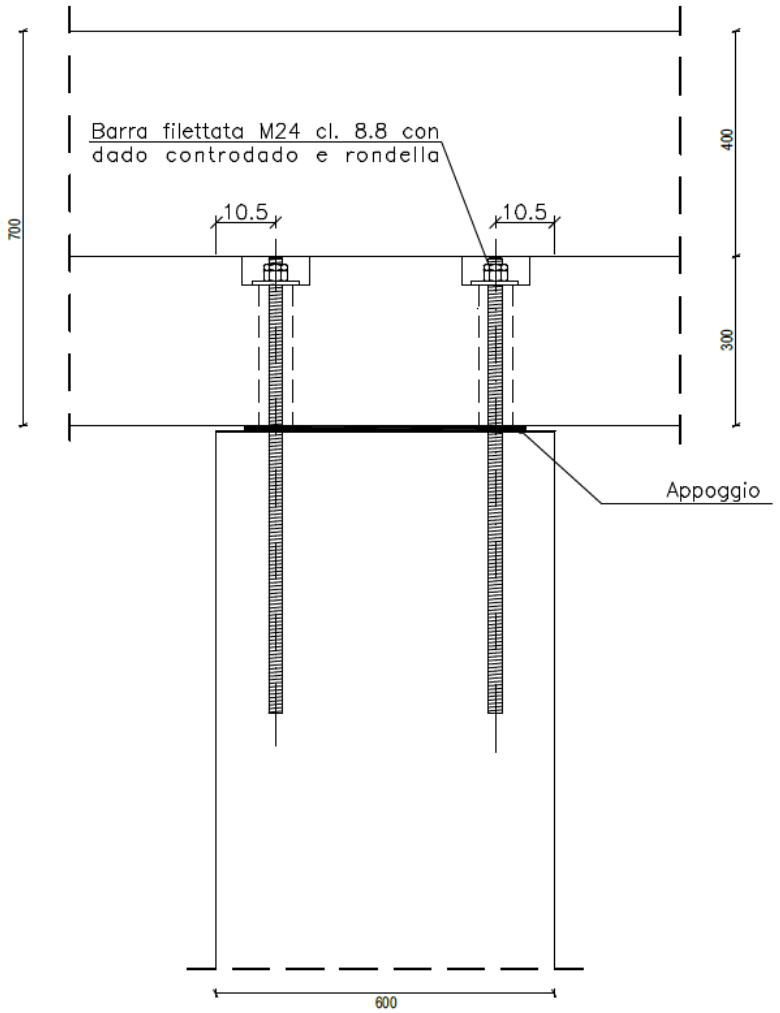
Utilizzando la formulazione di Ventzeleu – Tassios, con distanza minima dello spinotto dal bordo sollecitato pari a 6d e considerando efficaci le staffe sommitali del pilastro, si ottiene il seguente valore resistente

$$V_{Rd} = 1{,}3\ d_b^2 \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd}} = 90{,}2\ kN$$

Dove:

- d_b è il diametro dello spinotto, pari a 24 mm;
- f_{yd} è la tensione di progetto di snervamento dello spinotto, pari a 640 N/mm^2;
- f_{cd}è la resistenza di progetto del calcestruzzo di classe C40/50, ovvero 22,67 N/mm^2.

Dato che $V_{Ed} < V_{Rd}$, la verifica risulta essere soddisfatta.



7.5.10 VERIFICA DEI COLLEGAMENTI TRA TRAVI E TEGOLI

Seguendo quanto riportato nel paragrafo 7.4.5.2.1 delle NTC2018, *"per le strutture monopiano, la resistenza a taglio dei collegamenti a cerniera non deve essere inferiore alla forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo, moltiplicata per un fattore di sovraresistenza* γ_{Rd} *di cui alla Tab. 7.2.I.(…)"* :

Tab. 7.2.I - *Fattori di sovraresistenza γ_{Rd} (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)*

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Rd}	
			CD"A"	CD"B"
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastri (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
	Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-
C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,20	1,10
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20
Acciaio	Si impiega il fattore di sovraresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30
Composta acciaio-calcestruzzo	Si impiega il fattore di sovraresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.6.6.2)	Pressoflessione [7.6.7]	1,30	1,30
Legno	Collegamenti		1,60	1,30
Muratura armata con progettazione in capacità	Pannelli murari (§ 7.8.1.7)	Taglio	1,50	
Ponti	Si impiegano i fattori di sovraresistenza definiti al § 7.9.5			

Nel dimensionamento delle connessioni deve essere rispettato anche il criterio di gerarchia delle resistenze. I tegoli devono quindi essere dotati di collegamenti tali da consentire il raggiungimento del momento resistente alla base del pilastro mantenendo l'integrità dell'unione.

Si può prendere in considerazione il pilastro in prossimità dei tegoli e ricavare la forza orizzontale che compete alla singola connessione con la relazione

$$V_{Ed} = \frac{M_{Rd,u}}{h} = 130{,}08\ kN$$

Dove:

- $M_{Rd,u}$ è il momento resistente ultimo, moltiplicato per il coefficiente di sovraresistenza, è pari a

$$M_{Rd,u} = M_{Rd} \cdot \gamma_{Rd} = 867{,}2\ kNm\ \cdot 1{,}2 = 1040{,}64\ kNm$$

- h è la quota dei vincoli rispetto alla sezione di incastro del pilastro

$$h = h_{pilastro} + h_{trave\ dove\ appoggia\ il\ tegolo} = 7{,}70 + 0{,}30 = 8{,}00\ m$$

Nel caso peggiore, il momento alla base di un pilastro è generato dai carichi derivanti da due tegoli, oltre che dai carichi permanenti e variabili derivanti dagli altri elementi strutturali. Quindi, l'azione agente deve essere divisa per il numero dei tegoli su cui agisce:

$$V_{Ed,tegolo} = \frac{V_{Ed}}{2} = 65{,}04\ kN$$

Considerando un sistema con due barre M20 di classe 8.8, l'azione tagliante agente sul singolo spinotto è uguale a

$$V_{Ed,spinotto} = \frac{V_{Ed,tegolo}}{2} = \frac{65{,}04\ kN}{2} = 32{,}52\ kN$$

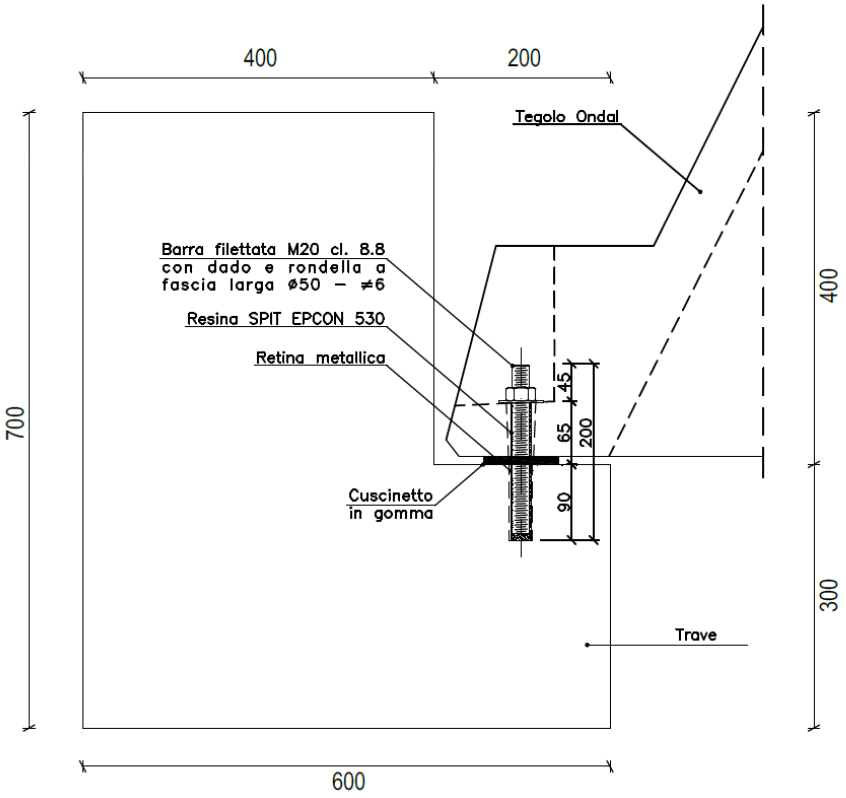
Si procede ora con il calcolo del taglio resistente sullo spinotto. Utilizzando la formulazione di Ventzeleu – Tassios, con distanza minima dello spinotto dal bordo sollecitato pari a 6d e considerando efficaci le staffe sommitali del pilastro, si ottiene il seguente valore resistente

$$V_{Rd} = 1{,}3\ d_b^2 \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd}} = 62{,}64\ kN$$

Dove:

- d_b è il diametro dello spinotto, pari a 20 mm;
- f_{yd} è la tensione di progetto di snervamento dello spinotto, pari a 640 N/mm^2;
- f_{cd}è la resistenza di progetto del calcestruzzo di classe C45/50, ovvero 22,67 N/mm^2.

Dato che $V_{Ed} < V_{Rd}$, la verifica risulta essere soddisfatta.



7.5.11 VERIFICA DELLE CONNESSIONI DELLA PENSILINA

In questa struttura è presente una pensilina composta da travi HEA200 e IPE180 in acciaio S275JR che reggono una solaio con lamiera grecata. Si riportano di seguito le verifiche eseguite sulle connessioni che collegano le travi:

- Connessione HEA200 - HEA200;

- Connessione HEA200 - IPE180;
- Connessione HEA200 – pilastro prefabbricato 60x60 cm in c.a. .

Per le connessioni tra le travi sono stati utilizzati dei bulloni M12 di classe 8.8, mentre i tirafondi sono M16 di classe 8.8. Sono inoltre presenti dei piatti di spessore 10 cm, sempre in acciaio S275JR, a completare la connessione e a funzione di irrigidimento dei profili.

Bulloni M12, classe 8.8

d =	12	mm	ø nominale bullone
d_0 =	13	mm	ø del foro
A =	113,1	mm^2	area lorda del bullone
A_s =	84,3	mm^2	area resistente del bullone (valore tabellato a seconda del ø nominale)
f_{yb}=	640	N/mm^2	resistenza a snervamento del bullone classe 8.8
f_{ub}=	800	N/mm^2	resistenza a rottura del bullone classe 8.8

Tirafondi M16, classe 8.8

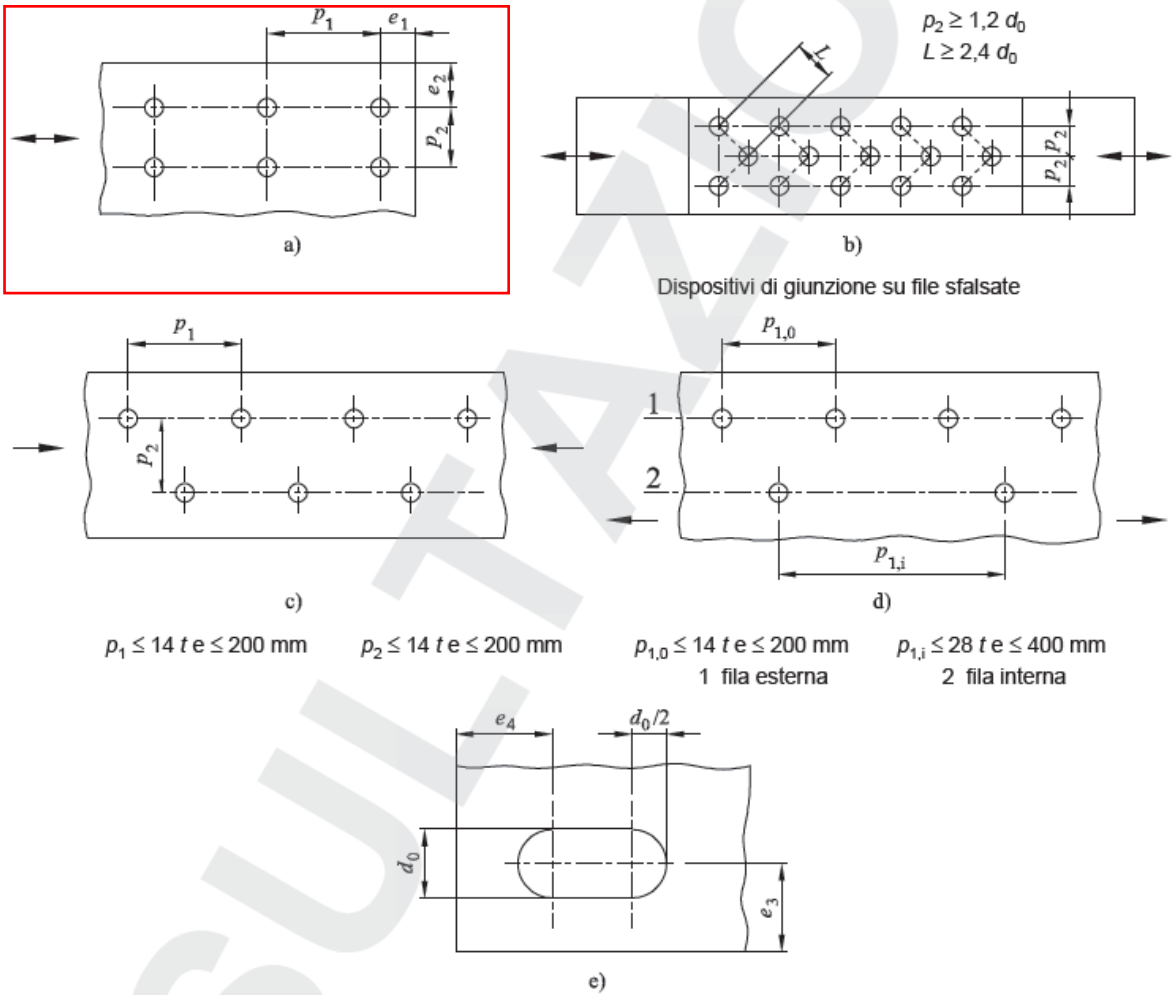
d =	16	mm	ø nominale
d_0 =	18	mm	ø del foro
A =	201,06	mm^2	area lorda
A_s =	157	mm^2	area resistente (valore tabellato a seconda del ø nominale)
f_{yb}=	640	N/mm^2	resistenza a snervamento classe 8.8
f_{ub}=	800	N/mm^2	resistenza a rottura classe 8.8

In particolare, le spaziature minime richieste per il loro posizionamento sono quelle indicate nel paragrafo 3.5 delle UNI EN 1993-1-8, con riferimento allo schema seguente (presente nella normativa appena citata) sono stati ricavati i valori:

figura 3.1 **Simboli per le distanze di estremità e dal bordo e per il passo dei dispositivi di giunzione**

Legenda

a) Simboli per il passo dei dispositivi di giunzione
b) Simboli per i passi sfalsati
c) Passi sfalsati in membrature compresse
d) Passi sfalsati in membrature tese
e) Distanze di estremità e dal bordo per fori asolati



<u>Bulloni M12, classe 8.8</u>

$e_{1,min} = 1{,}2d_0 = 15{,}6\ mm$

$e_{2,min} = 1{,}2d_0 = 15{,}6\ mm$

$p_{1,min} = 2{,}2d_0 = 28{,}6\ mm$

$p_{2,min} = 2{,}4d_0 = 31{,}2\ mm$

<u>Tirafondi M16, classe 8.8</u>

$e_{1,min} = 1{,}2d_0 = 21{,}6\ mm$

$e_{2,min} = 1{,}2d_0 = 21{,}6\ mm$

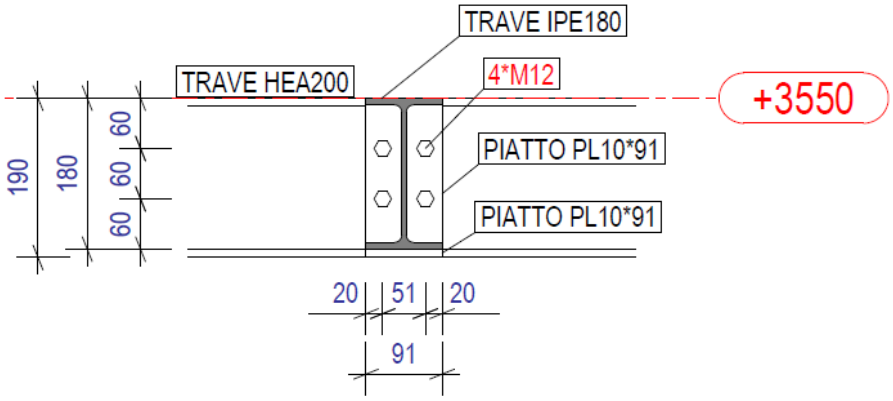
$p_{1,min} = 2{,}2d_0 = 39{,}6\ mm$

$p_{2,min} = 2{,}4d_0 = 43{,}2\ mm$

Per effettuare le verifiche, dal modello di calcolo realizzato con RFem di Dlubal Software sono stati ricavati i valori delle sollecitazioni derivanti dall' inviluppo delle combinazioni allo SLU; le resistenze offerte dalle connessioni in esame sono state confrontate con l'azione agente peggiore.

