

# COMUNE DI MIRANDOLA

Provincia di Modena

## PROVVEDIMENTO AUTORIZZATORIO UNICO REGIONALE

REALIZZAZIONE DI IMPIANTO DI RECUPERO RIFIUTI SPECIALI UBICATO  
PRESSO L'AREA IN VIA DI MEZZO SNC

### COMMITTENTE:

Costruzioni Edili Baraldini Quirino SpA  
Via di Mezzo 84 - 41037  
Mirandola (MO)



### STAFF DI PROGETTO:

Dott. Geol. Matteo Mattioli  
Dott.ssa Michela Costa  
Dott.ssa Rita Costa  
Ing. Gianmarco Maroncelli  
Geol. Davide Sasdelli  
Ing. Giusy Pellegrino

### STUDIO MATTIOLI srl

Via Santo Stefano 30  
40125, Bologna (BO)

studio.mattioli@studiomattioli.com

studiomattioli.com



STUDIO MATTIOLI

### CONSULENTI SPECIALISTI:

Progettista idraulico: Ing. Daniele Barbetti  
Progettista strutturale: Ing. Daniele Barbetti  
Progettista strutturale: Ing. Nicola Bertaccini  
Geologo: Dott. Geol. Sara Cafaggi  
Progettista architettonico: Ing. Federica Botti  
Progettista elettrico: P.I. Loris Amaduzzi

Studio  
AZ srl



## DEPOSITO SISMICO

PS.02.02\_Relazione di calcolo

### CODICE ELABORATO

SIS.08.03.R1

### COMMESSA

25-C021

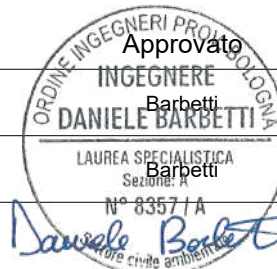
### SPECIALISTICA

SIS

### SCALA

-

Rev.	Data	Note	Redatto	Verificato
0	04/08/2025	Prima emissione	Bertaccini	Goy
1	01/04/2026	Aggiornamento a seguito CdS	Bertaccini	Goy
2				



r\_emiro.Giunta - Prot. 16/04/2026.0385798.F Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da Barbetti Daniele



## SOMMARIO

<b>1</b>	<b>ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE.....</b>	<b>5</b>
a)	Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche.....	5
b)	Descrizione generale della struttura e della tipologia di intervento .....	5
c)	Normativa di riferimento .....	6
d)	Parametri per la definizione dell'azione sismica.....	7
e)	Caratteristiche dei materiali.....	7
f)	Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione. Criteri generali di progettazione, stati limite indagati, giunti di separazione.....	8
g)	Indicazione delle principali combinazioni delle azioni .....	8
h)	Metodo di analisi seguito e sintesi dei principali risultati .....	9
i)	Criteri di verifica agli stati limite indagati .....	11
j)	Sintesi delle verifiche di sicurezza.....	12
k)	Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo .....	13
l)	Considerazioni geotecniche.....	13
<b>2</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>15</b>
<b>3</b>	<b>DESCRIZIONE DELLE OPERE .....</b>	<b>16</b>
<b>4</b>	<b>QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>20</b>
<b>5</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....</b>	<b>21</b>
5.1	OPERE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO .....	21
5.1.1	Armatura da cemento armato.....	21
5.1.2	Calcestruzzo per getto magro .....	21
5.1.3	Calcestruzzo per la platea .....	21
5.1.4	Copriferro platea .....	21
5.2	ACCIAIO DA CARPENTERIA .....	22
5.2.1	Elevazione in carpenteria metallica.....	22
5.2.2	Bulloni e tirafondi.....	22
5.3	Malta per ancoraggio strutturale .....	22
<b>6</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOTECNICO .....</b>	<b>23</b>
6.1	Profilo stratigrafico e unità geotecniche .....	25
6.2	Suscettibilità alla liquefazione.....	26
<b>7</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>30</b>
7.1	AZIONI PERMANENTI .....	31
7.1.1	Peso proprio elementi strutturali ( $G_1$ ) .....	31