Le verifiche sono state effettuate con riferimento a quanto riportato all'interno della norma UNI EN 1993-1-8 e delle NTC2018.

- ✓ Connessione IPE180 - HEA200

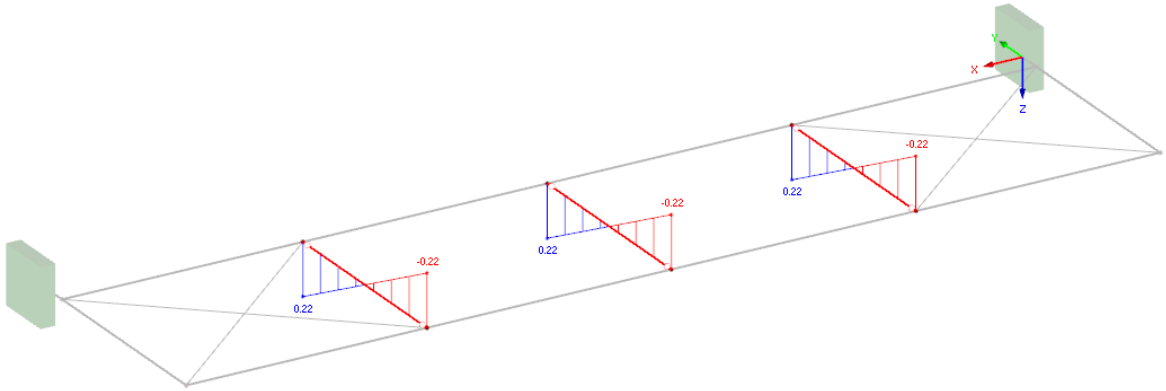


Bulloni M12, classe 8.8

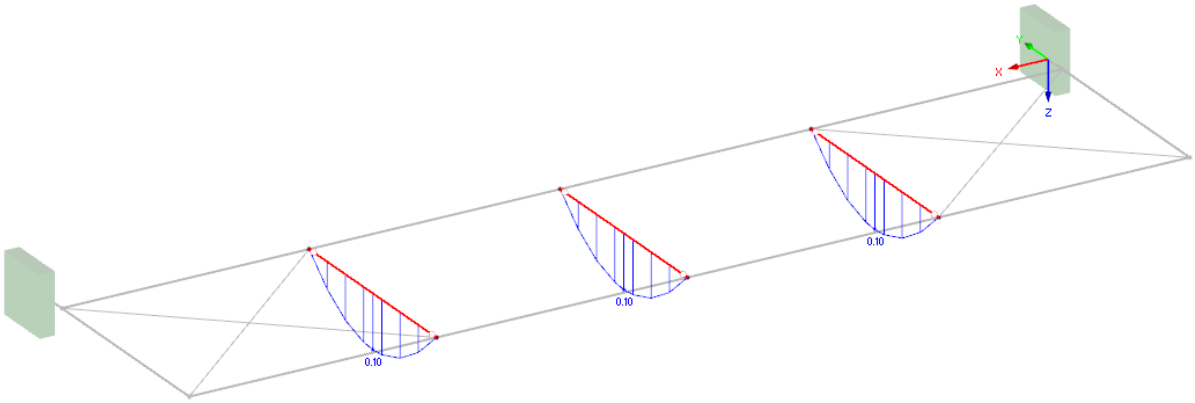
d =	12	mm	ø nominale bullone
d_0 =	13	mm	ø del foro
A =	113,1	mm^2	area lorda del bullone
A_s =	84,3	mm^2	area resistente del bullone (valore tabellato a seconda del ø nominale)
f_{yb}=	640	N/mm^2	resistenza a snervamento del bullone classe 8.8
f_{ub}=	800	N/mm^2	resistenza a rottura del bullone classe 8.8

Sollecitazioni agenti allo SLU

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni di taglio agenti sulle travi IPE180 allo SLU e si individua il valore massimo considerato per le verifiche.



E di momento:



$$V_{Ed,\max(SLU)} = 0{,}22\ kN$$

$$M_{Ed,\max(SLU)} = 0{,}10\ kNm$$

<u>Resistenza a taglio del singolo bullone</u>

Per il calcolo della resistenza a taglio si fa riferimento al paragrafo 3.6.1 della norma UNI EN 1993-1-8, dove si riporta la formula di calcolo:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v\, f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$$

Sono stati applicati i seguenti parametri:

α_v =	0,6		Coefficiente che trasforma la resistenza a trazione in resistenza a taglio
f_{ub}=	800	N/mm^2	resistenza a rottura del bullone classe 8.8
A =	84,3	mm^2	Considero l'area resistente (parte filettata) del bullone A_s
γ_{M2} =	1,25		Coefficiente di sicurezza (Tab.4.2.VII NTC2018)
n_t =	1		Numero piani di taglio
$F_{v,Rd}$ =	32,37	kN	Resistenza a taglio del singolo bullone

n_b =	4		Numero dei bulloni

La resistenza a taglio totale del bullone si ricava moltiplicando quella del singolo bullone per il numero dei bulloni:

$$F_{v,Rd,tot} = F_{v,Rd} \cdot n_b = 129{,}48\ kN$$

Resistenza a rifollamento

Per il calcolo della resistenza a rifollamento si fa riferimento al paragrafo 3.6.1 della norma UNI EN 1993-1-8, dove si riporta la formula di calcolo:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b\, f_{ub,l}\, d\, t}{\gamma_{M2}}$$

Dove:

$$k_1 = min\left\{2{,}5;\ 2{,}8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1{,}7\right\}\ ;$$

$$\alpha_b = min\left\{\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{ub}}{f_{ub.l}}; 1\right\}.$$

Sono stati applicati i seguenti parametri:

d =	12	mm	Diametro del bullone
t =	10	mm	Spessore del piatto
$f_{ub,l}$ =	430	N/mm^2	Tensione a rottura acciaio piatto (S275JR)
γ_{M2} =	1,25		Coefficiente di sicurezza (Tab.4.2.VII NTC2018)
e_1 =	60	mm	Distanza dal bordo esterno del piatto al centro del bullone $//V_{Ed}$
e_2 =	20	mm	Distanza dal bordo esterno del piatto al centro del bullone $\perp V_{Ed}$
f_{ub} =	800	N/mm^2	resistenza a rottura del bullone classe 8.8
d_0 =	13	mm	ø del foro
k_1 =	2,5		Coefficiente di rifollamento il cui valore non può eccedere 2,5
α_b =	1		Coefficiente correttivo
$F_{b,Rd}$ =	103,20	kN	Resistenza a rifollamento

Capacità dei bulloni

Si confrontano i valori ottenuti dalla verifica a taglio e rifollamento per ricavare la capacità dei bulloni e confrontarla con il valore della sollecitazione agente:

$$F_{Rd,v,min} = min\left\{F_{v,Rd,tot(taglio)}; F_{b,Rd(rifollamento)}\right\} = 103{,}20\ kN$$

$$F_{Rd,tot,taglio} = 103{,}20\ kN > V_{Ed,\max(SLU)} = 0{,}22\ kN$$

La verifica risulta essere soddisfatta.

Resistenza a trazione del piatto

La resistenza del piatto a trazione viene valutata considerando due sezioni del piatto:

- Sezione lontano dai fori

$$N_{Rd,y} = \frac{A_{piatto}\, f_{yb,l}}{\gamma_{M0}}$$

A_{piatto}=	910	mm²	Area del piatto nello spessore
$f_{yb,l}$ =	275	N/mm²	Tensione di snervamento acciaio piatto (S275JR)
γ_{M0} =	1,05		Coefficiente di sicurezza (Tab.4.2.VII NTC2018)
$N_{Rd,y}$=	238,34	kN	Resistenza di progetto a trazione del piatto

- Sezione indebolita dai fori

$$N_{Rd,u} = \frac{0{,}9\, A_{netta}\, f_{ub,l}}{\gamma_{M2}}$$

A_{netta}=	650	mm²	Area del piatto in acciaio privata del foro dei bulloni
$f_{ub,l}$ =	430	N/mm²	Tensione a rottura acciaio piatto (S275JR)
γ_{M2} =	1,25		Coefficiente di sicurezza (Tab.4.2.VII NTC2018)
$N_{Rd,u}$ =	201,24	kN	Resistenza ultima di progetto a trazione del piatto

La resistenza a trazione offerta del piatto si ricava da:

$$N_{Rd,min} = min\{N_{Rd,y}; N_{Rd,u}\} = 201{,}24\ kN\ > V_{Ed,\max(SLU)} = 0{,}22\ kN$$

La verifica è soddisfatta, il piatto resiste a trazione.

L'azione assiale agente sulle travi IPE180 è nulla; si riporta comunque il calcolo delle seguenti resistenze:

<u>Resistenza a trazione del bullone</u>

Per il calcolo della resistenza a trazione si fa riferimento al paragrafo 3.6.1 della norma UNI EN 1993-1-8, dove si riporta la formula di calcolo:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2\, f_{ub}\, A_s}{\gamma_{M2}}$$

Con:

f_{ub} =	800	N/mm²	Resistenza a rottura del bullone di classe 8.8
A_s =	84,3	mm²	Area resistente della parte filettata del bullone
k_2 =	0,9		Coefficiente dipendente dal livello di serraggio
γ_{M2} =	1,25		Coefficiente di sicurezza (Tab.4.2.VII NTC2018)
$F_{t,Rd}$=	48,56	kN	Resistenza a trazione del singolo bullone

<u>Resistenza a punzonamento</u>

Per il calcolo della resistenza a punzonamento si fa riferimento al paragrafo 3.6.1 della norma UNI EN 1993-1-8, dove si riporta la formula di calcolo:

$$B_{p,Rd} = \frac{0{,}6\, \pi\, d_m\, t_p\, f_{ub,l}}{\gamma_{M2}}$$

Con:

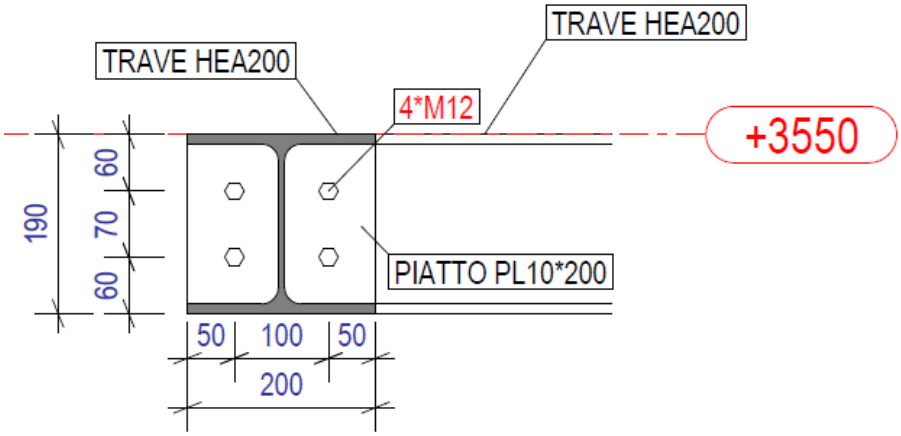
d_m =	18	mm	Diametro medio della testa del bullone o del dado (=1,5d)
t_p =	10	mm	Spessore del piatto

$f_{ub,l}$ =	430	N/mm²	Tensione a rottura acciaio piatto (S275JR)
γ_{M2} =	1,25		Coefficiente di sicurezza (Tab.4.2.VII NTC2018)
$B_{p,Rd}$=	116,72	kN	Resistenza a punzonamento del piatto in corrispondenza del bullone

La resistenza a trazione è data da:

$$F_{Rd,min} = min\{F_{t,Rd}; B_{p,Rd}\} = 48{,}56\ kN$$

✓ Connessione HEA200 - HEA200



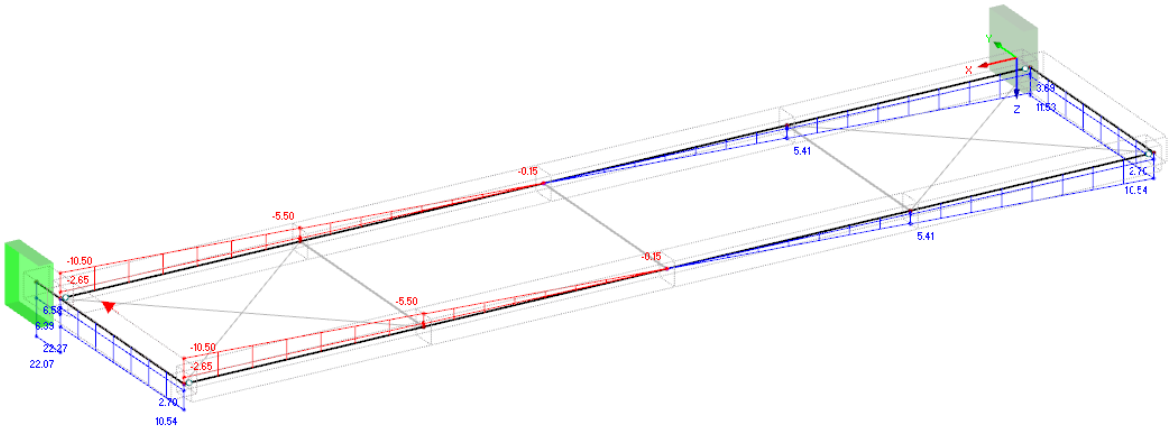
Bulloni M12, classe 8.8

d =	12	mm	ø nominale bullone
d_0 =	13	mm	ø del foro
A =	113,1	mm²	area lorda del bullone
A_s =	84,3	mm²	area resistente del bullone (valore tabellato a seconda del ø nominale)

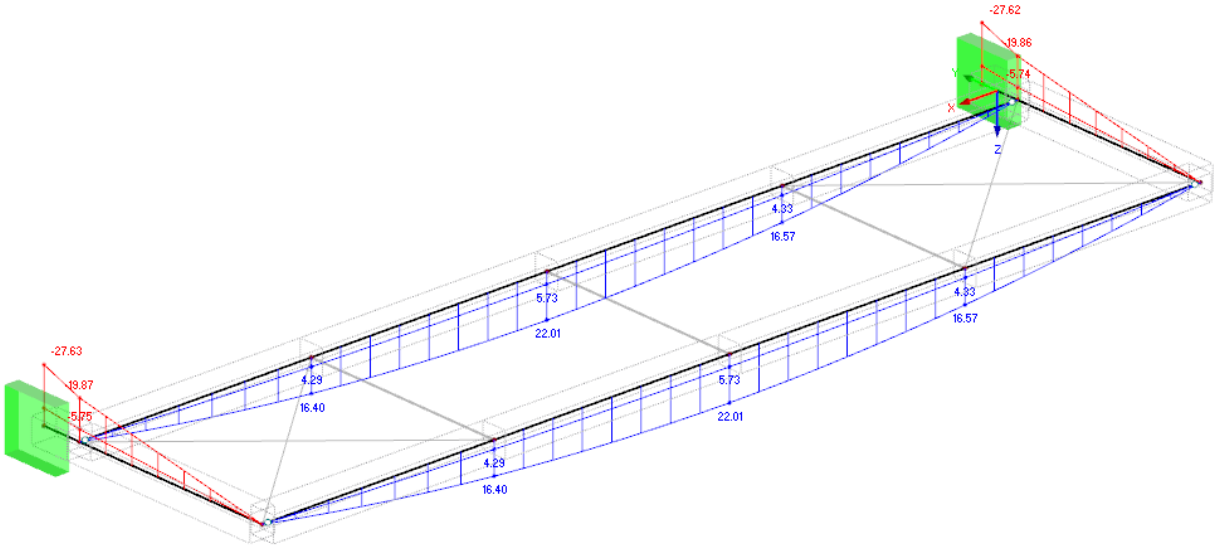
f_{yb}=	640	N/mm²	resistenza a snervamento del bullone classe 8.8
f_{ub}=	800	N/mm²	resistenza a rottura del bullone classe 8.8

Sollecitazioni agenti allo SLU

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni di taglio agenti sulle travi HEA200 allo SLU e si individua il valore massimo considerato per le verifiche.