7.1.2	Carichi permanenti non strutturali sopra i solai (G2)	31
7.2	AZIONI VARIABILI	32
7.2.1	Sovraccarichi	32
7.2.2	Carico da neve	33
7.2.3	Azione del vento	34
7.2.4	Azioni della temperatura	39
7.3	AZIONE SISMICA	40
7.3.1	Parametri per la definizione dell'azione sismica	40
7.3.2	Fattore di struttura	40
7.3.3	Spettri di progetto	41
7.4	COMBINAZIONI DI CARICO	50
<b>8</b>	<b>MODELLO DI CALCOLO</b>	<b>55</b>
8.1	SOFTWARE DI CALCOLO	55
8.2	IPOTESI DI MODELLAZIONE	56
8.2.1	Struttura	56
8.2.2	Materiali e sezioni	57
8.2.3	Condizioni di vincolo	59
8.2.4	Carichi agenti	62
8.2.4.1	Carichi statici	63
8.2.4.2	Azione del sisma	67
8.2.4.3	Azione della temperatura	69
8.2.5	Impostazioni analisi	70
<b>9</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA</b>	<b>72</b>
9.1	VERIFICHE GEOTECNICHE	72
9.2	VERIFICHE STRUTTURALI	72
<b>10</b>	<b>RISULTATI DELLE ANALISI</b>	<b>75</b>
10.1	ANALISI MODALE	75
10.2	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	81
10.2.1	Sollecitazioni allo SLU	81
10.2.1.1	Pilastri HEA240	81



10.2.1.2	Travi principali IPE330 .....	83
10.2.1.3	Travi secondarie HEA140 .....	87
10.2.1.4	Controventi di falda copertura – Ø20.....	89
10.2.1.5	Controventi verticali – Ø20 .....	89
10.2.2	Sollecitazione allo SLV .....	90
10.2.2.1	Pilastri HEA240.....	90
10.2.2.2	Travi principali IPE330 .....	91
10.2.2.3	Travi secondarie HEA120 .....	92
10.2.2.4	Controventi – Ø20 .....	92
10.2.3	Sollecitazioni allo SLE (combinazione rara) .....	93
10.2.3.1	Pilastri HEA240.....	93
10.2.3.2	Travi principali IPE330 .....	94
10.2.3.3	Travi secondarie HEA140 .....	96
10.3	CALCOLO DELLE DEFORMAZIONI .....	97
10.3.1	Deformazioni SLU .....	97
10.3.2	Deformazioni SLE (combinazione rara) .....	98
<b>11</b>	<b>VERIFICHE.....</b>	<b>100</b>
11.1	VERIFICHE SLD .....	100
11.2	VERIFICHE DI RESISTENZA ELEVAZIONE .....	101
11.2.1	Elementi in acciaio.....	101
11.2.1.1	Pilastri HEA240.....	105
11.2.1.2	Travi principali IPE330 .....	113
11.2.1.3	Travi secondarie HEA140 .....	121
11.2.1.4	Controventi Ø20 .....	130
11.2.2	Pannelli sandwich copertura .....	136
11.3	VERIFICHE CONNESSIONI .....	138
11.3.1	Platea – Pilastri HEA240 .....	138
11.3.2	Pilastri HEA240 – Travi principali IPE330 .....	147
11.3.3	Trave principale IPE330 – Trave principale IPE330.....	151
11.3.4	Travi principali IPE330 – Arcarecci HEA140.....	155
11.3.5	Controventi Ø20 – Pilastri HEA240.....	158
11.3.6	Controventi Ø20 – Travi principali IPE330 .....	161



11.4	VERIFICHE DI RESISTENZA FONDAZIONI .....	164
11.4.1	Verifiche a flessione .....	167
11.4.2	Verifiche a punzonamento .....	174
11.4.3	Verifiche SLE .....	175
11.5	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	181
11.5.1	Verifica di portanza terreno .....	181