E di momento:



$$V_{Ed,\max(SLU)} = 10{,}50\ kN$$

$$M_{Ed,\max(SLU)} = 19{,}87\ kNm$$

<u>Resistenza a taglio del singolo bullone</u>

Per il calcolo della resistenza a taglio si fa riferimento al paragrafo 3.6.1 della norma UNI EN 1993-1-8, dove si riporta la formula di calcolo:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v\, f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$$

Sono stati applicati i seguenti parametri:

α_v =	0,6		Coefficiente che trasforma la resistenza a trazione in resistenza a taglio
f_{ub}=	800	N/mm^2	resistenza a rottura del bullone classe 8.8

A =	84,3	mm^2	Considero l'area resistente (parte filettata) del bullone A_s
γ_{M2} =	1,25		Coefficiente di sicurezza (Tab.4.2.VII NTC2018)
n_t =	1		Numero piani di taglio
$F_{v,Rd}$ =	32,37	kN	Resistenza a taglio del singolo bullone
n_b =	4		Numero dei bulloni

La resistenza a taglio totale del bullone si ricava moltiplicando quella del singolo bullone per il numero dei bulloni:

$$F_{v,Rd,tot} = F_{v,Rd} \cdot n_b = 129{,}48\ kN$$

Resistenza a rifollamento

Per il calcolo della resistenza a rifollamento si fa riferimento al paragrafo 3.6.1 della norma UNI EN 1993-1-8, dove si riporta la formula di calcolo:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b\, f_{ub,l}\, d\, t}{\gamma_{M2}}$$

Dove:

$$k_1 = min\left\{2{,}5;\ 2{,}8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1{,}7\right\}\ ;$$

$$\alpha_b = min\left\{\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{ub}}{f_{ub.l}}; 1\right\}.$$

Sono stati applicati i seguenti parametri:

d =	12	mm	Diametro del bullone
t =	10	mm	Spessore del piatto
$f_{ub,l}$ =	430	N/mm^2	Tensione a rottura acciaio piatto (S275JR)
γ_{M2} =	1,25		Coefficiente di sicurezza (Tab.4.2.VII NTC2018)
e_1 =	60	mm	Distanza dal bordo esterno del piatto al centro del bullone $//V_{Ed}$
e_2 =	20	mm	Distanza dal bordo esterno del piatto al centro del bullone $\perp V_{Ed}$
f_{ub} =	800	N/mm^2	resistenza a rottura del bullone classe 8.8
d_0 =	13	mm	ø del foro
k_1 =	2,5		Coefficiente di rifollamento il cui valore non può eccedere 2,5
α_b =	1		Coefficiente correttivo
$F_{b,Rd}$ =	103,20	kN	Resistenza a rifollamento

Capacità dei bulloni

Si confrontano i valori ottenuti dalla verifica a taglio e rifollamento per ricavare la capacità dei bulloni e confrontarla con il valore della sollecitazione agente:

$$F_{Rd,v,min} = min\{F_{v,Rd,tot(taglio)}; F_{b,Rd(rifollamento)}\} = 103{,}20\ kN$$

$$F_{Rd,tot,taglio} = 103{,}20\ kN > V_{Ed,\max(SLU)} = 10{,}50\ kN$$

La verifica risulta essere soddisfatta.

Resistenza a trazione del piatto

La resistenza del piatto a trazione viene valutata considerando due sezioni del piatto:

- Sezione lontano dai fori

$$N_{Rd,y} = \frac{A_{piatto}\, f_{yb,l}}{\gamma_{M0}}$$

A_{piatto}=	910	mm^2	Area del piatto nello spessore
$f_{yb,l}$ =	275	N/mm^2	Tensione di snervamento acciaio piatto (S275JR)
γ_{M0} =	1,05		Coefficiente di sicurezza (Tab.4.2.VII NTC2018)
$N_{Rd,y}$=	238,34	kN	Resistenza di progetto a trazione del piatto

- Sezione indebolita dai fori

$$N_{Rd,u} = \frac{0{,}9\, A_{netta}\, f_{ub,l}}{\gamma_{M2}}$$

A_{netta}=	650	mm^2	Area del piatto in acciaio privata del foro dei bulloni
$f_{ub,l}$ =	430	N/mm^2	Tensione a rottura acciaio piatto (S275JR)
γ_{M2} =	1,25		Coefficiente di sicurezza (Tab.4.2.VII NTC2018)
$N_{Rd,u}$ =	201,24	kN	Resistenza ultima di progetto a trazione del piatto

La resistenza a trazione offerta del piatto si ricava da:

$$N_{Rd,min} = min\{N_{Rd,y}; N_{Rd,u}\} = 201{,}24\ kN\ > V_{Ed,\max(SLU)} = 10{,}50\ kN$$

La verifica è soddisfatta, il piatto resiste a trazione.

L'azione assiale agente sulle travi HEA200 è nulla; si riporta comunque il calcolo delle seguenti resistenze:

Resistenza a trazione del bullone

Per il calcolo della resistenza a trazione si fa riferimento al paragrafo 3.6.1 della norma UNI EN 1993-1-8, dove si riporta la formula di calcolo:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2\, f_{ub}\, A_s}{\gamma_{M2}}$$

Con:

f_{ub} =	800	N/mm^2	Resistenza a rottura del bullone di classe 8.8
A_s =	84,3	mm^2	Area resistente della parte filettata del bullone
k_2 =	0,9		Coefficiente dipendente dal livello di serraggio
γ_{M2} =	1,25		Coefficiente di sicurezza (Tab.4.2.VII NTC2018)
$F_{t,Rd}$=	48,56	kN	Resistenza a trazione del singolo bullone

Resistenza a punzonamento

Per il calcolo della resistenza a punzonamento si fa riferimento al paragrafo 3.6.1 della norma UNI EN 1993-1-8, dove si riporta la formula di calcolo:

$$B_{p,Rd} = \frac{0{,}6\,\pi\, d_m\, t_p\, f_{ub,l}}{\gamma_{M2}}$$

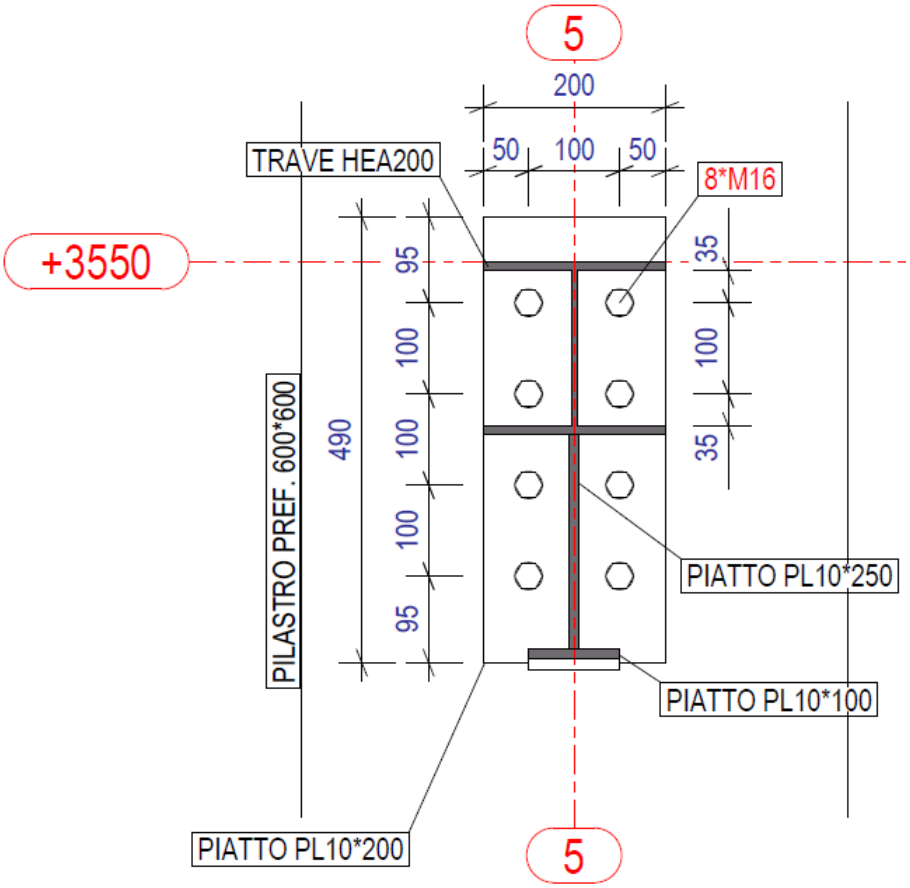
Con:

d_m =	18	mm	Diametro medio della testa del bullone o del dado (=1,5d)
t_p =	10	mm	Spessore del piatto
$f_{ub,l}$ =	430	N/mm²	Tensione a rottura acciaio piatto (S275JR)
γ_{M2} =	1,25		Coefficiente di sicurezza (Tab.4.2.VII NTC2018)
$B_{p,Rd}$=	116,72	kN	Resistenza a punzonamento del piatto in corrispondenza del bullone

La resistenza a trazione è data da:

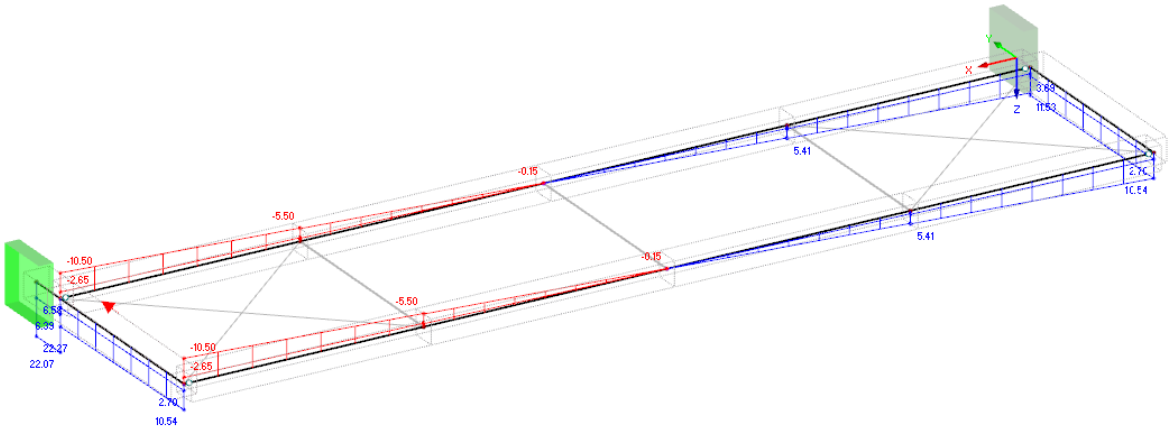
$$F_{Rd,min} = min\{F_{t,Rd}; B_{p,Rd}\} = 48{,}56\ kN$$

✓ Connessione HEA200 – pilastro prefabbricato 60x60 cm

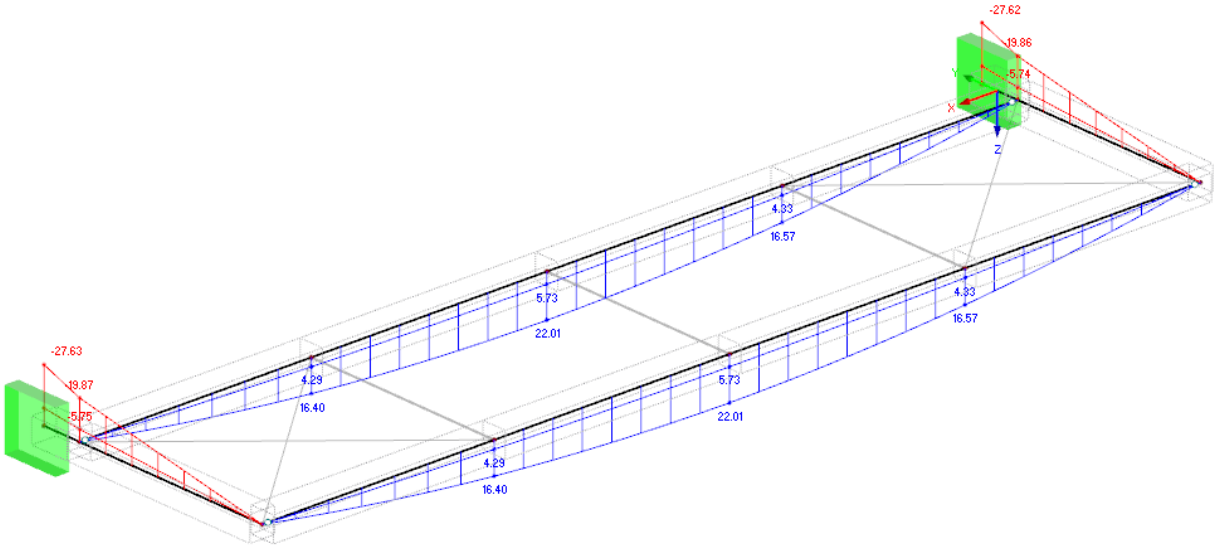


Sollecitazioni agenti allo SLU

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni di taglio agenti sulle travi HEA200 allo SLU e si individua il valore massimo considerato per le verifiche.



E di momento:



$$V_{Ed,\max(SLU)} = 22{,}27\ kN$$

$$M_{Ed,\max(SLU)} = 27{,}63\ kNm$$

<u>Resistenza a taglio del singolo bullone</u>

Per il calcolo della resistenza a taglio si fa riferimento al paragrafo 3.6.1 della norma UNI EN 1993-1-8, dove si riporta la formula di calcolo:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v\, f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$$

Sono stati applicati i seguenti parametri:

α_v =	0,6		Coefficiente che trasforma la resistenza a trazione in resistenza a taglio
f_{ub}=	800	N/mm^2	resistenza a rottura del bullone classe 8.8
A =	157	mm^2	Considero l'area resistente (parte filettata) del bullone A_s
γ_{M2} =	1,25		Coefficiente di sicurezza (Tab.4.2.VII NTC2018)
n_t =	1		Numero piani di taglio
$F_{v,Rd}$ =	60,29	kN	Resistenza a taglio del singolo bullone
n_b =	8		Numero dei bulloni

La resistenza a taglio totale del bullone si ricava moltiplicando quella del singolo bullone per il numero dei bulloni:

$$F_{v,Rd,tot} = F_{v,Rd} \cdot n_b = 482{,}32\ kN$$

<u>Resistenza a rifollamento</u>

Per il calcolo della resistenza a rifollamento si fa riferimento al paragrafo 3.6.1 della norma UNI EN 1993-1-8, dove si riporta la formula di calcolo:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b\, f_{ub,l}\, d\, t}{\gamma_{M2}}$$

Dove:

$$k_1 = min\left\{2{,}5;\ 2{,}8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1{,}7\right\} = min\{2{,}5; 6{,}07\} = 2{,}5\ ;$$

$$\alpha_b = min\left\{\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{ub}}{f_{ub.l}}; 1\right\} = min\{1{,}76;\ 1{,}57; 1\} = 1.$$

Sono stati applicati i seguenti parametri:

d =	16	mm	Diametro del bullone
t =	10	mm	Spessore del piatto
$f_{ub,l}$ =	430	N/mm^2	Tensione a rottura acciaio piatto (S275JR)
γ_{M2} =	1,25		Coefficiente di sicurezza (Tab.4.2.VII NTC2018)
e_1 =	95	mm	Distanza dal bordo esterno del piatto al centro del bullone $//V_{Ed}$
e_2 =	50	mm	Distanza dal bordo esterno del piatto al centro del bullone $\perp V_{Ed}$
f_{ub} =	800	N/mm^2	resistenza a rottura del bullone classe 8.8
d_0 =	18	mm	ø del foro
k_1 =	2,5		Coefficiente di rifollamento il cui valore non può eccedere 2,5
α_b =	1		Coefficiente correttivo
$F_{b,Rd}$ =	103,20	kN	Resistenza a rifollamento

<u>Capacità dei bulloni</u>

Si confrontano i valori ottenuti dalla verifica a taglio e rifollamento per ricavare la capacità dei bulloni e confrontarla con il valore della sollecitazione agente:

$$F_{Rd,v,min} = min\{F_{v,Rd,tot(taglio)}; F_{b,Rd(rifollamento)}\} = 103{,}20\ kN$$

$$F_{Rd,tot,taglio} = 103{,}20\ kN > V_{Ed,\max(SLU)} = 22{,}27\ kN$$

La verifica risulta essere soddisfatta.

Resistenza a trazione del piatto

La resistenza del piatto a trazione viene valutata considerando due sezioni del piatto:

- Sezione lontano dai fori

$$N_{Rd,y} = \frac{A_{piatto}\, f_{yb,l}}{\gamma_{M0}}$$

A_{piatto}=	2000	mm^2	Area del piatto nello spessore
$f_{yb,l}$ =	275	N/mm^2	Tensione di snervamento acciaio piatto (S275JR)
γ_{M0} =	1,05		Coefficiente di sicurezza (Tab.4.2.VII NTC2018)
$N_{Rd,y}$=	523,80	kN	Resistenza di progetto a trazione del piatto

- Sezione indebolita dai fori

$$N_{Rd,u} = \frac{0{,}9\ A_{netta}\, f_{ub,l}}{\gamma_{M2}}$$

A_{netta}=	1640	mm^2	Area del piatto in acciaio privata del foro dei bulloni
$f_{ub,l}$ =	430	N/mm^2	Tensione a rottura acciaio piatto (S275JR)
γ_{M2} =	1,25		Coefficiente di sicurezza (Tab.4.2.VII NTC2018)
$N_{Rd,u}$ =	507,75	kN	Resistenza ultima di progetto a trazione del piatto

La resistenza a trazione offerta del piatto si ricava da:

$$N_{Rd,min} = min\{N_{Rd,y}; N_{Rd,u}\} = 507{,}75\ kN\ > V_{Ed,\max(SLU)} = 22{,}27\ kN$$

La verifica è soddisfatta, il piatto resiste a trazione.

Resistenza a flessione

Il momento agente M_{Ed} sulla connessione si ripartisce su ogni bullone nel mediante la relazione:

$$N_i = \frac{M_{Ed}}{m \sum_{i=1}^{n} y_i^2} y_i$$

dove:

- N_i è la forza dell'i-esimo bullone valutata a una distanza y_i dall'estremo inferiore del piatto (dato che in questo caso c'è un rinforzo);
- m è indica il numero di bulloni in direzione ⊥ all'azione di taglio;
- n è indica il numero di bulloni in direzione // all'azione di taglio.

Avendo 8 bulloni suddivisi in $m = 2$ e $n = 4$, si ottiene:

$$N_1 = 4{,}52\ kN$$

$$N_2 = 9{,}29\ kN$$

$$N_3 = 14{,}05\ kN$$

$$N_4 = 18{,}81\ kN$$

La capacità dei bulloni a trazione si confronta con il valore massimo di quelli appena elencati, ovvero:

$$N_{Ed} = 18{,}81\ kN$$

Resistenza a trazione del bullone

Per il calcolo della resistenza a trazione si fa riferimento al paragrafo 3.6.1 della norma UNI EN 1993-1-8, dove si riporta la formula di calcolo:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2\ f_{ub}\ A_s}{\gamma_{M2}}$$

Con:

f_{ub} =	800	N/mm^2	Resistenza a rottura del bullone di classe 8.8
A_s =	157	mm^2	Area resistente della parte filettata del bullone
k_2 =	0,9		Coefficiente dipendente dal livello di serraggio
γ_{M2} =	1,25		Coefficiente di sicurezza (Tab.4.2.VII NTC2018)
$F_{t,Rd}$=	90,43	kN	Resistenza a trazione del singolo bullone

Resistenza a punzonamento

Per il calcolo della resistenza a punzonamento si fa riferimento al paragrafo 3.6.1 della norma UNI EN 1993-1-8, dove si riporta la formula di calcolo:

$$B_{p,Rd} = \frac{0{,}6\ \pi\ d_m\ t_p\ f_{ub,l}}{\gamma_{M2}}$$

Con:

d_m =	24	mm	Diametro medio della testa del bullone o del dado (=1,5d)
t_p =	10	mm	Spessore del piatto
$f_{ub,l}$ =	430	N/mm^2	Tensione a rottura acciaio piatto (S355JR)
γ_{M2} =	1,25		Coefficiente di sicurezza (Tab.4.2.VII NTC2018)
$B_{p,Rd}$=	155,62	kN	Resistenza a punzonamento del piatto in corrispondenza del bullone

La resistenza a trazione è data da:

$$F_{Rd,min} = min\{F_{t,Rd}; B_{p,Rd}\} = 90{,}43\ kN\ > \frac{N_{Ed}}{m} = 9{,}41\ kN$$

La verifica a trazione è soddisfatta.

Si procede con la verifica composta a taglio-trazione (par. 4.2.8.1.1. NTC2018):

$$\frac{N_{Ed}}{1{,}4F_{Rd,trazione}} + \frac{V_{Ed}}{F_{Rd,taglio}} = \frac{18{,}81}{1{,}4\ \cdot (2 \cdot 90{,}43)} + \frac{22{,}27}{103{,}20} = 0{,}1 \leq 1$$

Anche in questo caso la verifica risulta essere soddisfatta.

7.5.12 BOCCOLE CONNESSIONE PENSILINA-PILASTRO PREFABBRICATO

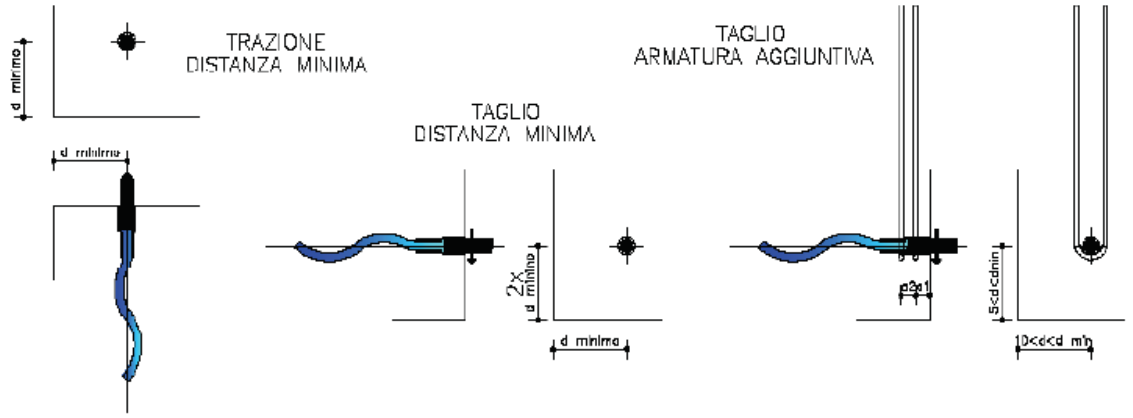
La connessione della pensilina con il pilastro prefabbricato avviene mediante l'uso di boccole tipo M24, rappresentate nella seguente tabella:

Capacità di carico a trazione assiale. Valori in kN

Boccola (D)	Barra Ø	Trazione kN		Distanza minima dal bordo d_{min} mm				Armatura aggiuntiva per insufficiente distanza dal bordo
		Amm.	SLU	Resistenza cls C ≥28/35		Resistenza cls C ≥40/50		
				Barra corta	Barra lunga	Barra corta	Barra lunga	
M 12	8	15.0	22.5	80	70	70	60	Verifica della reale capacità di ancoraggio della sezione (effettive distanze e resistenza del calcestruzzo, armature di confinamento presenti nella sezione)
M 14	10	20.0	30.0	90	80	80	70	
M 16	12	29.0	43.5	110	100	100	80	
M 20	14	40.0	60.0	130	110	110	90	
M 24	16	52.0	78.0	150	120	120	100	
M 30	20	81.0	121.5	210	180	180	150	
M 36	28	160.0	240.0	230	200	200	180	

Capacità di carico a taglio. Valori in kN

Boccola (D)	Barra Ø	Taglio kN		Distanza minima dal bordo d_{min} mm		Armatura aggiuntiva per insufficiente distanza dal bordo		
		Amm.	SLU	Resistenza cls C ≥28/35	Resistenza cls C ≥40/50			
				Barra corta - lunga	Barra corta - lunga	B450C	*a1*	*a2*
M 12	8	17.0	25.5	80	70	1 Ø 8	20	/
M 14	10	27.0	40.5	90	80	1 Ø 8	20	/
M 16	12	39.0	58.5	110	100	1 Ø 10	25	/
M 20	14	47.0	70.5	130	110	1 Ø 10	25	/
M 24	16	67.0	100.5	150	120	1 Ø 12	30	/
M 30	20	105.0	157.5	210	180	2 Ø 12	35	35
M 36	28	190.0	285.5	230	200	2 Ø 14	35	35



7.5.13 VERIFICA DELL'ANCORAGGIO PILASTRO - FONDAZIONE: ARMA-TUBO

L'ancoraggio dei pilastri prefabbricati 60x60 cm ai ringrossi della fondazione viene eseguito mediante il sistema arma-tubo: i pilastri sono provvisti di barre fuori uscenti dalla base inferiore del pilastro e trovano alloggiamento in opportune guaine corrugate lasciate nel getto della fondazione; dopo la messa a piombo del pilastro con appositi spessoramenti e puntelli per garantire la stabilità in fase transitoria si procede con l'iniezione delle guaine e dello spazio fra fondazione e base pilastro con malte colabili antiritiro.

Le barre sporgenti dal pilastro, pertanto, vengono ancorate all'interno della fondazione mediante il meccanismo di aderenza che si sviluppa fra le stesse barre e la malta iniettata; un secondo meccanismo simile si instaura fra la guaina corrugata e il calcestruzzo circostante.

In zona sismica è importante garantire che la dissipazione avvenga all'interno dell'elemento prefabbricato sovradimensionando opportunamente il meccanismo di ancoraggio per aderenza (agendo sulla lunghezza di ancoraggio).

Le forze dovute all'aderenza fra guaina e calcestruzzo circostante devono essere opportunamente riprese con adeguate armature all'interno della fondazione.

Questo tipo di connessione presenta particolari semplicità realizzativa con buone tolleranze di messa in opera; va, tuttavia, evidenziato come necessiti di particolari accortezze in fase di montaggio in quanto il sistema non è auto stabile in prima fase.

Per verificare l'idoneità del sistema di ancoraggio, si procede con le seguenti verifiche:

<u>Momento resistente del pilastro maggiore del momento sollecitante</u>:

$$M_{Rd,u} = 1040{,}64\ kNm > M_{Ed,max} = 689{,}7\ kNm$$

Dove:

- $M_{Rd,u}$ è il momento resistente agente alla base del pilastro amplificato per il coefficiente di sovraresistenza γ_{Rd} pari a 1,20, come previsto dalla normativa.

Tab. 7.2.I - *Fattori di sovraresistenza γ_{Rd} (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)*

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Rd}	
			CD"A"	CD"B"
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastri (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
	Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-
C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,20	1,10
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20
Acciaio	Si impiega il fattore di sovraresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30
Composta acciaio-calcestruzzo	Si impiega il fattore di sovraresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.6.6.2)	Pressoflessione [7.6.7]	1,30	1,30
Legno	Collegamenti		1,60	1,30
Muratura armata con progettazione in capacità	Pannelli murari (§ 7.8.1.7)	Taglio	1,50	
Ponti	Si impiegano i fattori di sovraresistenza definiti al § 7.9.5			

- M_{Ed} è il valore massimo del momento agente alla base del pilastro, in questo caso è stato tenuto conto del valore peggiore, ottenuto dall'analisi allo SLV.

La verifica risulta essere soddisfatta.

<u>Verifica dell'ancoraggio delle barre nella malta di sigillatura con il criterio della gerarchia delle resistenze</u>:

$$l_b\ u\ f_{bd,m} = 452{,}4\ kN \geq \gamma_{Rd}\ A_s\ f_{td} = 254{,}91\ kN$$

Dove:

- l_b è la lunghezza di ancoraggio delle barre nella malta, pari a 1,20 m;
- u è il perimetro della barra, pari a 75,4 mm (ø24);
- $f_{bd,m}$ è la tensione di aderenza tra barra e malta, calcolata come:

$$f_{bd,m} = 2{,}25\ f_{ctd,m} = 2{,}25 \cdot 2{,}22\ N/mm^2 = \sim 5{,}00\ \ N/mm^2$$

- γ_{Rd} è pari 1,20 per CD"B";
- A_s è l'area della barra, considerando 1ø24 = 452,39 mm^2;
- f_{td} è la tensione a rottura della barra

$$f_{td} = \frac{f_{td}}{\gamma_s} = \frac{540\ \ N/mm^2}{1{,}15} = 469{,}57\ \ N/mm^2$$

La verifica risulta essere soddisfatta.

Verifica dell'ancoraggio delle guaine metalliche zigrinate nel cls della fondazione con il criterio della gerarchia delle resistenze:

- Guaina contenente 3ø24:

$$l_{bg}\, u_g\, f_{bd,f} = 3015{,}9\ kN \geq \gamma_{Rd}\, A_s\, f_{td} = 764{,}74\ kN$$

Dove:

- l_{bg} è la lunghezza di ancoraggio delle guaine nel cls di fondazione, pari a 1,20 m;
- u_g è il perimetro della guaina, pari a 502,65 mm (ø160);
- $f_{bd,f}$ è la tensione di aderenza tra guaina e cls di fondazione, calcolata come:

$$f_{bd,f} = 2{,}25\, f_{ctd,m} = 2{,}25 \cdot 2{,}22\, N/mm^2 = \sim 5{,}00\ N/mm^2$$

- γ_{Rd} è pari 1,20 per CD"B";
- A_s è l'area della barra, considerando il caso peggiore 3ø24 = 1357,17 mm^2;
- f_{td} è la tensione a rottura della barra

$$f_{td} = \frac{f_{td}}{\gamma_s} = \frac{540\ N/mm^2}{1{,}15} = 469{,}57\ N/mm^2$$

- Guaina contenente 2ø24:

$$l_{bg}\, u_g\, f_{bd,f} = 2261{,}94\ kN \geq \gamma_{Rd}\, A_s\, f_{td} = 509{,}83\ kN$$

Dove:

- l_{bg} è la lunghezza di ancoraggio delle guaine nel cls di fondazione, pari a 1,20 m;
- u_g è il perimetro della guaina, pari a 376,99 mm (ø120);
- $f_{bd,f}$ è la tensione di aderenza tra guaina e cls di fondazione, calcolata come:

$$f_{bd,f} = 2{,}25\, f_{ctd,m} = 2{,}25 \cdot 2{,}22\, N/mm^2 = \sim 5{,}00\ N/mm^2$$

- γ_{Rd} è pari 1,20 per CD"B";
- A_s è l'area della barra, considerando il caso peggiore 2ø24 = 904,78 mm^2;
- f_{td} è la tensione a rottura della barra

$$f_{td} = \frac{f_{td}}{\gamma_s} = \frac{540\ N/mm^2}{1{,}15} = 469{,}57\ N/mm^2$$

La verifica risulta essere soddisfatta.

Verifica della resistenza a scorrimento con i criteri della gerarchia delle resistenze:

$$V_{Rd} = 900{,}40\ kN \geq V\left(M_{Rd,u}\right) = \frac{M_{Rd,u}}{h_{pilastro}} = 135{,}15\ kN$$

Dove:

- V_{Rd} è il valore della resistenza a scorrimento ricavato dalla somma dei contributi delle barre resistenti a taglio V_{dd} e del calcestruzzo compresso V_{fd}:

$$V_{dd} = 1{,}3A_d\sqrt{f_{cd}\, f_{yd}} = 262{,}75\ kN$$

Con:

- A_d area delle barre non snervate dalla flessione (data la presenza di armatura simmetrica nel pilastro, l'analisi viene svolta come flessione retta), corrispondente a 6ø24 = 2714,34 mm^2;
- f_{cd} è la resistenza di progetto del cls di classe C25/30, pari a 14,17 N/mm^2;
- f_{yd} è la tensione a snervamento di progetto dell'acciaio B450C, pari a 391,3 N/mm^2;

$$V_{fd} = 0{,}25\ b\ x\ f_{cd} = 637{,}65\ kN$$

Con:

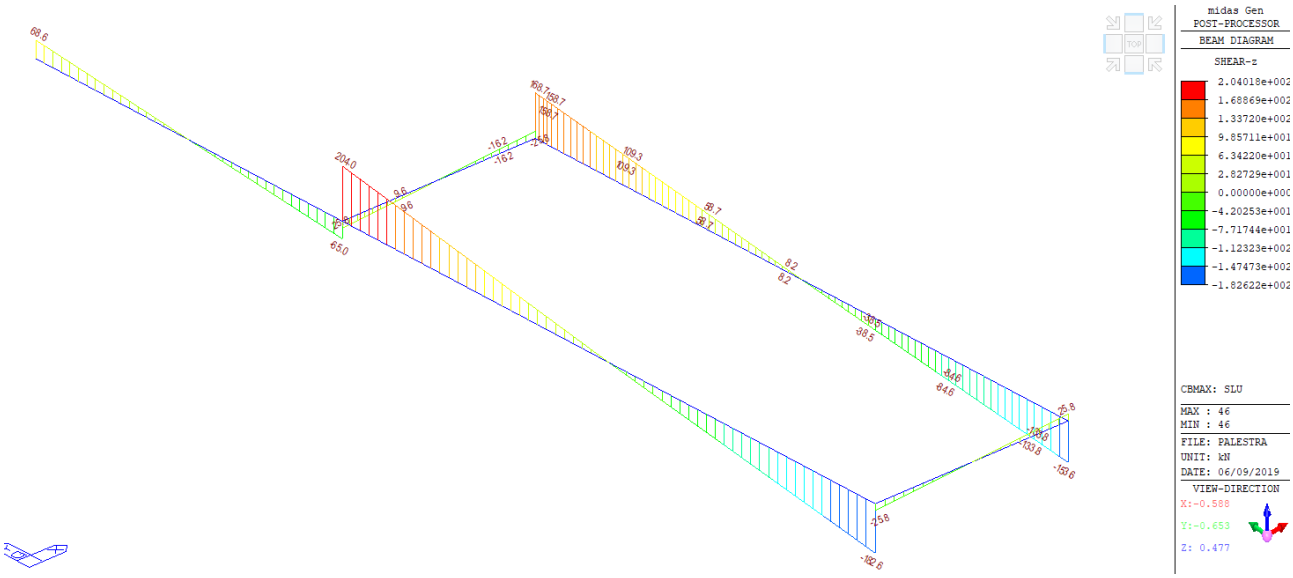
- b larghezza della sezione, pari a quella del pilastro (600 mm);
- x è la profondità della parte compressa, pari a $\frac{b}{2} = 300\ mm$;
- f_{cd} è la resistenza di progetto del cls di classe C25/30, pari a 14,17 N/mm^2;

- $V(M_{Rd,u})$ è il taglio ricavato dal valore del momento resistente alla base del pilastro amplificato per il coefficiente di sovraresistenza della guaina, vale 135,15 kN;

7.5.14 VERIFICA DELLE MENSOLE TOZZE DEI PILASTRI PREFABBRICATI

Di seguito si riporta la verifica per le mensole più sollecitate. Si ricorda che nel caso il prefabbricatore, in base alla propria tecnologia e certificazioni CE, cambiasse sezioni e materiali degli elementi delle travi precompresse, dovrà procedere al ricalcolo delle strutture e dei dettagli dei collegamenti, tra cui la mensola sotto ipotizzata.