## 1 ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

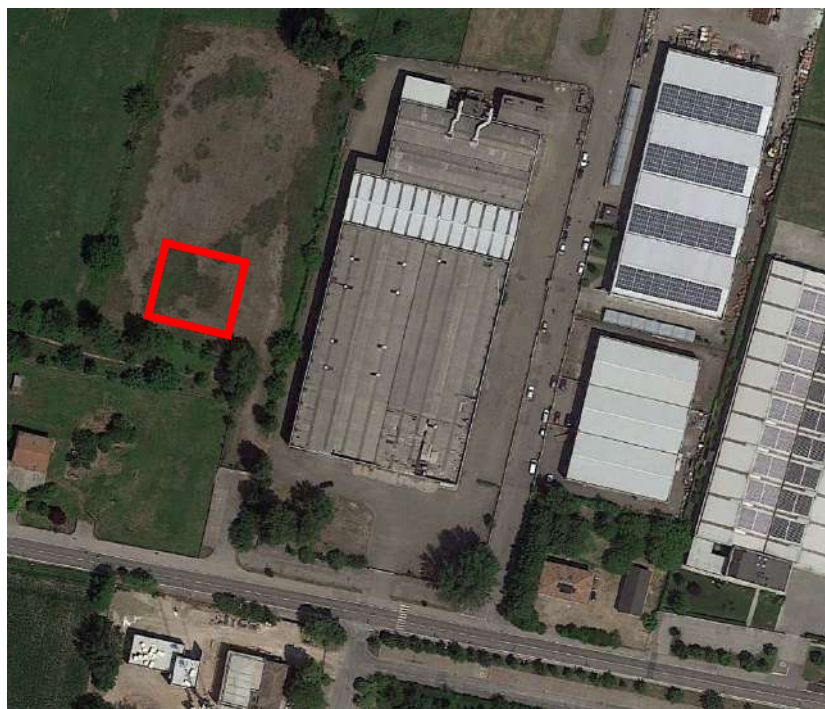
### a) Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche

La presente pratica riguarda il progetto di una nuova tettoia da realizzarsi nella frazione di San Giacomo Roncole a Mirandola (MO) in via di Mezzo snc, foglio 134, map. 544.

Il contesto del nuovo edificio è di tipo agricolo – industriale, con una topografia pianeggiante e un'edificazione esistente costituita principalmente da capannoni industriali a struttura prefabbricata in calcestruzzo armato.

Per il contesto geologico-tecnico del sottosuolo interessato dalle fondazioni della nuova struttura si rimanda alle relazioni Geologica e Geotecnica allegate al presente Progetto Esecutivo. Sostanzialmente si individuano, come tipico della Pianura Padana, stratigrafie argillose compatte intercalate da stratigrafie di tipo sabbioso da poco addensate ad addensate.

Nella seguente immagine si mostra più nel dettaglio l'area oggetto di intervento



*Figura 1 - Dettaglio area di intervento*

### b) Descrizione generale della struttura e della tipologia di intervento

La nuova tettoia ha dimensioni in pianta di 11,40m x 11,40m, un'altezza di gronda di circa 5,30m e di colmo di 6,35m. La struttura in elevazione è costituita da travi e pilastri in acciaio. In direzione Y ci sono due allineamenti da 3 pilastri a distanza di 5,00m l'uno dall'altro. I due allineamenti sono a distanza di 10,00m. I pilastri sono dei profili HEA240 girati con il loro asse forte verso la luce maggiore.

La tettoia a due falde è costituita da 3+3 travi principali IPE330 inclinate di 10°, sulle quali sono appoggiati e bullonati gli arcarecci costituiti da profili HEA140. Le IPE330 sono incastrate in sommità ai pilastri e sporgono esternamente rispetto a questi di circa 60cm. Sopra gli arcarecci sono posti dei



pannelli sandwich di tipo “Alutech Dach cinque greche” della Alubel o equivalenti di spessore 40mm e supporti esterno e interno in acciaio di sp. 0,40mm.

Da un punto di vista di resistenza alle azioni orizzontali, la copertura è dotata di un sistema di controventi di falda costituiti da tiranti metallici a sezione circolare con diametro pari a 20 mm disposti a croce di San Andrea e connessi all'intradosso delle travi principali di copertura IPE330. Inoltre, sempre per resistere alle azioni orizzontali, è presente la stessa tipologia di controventi nelle pareti verticali in direzione Y.

La fondazione della tettoia è costituita da una platea in c.a. di classe C25/30 di spessore 30cm e dimensione in pianta 11,00x11,00.

In conformità con la DGR n.1814 del 07/12/2020, tale intervento risulta incluso nella categoria degli interventi di minore rilevanza, così come definiti nel paragrafo B.3, poiché trattasi nuove costruzioni che non rientrano nella fattispecie di cui alla lettera A.2 (nonché A.3 e A.4.1.), punto b: “tutti gli interventi di nuova costruzione da realizzare in zona 3, (sia nel caso in cui presentino i requisiti delle “nuove costruzioni non usuali” sia nel caso in cui non li presentino)”.