Il taglio sollecitante maggiore (pari a 204 kN) deriva dall'inviluppo allo SLU, come di seguito indicato:



Al fine di valutare eventuali carichi dinamici il calcolo della mensola è comunque stato effettuato, a favore di sicurezza, con un taglio agente pari a 250 kN (maggiore del carico derivante dal modello di calcolo pari a 204 kN).

I risultati ottenuti sono stati i seguenti:

MENSOLA TOZZA
vers. 1.1

ID. MENSOLA	**M1**

Carichi

F_{ed}	250	[kN]
H_{ed}	0	[kN]

Copriferro e stima armatura

$c_{nom.}$	35	[mm]
armatura sup.	12	[mm]
staffe	10	[mm]

Materiali

Calcestruzzo	C40/50	
f_{ck}	40	[MPa]
γ_c	1,5	
f_{cd}	22,67	[MPa]

Acciaio	B450C	
f_{yk}	450	[MPa]
γ_a	1,15	
f_{yd}	391,30	[MPa]
Rid. Collaudo	20,00%	

Tensioni nodo

$\sigma_{1Rd,max}$	19,04	[MPa]
$\sigma_{2Rd,max}$	16,18	[MPa]

Schiacciamento nodo inferiore

c_1	22	[mm]
$c_1/2$	11	[mm]
c_2	140	[mm]
$c_2/2$	70	[mm]
c_{min}	22	[mm]

Dimensioni Mensola

H	400	[mm]
b	600	[mm]

Piastra diffusione

x	600	[mm]
y	150	[mm]

Altezza utile

h	349	[mm]

Punto applicazione forza

d	150	[mm]

Classe mensola

a	161	[mm]	
z	279	[mm]	
z/2	140	[mm]	**a>z/2**

Forze

F_{cd}	144,11	[kN]
F_{td}	144,11	[kN]

Verifica schiacciamento

σ_{c12}	✓	10,98	[MPa]	**VERIFICATO**
σ_{c3}	✓	2,78	[MPa]	**VERIFICATO**

Armatura minima

A_s	4,42	[cm^2]
$A_{sw,oriz,min}$	1,77	[cm^2]
$A_{sw,oriz,min}$	1,10	[cm^2]
$A_{sw,vert,min}$	2,21	[cm^2]

Armatura posizionata

$A_{s\ singola}$		1,13	[cm^2]	
n		9		
$A_{s\ progetto}$	✓	10,17	[cm^2]	**ARMATURA SUFFICIENTE**
$A_{sw\ singola}$		0,79	[cm^2]	
n		5		
bracci		2		
$A_{sw\ progetto}$	✓	7,90	[cm^2]	**ARMATURA SUFFICIENTE**
$A_{sw\ singola}$		1,13	[cm^2]	
n		4		
bracci		2		
$A_{sw,\ vert,\ pro}$	✓	9,04	[cm^2]	**ARMATURA SUFFICIENTE**

Verifica NTC2008 C4.1.2.1.5

a		150	[mm]	
d		349	[mm]	
l		219,8	[mm]	
λ		0,70		
c		1		
P_R	✓	568,69	[kN]	**VERIFICATO**
P_{Rc}	✓	1274,47	[kN]	**VERIFICATO**

8 VERIFICA DEGLI ELEMENTI SECONDARI NON STRUTTURALI

La valutazione della resistenza degli elementi secondari non strutturali è stata eseguita calcolando l'azione sismica agente in sommità dell'elemento, con riferimento al paragrafo 7.2.3. delle NTC2018 ("Elementi costruttivi non strutturali"): essa viene definita come un'azione orizzontale dipendente dall'accelerazione massima che l'elemento non strutturale in esame subisce durante il sisma, dal peso dell'elemento stesso e dal suo fattore di comportamento; si riporta la formula corrispondente:

$$F_a = \frac{(S_a \cdot W_a)}{q_a}$$

Dove:

- F_a è la forza sismica orizzontale distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale, nella direzione più sfavorevole, risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa;
- S_a è l'accelerazione massima adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma, e corrisponde allo stato limite in esame (rif. par. 3.2.1. NTC2018);
- W_a è il peso dell'elemento;
- q_a è il fattore di comportamento dell'elemento.

Nella normativa viene citata la seguente prescrizione:
"In assenza di specifiche determinazioni, per S_a e q_a può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità."

Data l'assenza di documentazioni specifiche per poter ricavare i valori delle suddette variabili, è stata presa in considerazione la formulazione riportata nella vecchia normativa DM 14-01-2008, di seguito citata come NTC2008.
In particolare, al paragrafo 7.2.3. è presente la formula per ricavare l'accelerazione S_a:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0{,}5 \right]$$

Dove:

- α è il rapporto tra l'accelerazione massima sul terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (in questo caso SLV, par. 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;
- T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

- Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (rif. par. 3.2.2. NTC2008);
- H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

Non conoscendo l'esatto valore del periodo fondamentale degli elementi non strutturali, è stato considerato $T_a = T_1$, in modo da ottenere la situazione peggiore. Sempre per effettuare un'analisi della situazione peggiore nella quale gli elementi non strutturali sono sottoposti, è stato considerato anche $Z = H$ (tranne nel caso dell'UTA in quanto ancorato a terra).
I valori di α e S sono stati ricavati dai risultati presenti nella relazione geologica inerenti alla risposta sismica locale; si riportano nuovamente di seguito i valori riferiti allo SLV, utilizzati per questo calcolo:

Stato Limite	Tr [anni]	a_{max} [g]	F_0	SS	CC	ST	T_C	T_B	T_D
Vita (SLV)	949	0.284	3.656	1.000	1.00	1.15000	0.31051	0.1035	2.735

Tenendo conto dei parametri che determinano l'azione sismica agente sulla struttura, riportate all'interno delle NTC2018:

Vita nominale = 50 anni;
Classe d'uso = IV;
Coefficiente d'uso - C_u = 2,0;
Periodo di riferimento - V_r = 100 anni;
Coefficiente di topografia = T1.

Il fattore di comportamento dell'elemento q_a è stato considerato seguendo quanto riportato nella tabella della vecchia normativa NTC2008:

Tabella 7.2.I – *Valori di* q_a *per elementi non strutturale*

Elemento non strutturale	q_a
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	2,0
Tramezzature e facciate	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggianti sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

Dopo aver calcolato l'azione sismica, si tiene conto della prescrizione presente al paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:
"*Quando l'elemento non strutturale è costruito in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda e progettarne la capacità in accordo a formulazioni di comprovata validità*

ed è compito del direttore dei lavori verificarne la corretta esecuzione; quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".

Con riferimento all'elaborato architettonico con l'abaco dei solai e delle murature, si riportano nei paragrafi successivi i risultati ottenuti.

8.1 Controsoffitto modulare

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".*

Il controsoffitto in questione pesa 0,04 kN/mq.

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**9.512**	**kN**
con		
Wa =	5.2952	kN
superficie	132.38	mq
qa =	1	
Sa =	1.7963	
con:		
α =	0.284	
S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.2 Controsoffitto a lastra

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore*

fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".

Il controsoffitto in questione pesa 0,10 kN/mq.

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**1.201**	**kN**
con		
Wa =	1.337	kN
superficie	13.37	mq
qa =	2	
Sa =	1.7963	
con:		
α =	0.284	
S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.3 UTA piano terra

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**3.829**	**kN**	
con			
Wa =	4.69	kN	
qa =	1		
Sa =	0.8165		
con:			

α =	0.284		
S =	1.15		
Z/H =	0	ancorato a terra	
Ta/T1 =	1		

8.4 Impianti staffaggi - canali

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".*

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**0.119**	**kN/m**
con		
Wa =	0.0663	kN/m
qa =	1	
Sa =	1.7963	
con:		
α =	0.284	
S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.5 Impianti staffaggi - tubazioni

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".*

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**0.149**	**kN/m**
con		
Wa =	0.08296	kN/m
qa =	1	
Sa =	1.7963	
con:		
α =	0.284	
S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.6 Parete ventilata con finitura in ceramica M01a – M01b

Essendo un elemento costruito in cantiere si riporta di seguito il calcolo inerente alla domanda dell'azione sismica e alla capacità dell'elemento non strutturale, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018: "*(..) è compito del progettista della struttura individuare la domanda e progettarne la capacità in accordo a formulazioni di comprovata validità ed è compito del direttore dei lavori verificarne la corretta esecuzione; (…)*".

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

domanda :			
Fa =	**5.626**	**kN/m**	considerando una fascia di 1 m
con			
Wa =	6.2645	kN/m2	
considerando :			
ceramica sp 1,05 cm	0.21	kN/m2	
sottostr metallica sp. 16 cm	0.2	kN/m2	
lana di roccia sp. 10 cm	0.1	kN/m2	
poliuretano sp . 10 cm	0.35	kN/m2	
laterizio sp. 30 cm	5.4	kN/m2	
intonaco sp. 1,5 cm	0.0045	kN/m2	
qa =	2		
Sa =	1.7963		
con:			
α =	0.284		
S =	1.15		

Z/H =	1		
Ta/T1 =	1		
Med ribaltamento	4.19	kNm	
capacità :			
Mrd	7.61	kNm	
con :			
d =	0.275	m	
fyd =	391.3043	N/mm2	
As =	47.124	mm2	
verifica :			
Med/Mrd	0.55	< 1 verificato	

In particolare, la capacità dell'elemento non strutturale è stata calcolata considerando 5 tralicci murfor ø5/200" in 1 metro di parete (posti in asse alla parete); il momento resistente è stato calcolato come:

$$M_{Rd} = 0{,}90 \cdot d \cdot A_s \cdot f_{yd} = 7{,}61\ kNm$$

Dove:

- d è pari allo spessore del pannello ridotta del copriferro di 25 mm (0,3 - 0,025 = 0,275 m);
- A_s corrisponde all'armatura presente in 1 m di pannello (5ø5 = 78,54 mm^2);
- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto pari a 391,3 N/mm^2.

8.7 Parete ventilata con finitura in ceramica – parapetto in laterizio forato sp.20 cm M02

Essendo un elemento costruito in cantiere si riporta di seguito il calcolo inerente alla domanda dell'azione sismica e alla capacità dell'elemento non strutturale, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018: "*(..) è compito del progettista della struttura individuare la domanda e progettarne la capacità in accordo a formulazioni di comprovata validità ed è compito del direttore dei lavori verificarne la corretta esecuzione; (…)*".

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**10.975**	**kN/m**	considerando un'interasse di 2 m
con			

Wa =	3.055	kN/m2	
considerando :			
ceramica sp 1,05 cm	0.21	kN/m2	
sottostr metallica sp. 16 cm	0.2	kN/m2	
poliuretano sp . 10 cm	0.35	kN/m2	
laterizio forato sp. 20 cm	2.2	kN/m2	
isolamento EPS sp. 5 cm	0.015	kN/m2	
doppia guaina bituminosa	0.08	kN/m2	
qa =	1		
Sa =	1.7963		
con:			
α =	0.284		
S =	1.15		
Z/H =	1		
Ta/T1 =	1		
Med ribaltamento	2.65	kNm	
con :			
h_parapetto =	0.695	m	
capacità :			
Mrd	9.42	kNm	
verifica :			
Med/Mrd	0.28	< 1 verificato	

La capacità dell'elemento non strutturale è stata calcolata considerando l'armatura longitudinale presente nell'elemento di irrigidimento verticale in c.a. C25/30 e pari a 4ø10.

8.8 Parete esterna intonacata M03a

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".*

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**4.998**	**kN/m2**
con		
Wa =	5.5645	kN/m2
considerando :		
lana di roccia sp. 16 cm	0.16	kN/m2
laterizio sp. 30 cm	5.4	kN/m2
intonaco sp. 1,5 cm	0.0045	kN/m2
qa =	2	
Sa =	1.7963	
con:		
α =	0.284	
S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.9 Parete esterna intonacata M03b

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".*

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**2.205**	**kN/m2**
con		
Wa =	2.455	kN/m2
considerando :		
lana di roccia sp. 16 cm	0.16	kN/m2
laterizio forato sp. 20 cm	2.2	kN/m2
isolamento EPS sp. 5 cm	0.015	kN/m2
doppia guaina bituminosa	0.08	kN/m2
qa =	2	
Sa =	1.7963	

con:		
α =	0.284	
S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.10 Pannelli prefabbricati con finitura in ceramica M04 verticali

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".*

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**68.979**	**kN**
considerando l'area del pannello peggiore =	24.01	m2
con		
Wa =	3.1987	kN/m2
considerando :		
ceramica sp 1,05 cm	0.21	kN/m2
sottostr metallica sp. 5 cm	0.2	kN/m2
crosta esterna sp. 6 cm	1.5	kN/m2
polistirene grafitato sp. 4 cm	0.0072	kN/m2
pannello polistirene elasticizzato espanso sp. 15 cm	0.027	kN/m2
crosta esterna con finitura a staggia sp.5 cm	1.25	kN/m2
intonaco sp. 1,5 cm	0.0045	kN/m2
qa =	2	
Sa =	1.7963	
con:		
α =	0.284	
S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.11 Pannelli prefabbricati con finitura in lamiera M05 verticali

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".*

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**64.470**	**kN**
considerando l'area del pannello peggiore =	24.01	m2
con		
Wa =	2.989646	kN/m2
considerando :		
doghe in lega d'alluminio sp 2,2 cm	0.000946	kN/m2
sottostr metallica sp. 5 cm	0.2	kN/m2
crosta esterna sp. 6 cm	1.5	kN/m2
polistirene grafitato sp. 4 cm	0.0072	kN/m2
pannello polistirene elasticizzato espanso sp. 15 cm	0.027	kN/m2
crosta esterna con finitura a staggia sp.5 cm	1.25	kN/m2
intonaco sp. 1,5 cm	0.0045	kN/m2
qa =	2	
Sa =	1.7963	
con:		
α =	0.284	
S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.12 Pannelli prefabbricati con finitura in lamiera M05 orizzontali

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore*

fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**57.731**	**kN**
considerando l'area del pannello peggiore =	21.5	m2
con		
Wa =	2.989646	kN/m2
considerando :		
doghe in lega d'alluminio sp 2,2 cm	0.000946	kN/m2
sottostr metallica sp. 5 cm	0.2	kN/m2
crosta esterna sp. 6 cm	1.5	kN/m2
polistirene grafitato sp. 4 cm	0.0072	kN/m2
pannello polistirene elasticizzato espanso sp. 15 cm	0.027	kN/m2
crosta esterna con finitura a staggia sp.5 cm	1.25	kN/m2
intonaco sp. 1,5 cm	0.0045	kN/m2
qa =	2	
Sa =	1.7963	
con:		
α =	0.284	
S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.13 Pannelli prefabbricati con finitura in lastre resistenti all'esterno M06a verticali

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**67.038**	**kN**

considerando l'area del pannello peggiore =	24.01	m2
con		
Wa =	3.11	kN/m2
considerando :		
lastra di gesso tipo "Gyproc Glasroc X" sp. 1,25 cm	0.12	kN/m2
sottostr metallica sp. 5 cm	0.2	kN/m2
crosta esterna sp. 6 cm	1.5	kN/m2
polistirene grafitato sp. 4 cm	0.0072	kN/m2
pannello polistirene elasticizzato espanso sp. 15 cm	0.027	kN/m2
crosta esterna con finitura a staggia sp.5 cm	1.25	kN/m2
intonaco sp. 1,5 cm	0.0045	kN/m2
qa =	2	
Sa =	1.7963	
con:		
α =	0.284	
S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.14 Pannelli prefabbricati con finitura in lastre resistenti all'esterno M06a orizzontali

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".*

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**55.618**	**kN**
considerando l'area del pannello peggiore =	19.92	m2
con		
Wa =	3.11	kN/m2

considerando :		
lastra di gesso tipo "Gyproc Glasroc X" sp. 1,25 cm	0.12	kN/m2
sottostr metallica sp. 5 cm	0.2	kN/m2
crosta esterna sp. 6 cm	1.5	kN/m2
polistirene grafitato sp. 4 cm	0.0072	kN/m2
pannello polistirene elasticizzato espanso sp. 15 cm	0.027	kN/m2
crosta esterna con finitura a staggia sp.5 cm	1.25	kN/m2
intonaco sp. 1,5 cm	0.0045	kN/m2
qa =	2	
Sa =	1.7963	
con:		
α =	0.284	
S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.15 Pannelli prefabbricati con finitura in lastre resistenti all'esterno M06b verticali

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".*

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**56.695**	**kN**
considerando l'area del pannello peggiore =	20.335	m2
con		
Wa =	3.104	kN/m2
considerando :		
lastra di gesso tipo "Gyproc Glasroc X" sp. 1,25 cm	0.12	kN/m2
sottostr metallica sp. 5 cm	0.2	kN/m2
crosta esterna sp. 6 cm	1.5	kN/m2
polistirene grafitato sp. 4 cm	0.0072	kN/m2

pannello polistirene elasticizzato espanso sp. 15 cm	0.027	kN/m2
crosta esterna con finitura a staggia sp.5 cm	1.25	kN/m2
qa =	2	
Sa =	1.7963	
con:		
α =	0.284	
S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.16 Parete REI in cls areato M07

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".*

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**3.884**	**kN/m2**
con		
Wa =	4.325	kN/m2
considerando :		
blocchi cls areato autoclavato sp. 18 cm	4.32	kN/m2
intonaco sp. 1,5 cm	0.0045	kN/m2
qa =	2	
Sa =	1.7963	
con:		
α =	0.284	
S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.17 Parapetto S pensilina su solaio S M08a

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".*

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**1.581**	**kN/m**	considerando un'interasse di 2 m
con			
Wa =	0.44	kN/m2	
considerando :			
lastra di gesso tipo "Gyproc Glasroc X" sp. 1,25 cm	0.12	kN/m2	
sottostr metallica sp 10 cm	0.2	kN/m2	
lastra gesso "Gyproc Glasroc X" sp. 1,25 cm	0.12	kN/m2	
qa =	1		
Sa =	1.7963		
con:			
α =	0.284		
S =	1.15		
Z/H =	1		
Ta/T1 =	1		

8.18 Parapetto S pensilina su solaio S M08b

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".*

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**9.484**	**kN/m**	considerando un'interasse di 2 m

con			
Wa =	2.64	kN/m2	
considerando :			
lastra di gesso tipo "Gyproc Glasroc X" sp. 1,25 cm	0.12	kN/m2	
sottostr metallica sp 10 cm	0.2	kN/m2	
laterizio forato sp. 20 cm	2.2	kN/m2	
lastra di gesso tipo "Gyproc Glasroc X" sp. 1,25 cm	0.12	kN/m2	
qa =	1		
Sa =	1.7963		
con:			
α =	0.284		
S =	1.15		
Z/H =	1		
Ta/T1 =	1		

8.19 Pannelli prefabbricati M09 verticali

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".*

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**29.708**	**kN**
considerando l'area del pannello peggiore =	21.56	m2
con		
Wa =	1.5342	kN/m2
considerando :		
crosta esterna sp. 6 cm	1.5	kN/m2
polistirene grafitato sp. 4 cm	0.0072	kN/m2
pannello polistirene elasticizzato espanso sp. 15 cm	0.027	kN/m2
qa =	2	

Sa =	1.7963	
con:		
α =	0.284	
S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.20 Pannelli prefabbricati M09 orizzontali

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".*

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**29.626**	**kN**
considerando l'area del pannello peggiore =	21.5	m2
con		
Wa =	1.5342	kN/m2
considerando :		
crosta esterna sp. 6 cm	1.5	kN/m2
polistirene grafitato sp. 4 cm	0.0072	kN/m2
pannello polistirene elasticizzato espanso sp. 15 cm	0.027	kN/m2
qa =	2	
Sa =	1.7963	
con:		
α =	0.284	
S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.21 Muro esterno chiusura falda scuola M10a

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".*

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**0.611**	**kN/m2**
con		
Wa =	0.68	kN/m2
considerando :		
pannelli in fibrogesso sp. 1,5 cm	0.18	kN/m2
pannelli in fibrogesso sp. 1,5 cm	0.18	kN/m2
sotto strutt. metallica sp. 7,5 cm	0.1	kN/m2
lana di roccia sp. 6 cm	0.06	kN/m2
sotto strutt. metallica sp. 7,5 cm	0.1	kN/m2
lana di roccia sp. 6 cm	0.06	kN/m2
qa =	2	
Sa =	1.7963	
con:		
α =	0.284	
S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.22 Rivestimento pannelli prefabbricati con finitura in ceramica

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".*

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**0.372**	**kN/m2**
con		
Wa =	0.4145	kN/m2
considerando :		
ceramica sp 1,05 cm	0.21	kN/m2
sottostr metallica sp. 5 cm	0.2	kN/m2
intonaco sp. 1,5 cm	0.0045	kN/m2
qa =	2	
Sa =	1.7963	
con:		
α =	0.284	
S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.23 Rivestimento pannelli prefabbricati con finitura in lamiera

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".*

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**0.185**	**kN/m2**
con		
Wa =	0.205	kN/m2
considerando :		
doghe in lega d'alluminio sp 2,2 cm	0.000946	kN/m2
sottostr metallica sp. 5 cm	0.2	kN/m2
intonaco sp. 1,5 cm	0.0045	kN/m2

qa =	2	
Sa =	1.7963	
con:		
α =	0.284	
S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.24 Rivestimento pannelli prefabbricati con finitura in lastre resistenti all'esterno M06a

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".*

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**0.291**	**kN/m2**
con		
Wa =	0.3245	kN/m2
considerando :		
lastra di gesso tipo "Gyproc Glasroc X" sp. 1,25 cm	0.12	kN/m2
sottostr metallica sp. 5 cm	0.2	kN/m2
intonaco sp. 1,5 cm	0.0045	kN/m2
qa =	2	
Sa =	1.7963	
con:		
α =	0.284	
S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.25 Rivestimento pannelli prefabbricati con finitura in lastre resistenti all'esterno M06b

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".*

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**0.287**	**kN/m2**
con		
Wa =	0.32	kN/m2
considerando :		
lastra di gesso tipo "Gyproc Glasroc X" sp. 1,25 cm	0.12	kN/m2
sottostr metallica sp. 5 cm	0.2	kN/m2
qa =	2	
Sa =	1.7963	
con:		
α =	0.284	
S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.26 Parete divisoria interna sp. 15 cm T01

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".*

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**1.194**	**kN/m2**

con		
Wa =	1.329	kN/m2
considerando :		
intonaco sp. 1,5 cm	0.0045	kN/m2
laterizio forato sp. 12 cm	1.32	kN/m2
intonaco sp. 1,5 cm	0.0045	kN/m2
qa =	2	
Sa =	1.7963	
con:		
α =	0.284	
S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.27 Parete divisoria interna sp. 28 cm T02

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".*

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**2.478**	**kN/m2**
con		
Wa =	2.759	kN/m2
considerando :		
intonaco sp. 1,5 cm	0.0045	kN/m2
laterizio forato sp. 25 cm	2.75	kN/m2
intonaco sp. 1,5 cm	0.0045	kN/m2
qa =	2	
Sa =	1.7963	
con:		
α =	0.284	

S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.28 Parete divisoria interna sp. 28 cm T03

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".*

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**5.181**	**kN/m2**
con		
Wa =	5.769	kN/m2
considerando :		
intonaco sp. 1,5 cm	0.0045	kN/m2
blocco cls areato autoclavato sp. 24 cm	5.76	kN/m2
intonaco sp. 1,5 cm	0.0045	kN/m2
qa =	2	
Sa =	1.7963	
con:		
α =	0.284	
S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.29 Parete divisoria interna sp. 18 cm T04

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

> *"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore*

fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**3.888**	**kN/m2**
con		
Wa =	4.329	kN/m2
considerando :		
intonaco sp. 1,5 cm	0.0045	kN/m2
blocco cls areato autoclavato sp. 18 cm	4.32	kN/m2
intonaco sp. 1,5 cm	0.0045	kN/m2
qa =	2	
Sa =	1.7963	
con:		
α =	0.284	
S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.30 Pannello prefabbricato sp. 20 cm T05

Essendo un elemento non strutturale assemblato in cantiere, si riporta di seguito il calcolo inerente alla sola azione sismica, in quanto, riprendendo il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018:

"(…) quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio".

Applicando le formule riportate nell'introduzione del presente capitolo, si ottengono i seguenti risultati:

Fa =	**39.16**	**kN**
considerando l'area del pannello peggiore =	20.00	m2
con		
Wa =	2.1798	kN/m2
considerando :		

parte portante CLS sp. 4 cm	0.96	kN/m2
pannello polistirene elasticizzato espanso sp. 11 cm	0.0198	kN/m2
parte portante CLS sp. 5 cm	1.2	kN/m2
qa =	2	
Sa =	1.7963	
con:		
α =	0.284	
S =	1.15	
Z/H =	1	
Ta/T1 =	1	

8.31 Verifiche dei sistemi di aggancio dei pannelli prefabbricati

Per gli elementi non strutturali devono essere adottati magisteri atti ad evitare la possibile espulsione sotto l'azione della Fa (NTC2018 par.7.2.3) corrispondente allo SL e alla CU considerati.

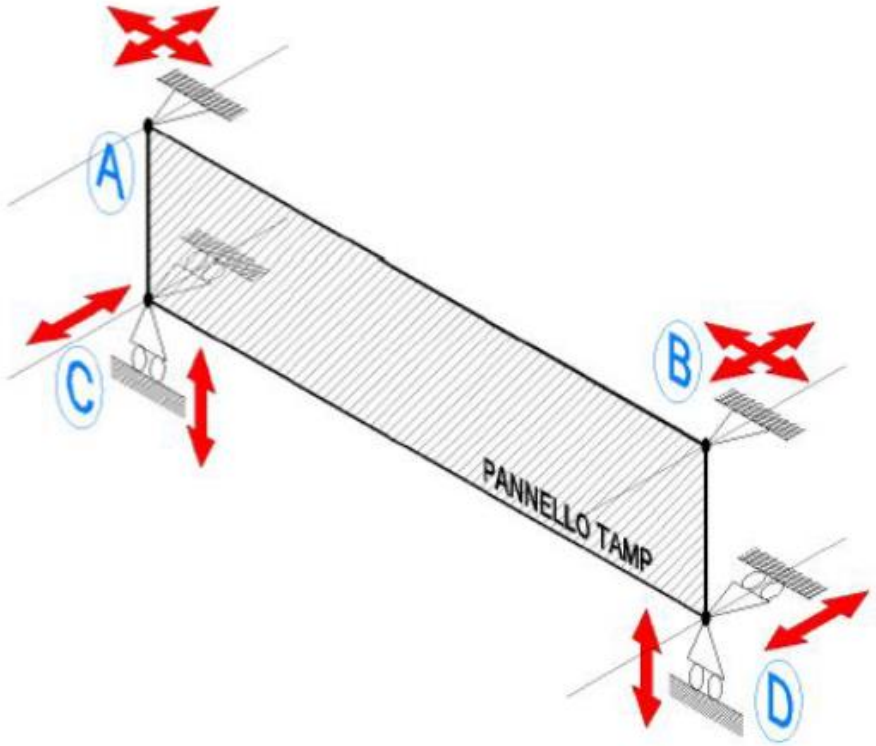
Per quanto riguarda le verifiche all'espulsione fuori dal piano dei tamponamenti murari o pareti in muratura interne, si fa riferimento a quanto riportato nella circolare esplicativa delle NTC2018, dove cita al par. C7.3.6.2 : "*Il controllo del danno degli elementi non strutturali si effettua, in maniera indiretta, intervenendo sulla rigidezza degli elementi strutturali al fine di contenere gli spostamenti di interpiano, come indicato al par. 7.3.6.1. Devono essere eseguite, invece, verifiche dirette in termini di stabilità. La prestazione consistente nell'evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della Fa delle tamponature si puo ritenere conseguita con l'inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm.(…)".*

Alla luce della suddetta prescrizione progettuale, si puo trascurare la verifica a ribaltamento dei tamponamenti stessi.

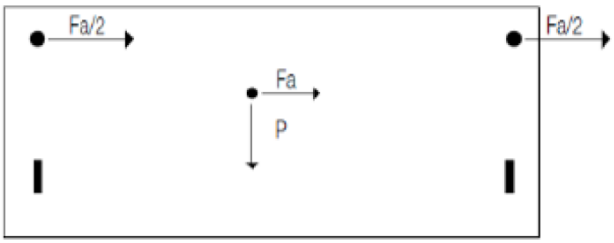
Per quanto riguarda la stabilità dei tamponamenti costituiti da pannelli in ca. prefabbricato, sono state effettuate le seguenti considerazioni.

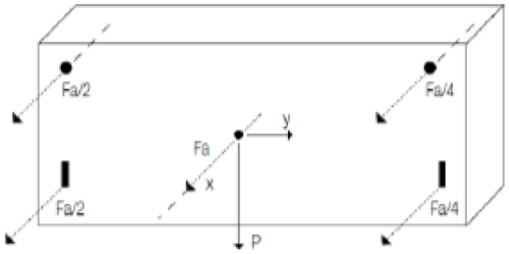
8.31.1 VALUTAZIONE DEL SISTEMA DI AGGANCIO DEI PANNELLI ORIZZONTALI

Il sistema di aggancio previsto a progetto per i pannelli di tamponamento sospesi prevede il fissaggio di ogni singolo pannello alle quattro estremità, secondo il seguente schema (con le frecce sono indicate le direzioni di vincolamento):



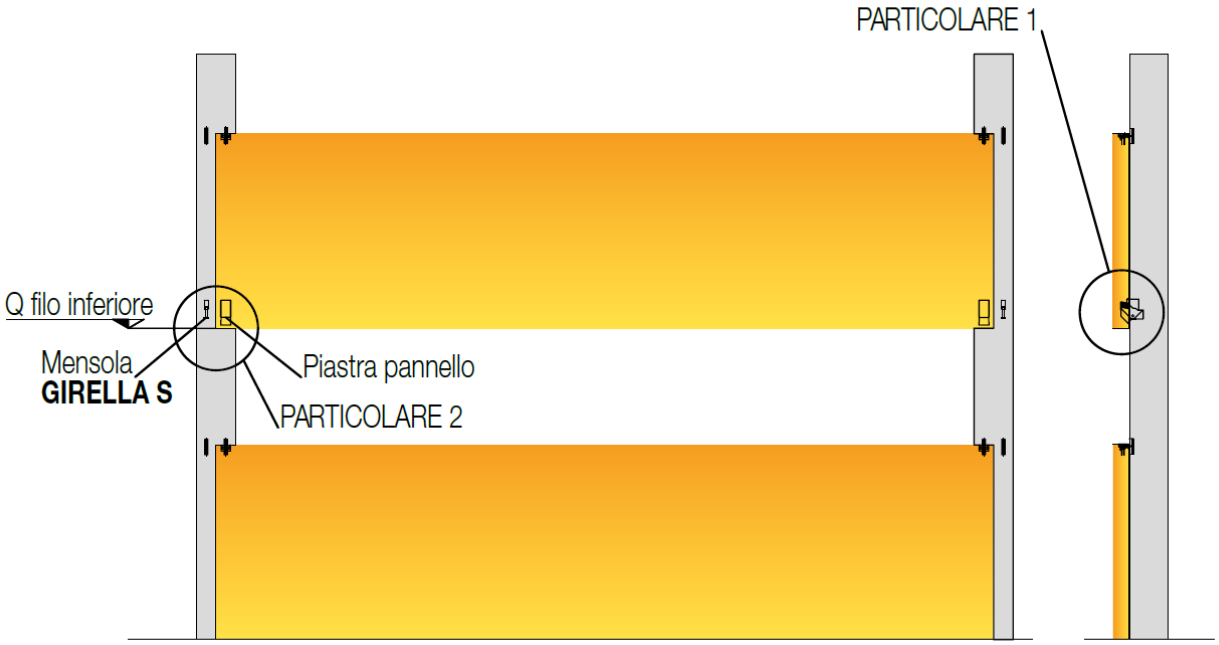
I vincoli A e B impediscono tutti i movimenti orizzontali, lasciando libere le traslazioni verticali. I vincoli C e D impediscono solamente le traslazioni verticali e gli spostamenti fuori dal piano del pannello, lasciando libere le traslazioni in direzione longitudinale al pannello. Si fa quindi notare che le azioni verticali agenti sul pannello (ad es. il peso) vengono assorbite dai soli vincoli C e D; le azioni orizzontali agenti in direzione longitudinale al pannello vengono assorbite da vincoli A e B, mentre tutti i vincoli negli spigoli concorrono ad assorbire la azioni agenti fuori dal piano del pannello.

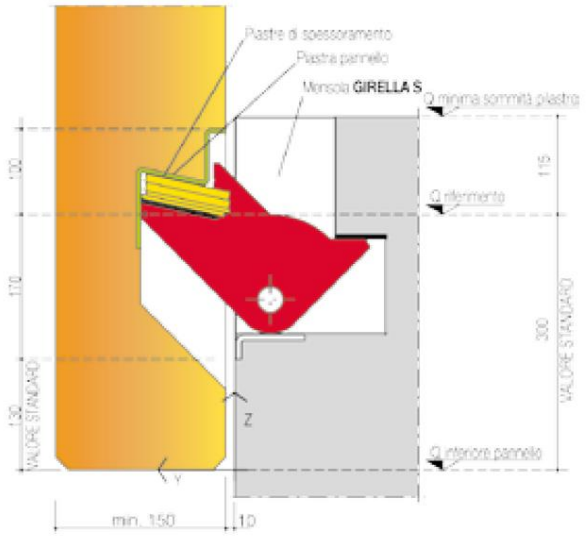




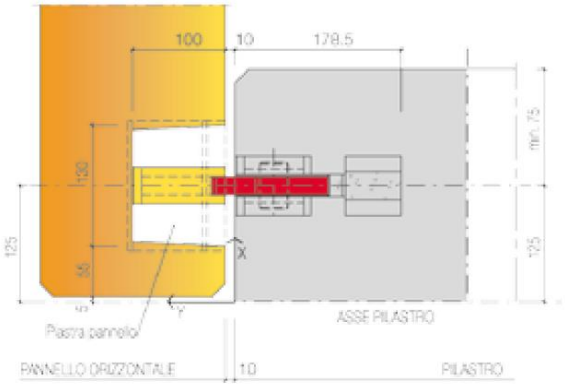
Ogni singolo pannello è dunque un elemento con vincolamento “isostatico”, e la risposta alle sollecitazioni agenti è indipendente da pannello a pannello (non vi sono interazioni tra i diversi elementi).

I vincoli C e D saranno realizzati con elementi costruttivi tipo Girella S/Tirella S (esempio ditta Ruredil), che sul bordo inferiore realizzano due carrelli avendo la possibilità di scorrere di almeno ± 4 cm, come da schemi seguenti:



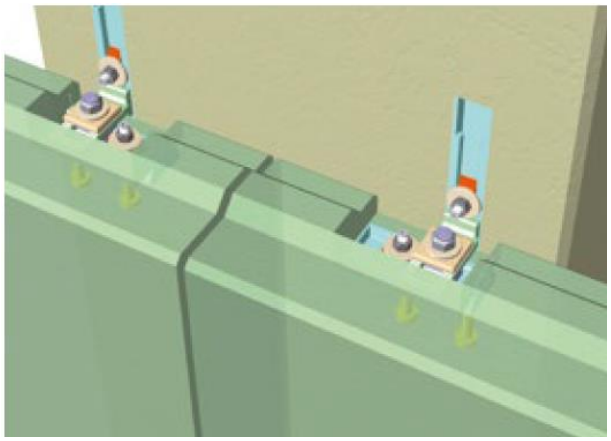


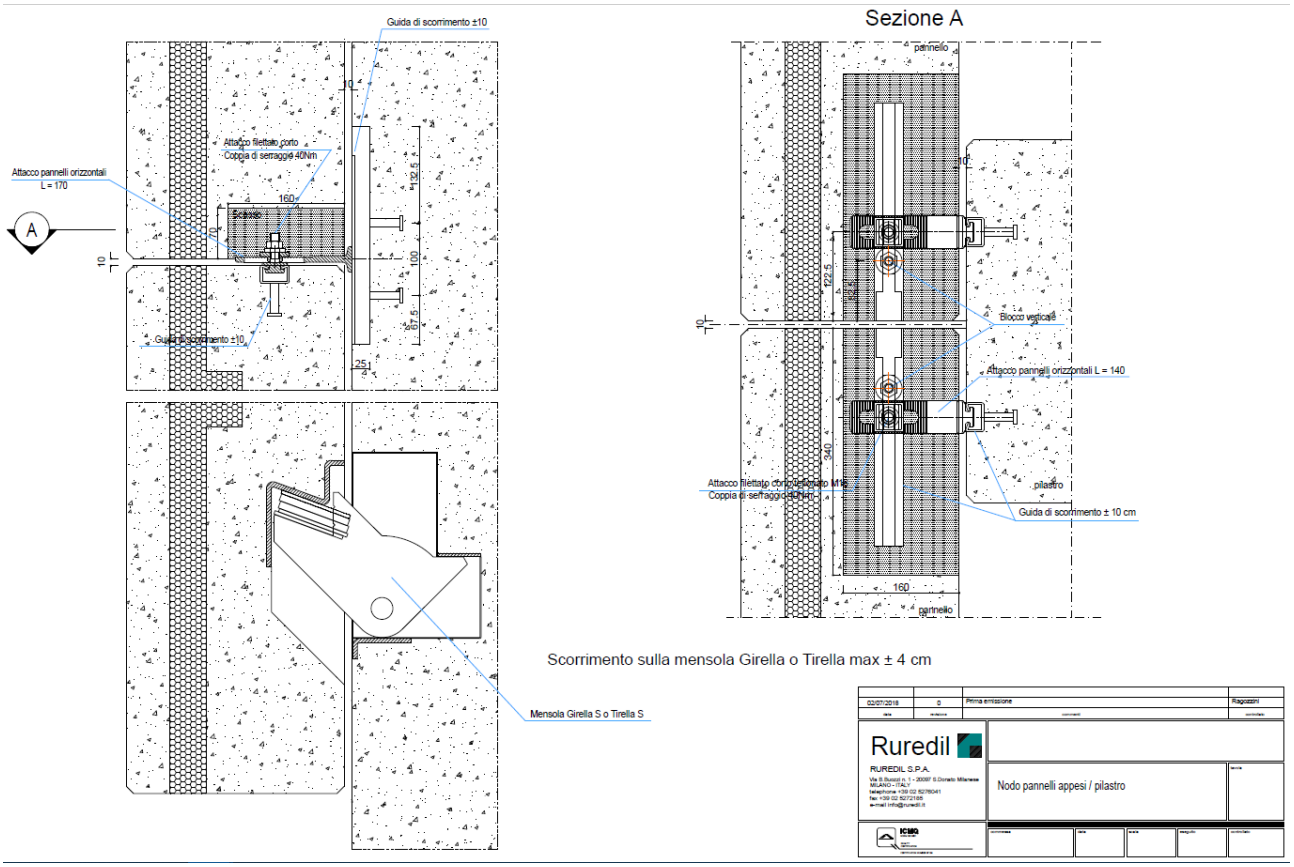
Particolare 1



Particolare 2

I vincoli A e B saranno, invece, della tipologia FISIS 30 o 40 (Ruredil), che realizza una cerniera impedendo lo scorrimento relativo tra il bordo superiore del pannello orizzontale e il pilastro, come da schema seguente:





Per quanto riguarda le verifiche, si propone il seguente schema:

Il pannello sospeso di dimensioni e peso maggiori ha estensione 8,60 x 2,50 m e pesa circa 3,00 kN/m^2 (~ 65 kN arrotondato per eccesso). L'azione sismica è quella calcolata al paragrafo 8.12 della presente, e vale 57,73 kN.

Utilizzando il sistema Girella S/Tirella S, si verificano le seguenti sollecitazioni:

- Per sisma ⊥ alla facciata:

$$\frac{F_a}{4} = 14{,}43\ kN$$

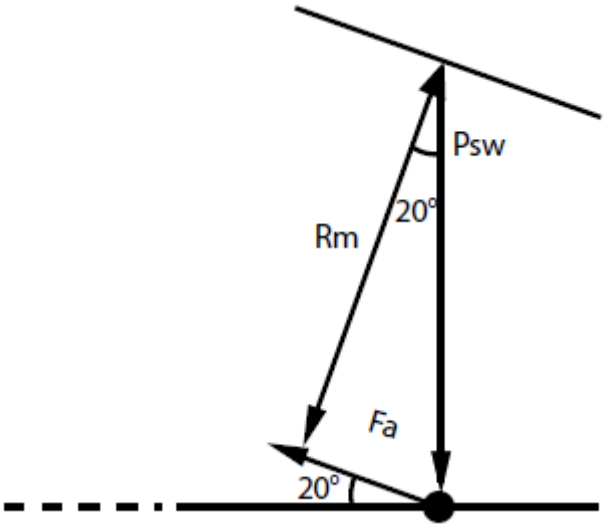
- Per sisma // alla facciata:

$$\frac{F_a}{2} = 28{,}87\ kN$$

Il sistema resistente sarà quindi costituito da 2 vincoli inferiori carrello tipo Girella S/Tirella S (di portata nominale 60 kN) e da 2 vincoli superiori FISIS 40 con valori resistenti pari a 40 kN per sisma perpendicolare alla facciata.

Il valore della portata nominale di ciascun appoggio scorrevole è pari a 60 kN, compatibile con il peso del pannello (65 / 2 = 32,5 kN).

Considerando il sisma perpendicolare alla facciata, nella scheda tecnica del sistema di fissaggio Girella S/Tirella S è specificato che l'azione F_a si ripartisce in parti uguali su 4 punti ($\frac{F_a}{4}$ appunto) nell'ipotesi che le due mensole siano in grado di impedire al pannello di staccarsi dal pilastro, risalendo il piano inclinato di 20°:



Da una dimostrazione riportata nella scheda tecnica si evince che la possibilità della mensola di contrastare l'azione orizzontale sismica non dipende dal peso del pannello, ma solo dal coefficiente di accelerazione sismica, ottenendo un valore massimo di:

$$\alpha_{limite} = \frac{tg(20°)}{1{,}58} = 0{,}230$$

Il valore di P_{sw} nel grafico rappresenta il carico del pannello che grava sulla mensola, pari a metà del peso del pannello stesso e 1,58 si ricava dal calcolo dell'azione sismica F_a, senza considerare il peso proprio del pannello e il coefficiente di accelerazione sismica.

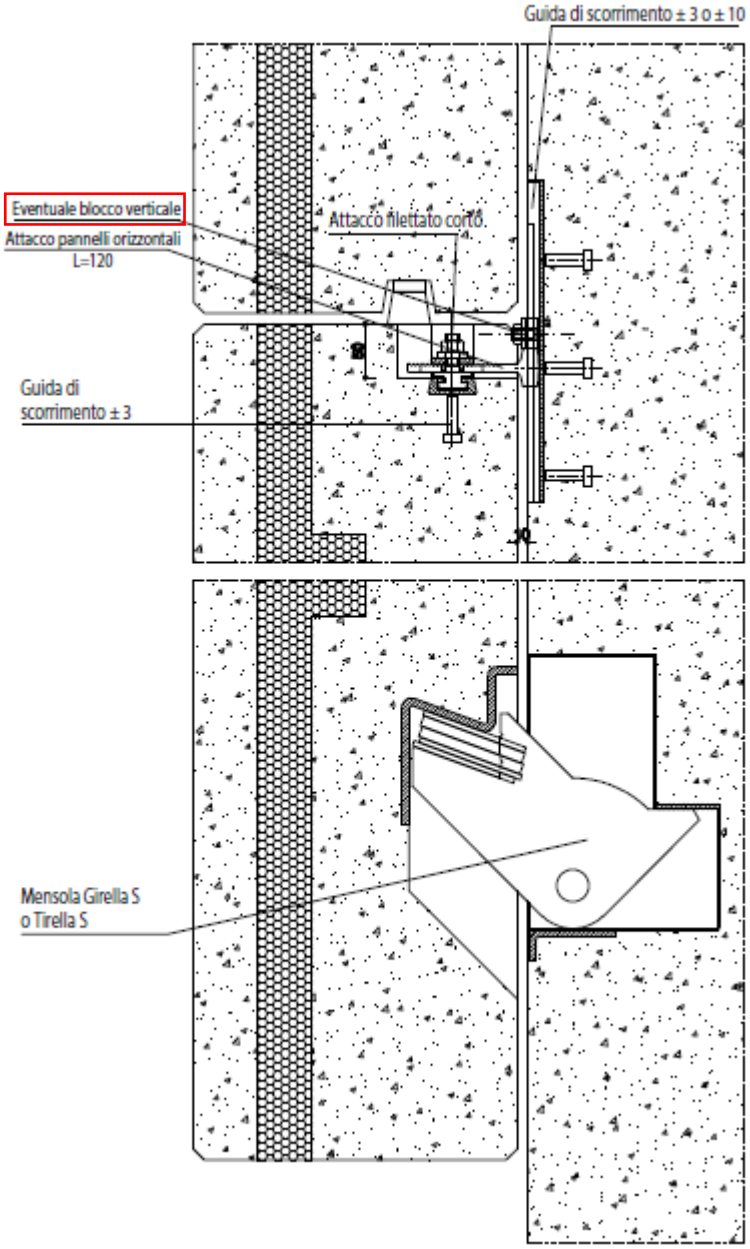
Per il calcolo dell'azione sismica sono stati presi in considerazione i parametri derivanti dall'analisi locale dell'azione sismica, a favore di sicurezza, in quanto si ottiene

$$\alpha_{locale} = 0{,}284$$

Rispetto a quello calcolato con la normativa

$$\alpha_{normativa} = 0{,}200$$

Considerando comunque la condizione peggiore, dato che $\alpha_{limite} < \alpha_{locale}$ bisogna applicare un blocco verticale nella ritenuta superiore dell'attacco; questo dispositivo è in grado di impedire al pannello di sollevarsi e di resistere a una spinta verso l'alto di 30 kN (SLU).

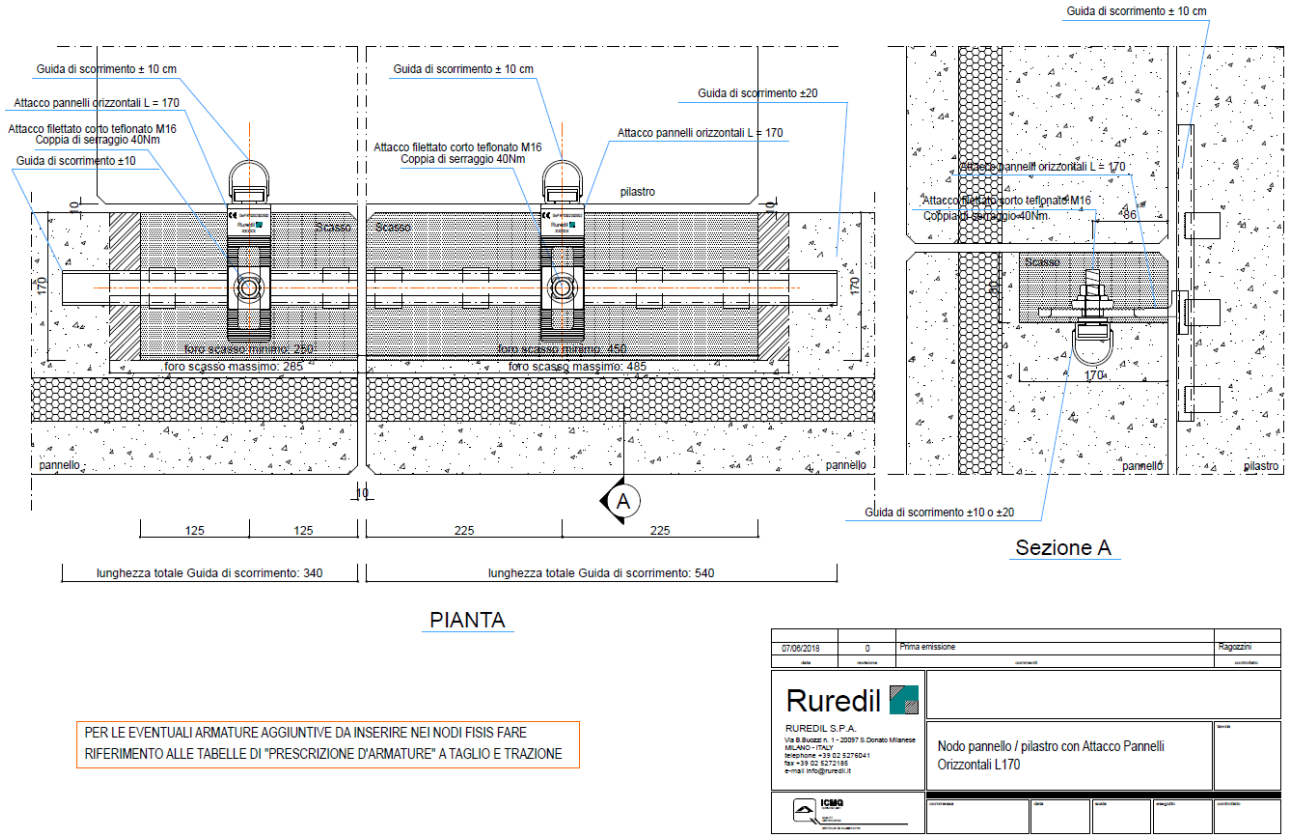


Si procede con il calcolo del nuovo valore limite del coefficiente di accelerazione: considerando il massimo valore di portata della mensola (60 kN) e l'aggiunta del blocco verticale (che incrementa la portata di 30 kN), si ottiene:

$$\alpha'_{limite} = \frac{tg(20°) \cdot (60\ kN + 30\ kN)}{1{,}58 \cdot 60\ kN} = 0{,}346$$

Verificando $\alpha_{locale} < \alpha'_{limite}$, per cui il collegamento è idoneo.

Utilizzando un ancoraggio FISIS 40 il vincolo superiore è compatibile con l'azione di tiro pari a 14,43 kN; il sistema è rappresentato nella figura seguente:



Avendo considerato la situazione peggiore, le verifiche degli altri pannelli orizzontali appesi (caratterizzati da azioni agenti minori) si ritengono soddisfatte.

Per i pannelli orizzontali che poggiano sul terreno si prevedono solo due fissaggi in sommità (superiori) tipo FISIS 40 (come quelli impiegati per i pannelli appesi).

8.31.2 VALUTAZIONE DEL SISTEMA DI AGGANCIO DEI PANNELLI VERTICALI

I pannelli verticali saranno caratterizzati da soli due fissaggi superiori (in quanto appoggiati a terra) di tipo FISIS 40 con valori resistenti pari a 40 kN:

Considerando anche in questo caso il pannello peggiore, di dimensioni (2,45 x 9,8 m) e peso (~77 kN) maggiori si procede con la verifica.

L'azione sismica è quella calcolata al paragrafo 8.10 della presente e vale ~69,00 kN e il fissaggio viene verificato per sisma ⊥ alla facciata come segue:

$$\frac{F_a}{2} = 34{,}5\ kN$$

Il sistema di fissaggio è idoneo.

Avendo considerato la situazione peggiore, le verifiche degli altri pannelli verticali (caratterizzate da azioni agenti minori) si ritengono soddisfatte.

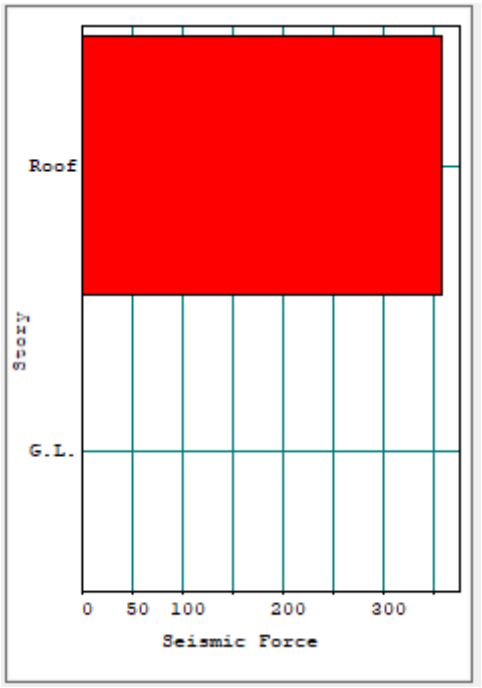
9 GIUDIZIO MOTIVATO DI AFFIDABILITA' DEI RISULTATI

In questo capitolo si riportano una serie di calcoli manuali per verificare l'affidabilità dei codici di calcolo (Midas Gen). In particolare, è stata calcolata l'azione di taglio agente sulla struttura.

9.1 Verifica affidabilità codice di calcolo: corpo ingresso

A seguito della modellazione con Midas Gen e dell'implementazione delle azioni sismiche, calcolate secondo la normativa vigente, è stato ottenuto il seguente risultato riguardante la forza di piano agente sulla struttura (analisi lineare statica), con cui si ricava il taglio alla base (*story shear*) ed il momento ribaltante (*overturning moment*):

STORY NAME	STORY WEIGHT	STORY LEVEL	SEISMIC FORCE	ADDED FORCE	STORY FORCE	STORY SHEAR	OVERTURN. MOMENT	ACCIDENT. TORSION	INHERENT TORSION	TOTAL TORSION
Roof	895.3306	3.675	356.3564	0.0	356.3564	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
G.L.	--	0.0	--	--	--	356.3564	1309.61	---	---	---



(i valori riportati sono espressi in kN e m).

Si riportano di seguito i calcoli manuali eseguiti per ricavare la stessa variabile.

Dal paragrafo 7.3.3.2 delle NTC2018 si ricava la formula per calcolare la forza di piano, ovvero la forza da applicare a ciascuna massa della costruzione:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j W_j}$$

Dove:

- F_h è la forza di taglio dipendente dall'ordinata dello spettro di risposta di progetto allo SLV in funzione del periodo fondamentale della struttura, dal peso totale della costruzione W_{TOT}, da un coefficiente λ assunto pari a 1 e dall'accelerazione di gravità $g = 9{,}81\ \mathrm{m/s^2}$:

$$F_h = S_d(T_1)\, W_{TOT} \frac{\lambda}{g} = 371{,}06\ kN$$

- F_i è la forza da applicare alla massa i-esima;
- W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;
- z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione (par. 3.2.3.1), delle masse i e j.

Il peso totale della struttura si ricava dalla somma dei pesi degli elementi che la compongono, ovvero:

$$W_{TOT} = W_{pilastri} + W_{travi\ 40x25} + W_{travi\ 30x45} + W_{setti} + W_{solaio} + W_{solette} = 1072{,}42\ kN$$

Anche in questo caso, per il peso proprio totale dei pannelli è stato preso in considerazione il peso maggiore dei pannelli (come implementato in Midas Gen). In particolare:

- $W_{pilastri} = 33{,}075\ kN$;
- $W_{travi\ 40x25} = 37{,}40\ kN$;
- $W_{travi\ 30x45} = 165{,}92\ kN$;
- $W_{setti} = 292{,}16\ kN$;
- $W_{solaio} = 472{,}74\ kN$;
- $W_{solette} = 71{,}12\ kN$.

Il periodo fondamentale della struttura è stato calcolato con riferimento alla formula riportata nelle NTC2008, in modo da poter procedere con un calcolo diretto della variabile; l'altezza h considerata è 3,675 m, ovvero quella implementata nel programma Midas Gen (in modo da avere un miglior confronto dei risultati):

$$T_1 = 0{,}075 h^{3/4} = 0{,}199\ s$$

Il coefficiente 0,075 è quello associato alle strutture in calcestruzzo armato.

L'ordinata dello spettro di progetto allo SLV in funzione di T_1, $S_d(T_1)$, è stata ricavata dall'analisi dello spettro locale (ved. Capitolo 4 della presente relazione). Dividendo il valore dello spettro elastico per il fattore di struttura q=3, si ottiene il seguente valore:

$$S_d(T_1) = 0{,}346\ g$$

Essendo un edificio monopiano $i = j = 1$, quindi $F_1 = F_h = 371{,}06\ kN$.

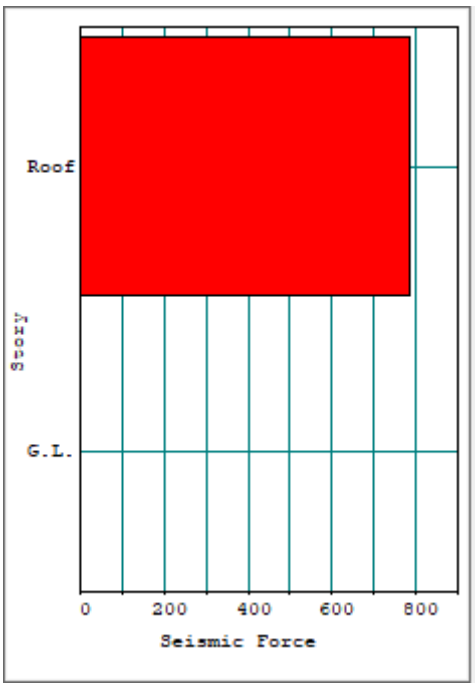
L'errore che intercorre tra i valori ottenuti è trascurabile, perciò la verifica di plausibilità dei risultati si può ritenere soddisfatta.

9.2 Verifica affidabilità codice di calcolo: corpo spogliatoi

A seguito della modellazione con Midas Gen e dell'implementazione delle azioni sismiche, calcolate secondo la normativa vigente, è stato ottenuto il seguente risultato riguardante la forza di piano agente sulla struttura (analisi lineare statica), con cui si ricava il taglio alla base (*story shear*) ed il momento ribaltante (*overturning moment*):

S E I S M I C L O A D G E N E R A T I O N D A T A X - D I R E C T I O N

STORY NAME	STORY WEIGHT	STORY LEVEL	SEISMIC FORCE	ADDED FORCE	STORY FORCE	STORY SHEAR	OVERTURN. MOMENT	ACCIDENT. TORSION	INHERENT TORSION	TOTAL TORSION
Roof	1975.938	3.675	786.4561	0.0	786.4561	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
G.L.	--	0.0	--	--	--	786.4561	2890.226	---	---	---



(i valori riportati sono espressi in kN e m).

Si riportano di seguito i calcoli manuali eseguiti per ricavare la stessa variabile.

Dal paragrafo 7.3.3.2 delle NTC2018 si ricava la formula per calcolare la forza di piano, ovvero la forza da applicare a ciascuna massa della costruzione:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j W_j}$$

Dove:

- F_h è la forza di taglio dipendente dall'ordinata dello spettro di risposta di progetto allo SLV in funzione del periodo fondamentale della struttura, dal peso totale della costruzione W_{TOT}, da un coefficiente λ assunto pari a 1 e dall'accelerazione di gravità $g = 9{,}81\ \mathrm{m/s^2}$:

$$F_h = S_d(T_1)\, W_{TOT} \frac{\lambda}{g} = 757{,}3\ kN$$

- F_i è la forza da applicare alla massa i-esima;
- W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;
- z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione (par. 3.2.3.1), delle masse i e j.

Il peso totale della struttura si ricava dalla somma dei pesi degli elementi che la compongono, ovvero:

$$W_{TOT} = W_{pilastri} + W_{travi\ 40x25} + W_{travi\ 30x45} + W_{setti} + W_{solaio} + W_{soletta} = 2188{,}73\ kN$$

Anche in questo caso, per il peso proprio totale dei pannelli è stato preso in considerazione il peso maggiore dei pannelli (come implementato in Midas Gen). In particolare:

- $W_{pilastri} = 57{,}88\ kN$;
- $W_{travi\ 40x25} = 116{,}46\ kN$;
- $W_{travi\ 30x45} = 230{,}07\ kN$;
- $W_{setti} = 264{,}60\ kN$;
- $W_{solaio} = 1349{,}7\ kN$;
- $W_{soletta} = 170.02\ kN$.

Il periodo fondamentale della struttura è stato calcolato con riferimento alla formula riportata nelle NTC2008, in modo da poter procedere con un calcolo diretto della variabile; l'altezza h considerata è 3,675 m, ovvero quella implementata nel programma Midas Gen (in modo da avere un miglior confronto dei risultati):

$$T_1 = 0{,}075 h^{3/4} = 0{,}199\ s$$

Il coefficiente 0,075 è quello associato alle strutture in calcestruzzo armato.

L'ordinata dello spettro di progetto allo SLV in funzione di T_1, $S_d(T_1)$, è stata ricavata dall'analisi dello spettro locale (ved. Capitolo 4 della presente relazione). Dividendo il valore dello spettro elastico per il fattore di struttura q=3, si ottiene il seguente valore:

$$S_d(T_1) = 0{,}346\ g$$

Essendo un edificio monopiano $i = j = 1$, quindi $F_1 = F_h = 757{,}3\ kN$.

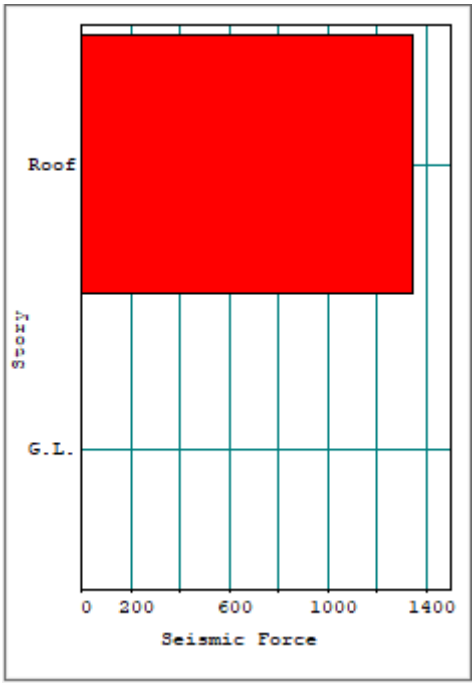
L'errore che intercorre tra i valori ottenuti è trascurabile, perciò la verifica di plausibilità dei risultati si può ritenere soddisfatta.

9.3 Verifica affidabilità codice di calcolo: palestra

A seguito della modellazione con Midas Gen e dell'implementazione delle azioni sismiche, calcolate secondo la normativa vigente, è stato ottenuto il seguente risultato riguardante la forza di piano

agente sulla struttura (analisi lineare statica), con cui si ricava il taglio alla base (*story shear*) ed il momento ribaltante (*overturning moment*):

STORY NAME	STORY WEIGHT	STORY LEVEL	SEISMIC FORCE	ADDED FORCE	STORY FORCE	STORY SHEAR	OVERTURN. MOMENT	ACCIDENT. TORSION	INHERENT TORSION	TOTAL TORSION
Roof	4755.699	8.05	1343.093	0.0	1343.093	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
G.L.	--	0.0	--	--	--	1343.093	10811.9	---	---	---



(i valori riportati sono espressi in kN e m).

Si riportano di seguito i calcoli manuali eseguiti per ricavare la stessa variabile.

Dal paragrafo 7.3.3.2 delle NTC2018 si ricava la formula per calcolare la forza di piano, ovvero la forza da applicare a ciascuna massa della costruzione:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j W_j}$$

Dove:

- F_h è la forza di taglio dipendente dall'ordinata dello spettro di risposta di progetto allo SLV in funzione del periodo fondamentale della struttura, dal peso totale della costruzione W_{TOT}, da un coefficiente λ assunto pari a 1 e dall'accelerazione di gravità $g = 9{,}81\ \mathrm{m/s^2}$:

$$F_h = S_d(T_1)\, W_{TOT} \frac{\lambda}{g} = 1697{,}63\ kN$$

- F_i è la forza da applicare alla massa i-esima;
- W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;
- z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione (par. 3.2.3.1), delle masse i e j.

Il peso totale della struttura si ricava dalla somma dei pesi degli elementi che la compongono, ovvero:

$$W_{TOT} = W_{pilastri} + W_{travi\ L} + W_{travi\ 60x60} + W_{tegoli\ alari} + W_{pannelli\ pref.} + W_{pensilina} = 4741{,}97\ kN$$

Anche in questo caso, per il peso proprio totale dei pannelli è stato preso in considerazione il peso maggiore dei pannelli (come implementato in Midas Gen). In particolare:

- $W_{pilastri} = 941{,}85\ kN$;
- $W_{travi\ L} = 643{,}89\ kN$;
- $W_{travi\ 60x60} = 332{,}60\ kN$;
- $W_{tegoli\ alari} = 1202{,}25\ kN$;
- $W_{pannelli\ pref.} = 1443{,}40\ kN$;
- $W_{pensilina} = 10{,}20\ kN$
- $W_{solaio} = 167{,}77\ kN$

Il periodo fondamentale della struttura è stato calcolato con riferimento alla formula riportata nelle NTC2008, in modo da poter procedere con un calcolo diretto della variabile; l'altezza h considerata è 8,05 m, ovvero quella implementata nel programma Midas Gen (in modo da avere un miglior confronto dei risultati):

$$T_1 = 0{,}075h^{3/4} = 0{,}358\ s$$

Il coefficiente 0,075 è quello associato alle strutture in calcestruzzo armato.

Dopo aver calcolato T_1, si procede con il calcolo dell''ordinata dello spettro di risposta di progetto allo SLV $S_d(T_1)$. Facendo riferimento ai parametri ricavati dall'analisi dello spettro secondo normativa

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.200 g
F_o	2.527
T_C^*	0.306 s
S_S	1.397
C_C	1.553
S_T	1.000
q	2.500

Parametri dipendenti

S	1.397
η	0.400
T_B	0.158 s
T_C	0.474 s
T_D	2.398 s

e verificando che

$$T_B = 0{,}158\ s < T_1 < T_C = 0{,}474\ s$$

Si ottiene:

$$S_d(T_1) = a_g\, S\, \frac{1}{q}\, F_o = 0{,}200\, g\, \cdot 1{,}397 \cdot \frac{1}{2{,}5} \cdot 2{,}527 = 0{,}282\, g$$

Essendo un edificio monopiano $i = j = 1$, quindi $F_1 = F_h = 1697{,}63\, kN$.

L'errore che intercorre tra i valori ottenuti è trascurabile, perciò la verifica di plausibilità dei risultati si può ritenere soddisfatta.

10 CONCLUSIONI

In considerazione delle verifiche effettuate nel presente documento e delle caratteristiche dei materiali adottati per la costruzione delle strutture in esame, si ritiene che le stesse soddisfino completamente ai requisiti richiesti dalla vigente normativa.

Il tecnico incaricato

Ing. Nicola Somà