#### c) Normativa di riferimento

Si riportano nel seguito le principali normative seguite nel corso della progettazione strutturale degli edifici di nuova costruzione:

##### **Norme nazionali**

- Legge 5 novembre 1971 n°1086: Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001 n°380: Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia;
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC 2018);
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 21 gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- Classificazione sismica dei Comuni Italiani: Allegato A all'Ordinanza P.C.M. 20 marzo 2003 n°3274 (G.U. 08/05/2003 n°105): Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;

##### **Norme internazionali**

- UNI EN 1993-1-1:2005 “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1 – 1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1993-1-8:2005 “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1 – 8: Progettazione dei collegamenti”;



- UNI EN 1090-1:2012 "Esecuzione di strutture in acciaio e in alluminio - Parte 1: Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali";
- UNI EN 1090-2:2012 "Esecuzione di strutture in acciaio e in alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture in acciaio".

#### d) Parametri per la definizione dell'azione sismica

Nel seguito si indicano i parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito.

##### Informazioni geografiche:

Comune	Mirandola (BO)
Latitudine (WGS84)	44.86738830
Longitudine (WGS84)	11.05342650
Latitudine (ED50)	44.868321
Longitudine (ED50)	11.054432
Altitudine	19 m s.l.m.

##### Parametri di riferimento:

Classe d'uso	II
Coefficiente d'uso	$C_u = 1,00$
Vita nominale dell'opera	$V_n = 50$ anni
Vita di riferimento	$V_r = V_n * C_u = 50$ anni
Categoria di sottosuolo	C
Categoria topografica	T1
Stati limite considerati	SLD - SLV
Classe di duttilità	non dissipativo
Sisma verticale	considerato

#### e) Caratteristiche dei materiali

Per la trattazione dettagliata dei materiali strutturali utilizzati per la realizzazione del nuovo edificio si rimanda alla Relazione sui Materiali.

Riassumendo, si prevede l'utilizzo dei seguenti materiali:

Armatura da cemento armato	B450C
Calcestruzzo per getto magro	C12/15
Calcestruzzo per la platea	C25/30
Acciaio da carpenteria	S235J2
Bulloni e tirafondi	8.8
Saldature	a cordone d'angolo e a completo ripristino
Malta per ancoraggio strutturale	MasterFlow 928

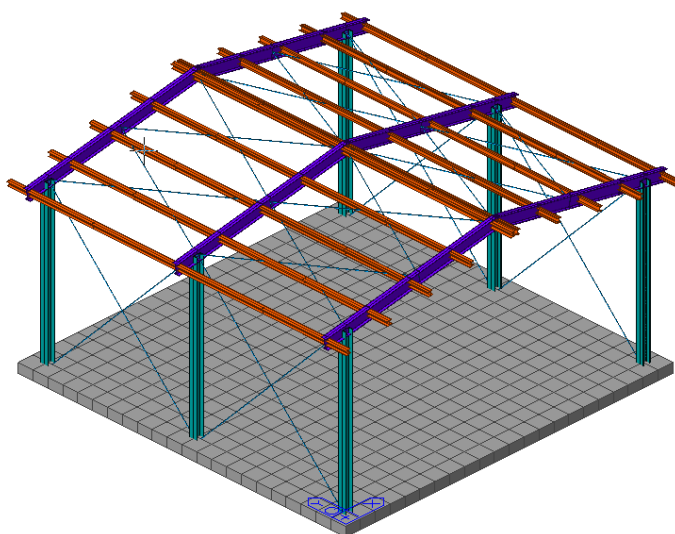


**f) Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione. Criteri generali di progettazione, stati limite indagati, giunti di separazione.**

La nuova tettoia viene progettata secondo le normative vigenti, elencate al §1.3, e viene modellata e calcolata con l'ausilio del software FEM "Midas Gen".

I dettagli del processo di progettazione e della modellazione su software di calcolo sono riportati nello specifico nei seguenti paragrafi della Relazione di Calcolo.

La platea di fondazione è modellata su molle alla Winkler. Le travi principali sono collegate ai pilastri tramite dei vincoli ad incastro, garantiti mediante la condivisione dei nodi del modello. Gli arcarecci sono costituiti da un unico elemento appoggiato sopra le travi principali. In copertura si è previsto un sistema di controventamento di falda ottenuto mediante dei tiranti Ø20 disposti a croce di San Andrea.



*Figura 2 - schema modello*

Sugli elementi in acciaio da carpenteria saranno effettuate verifiche di resistenza agli SLU e verifiche di deformabilità agli SLE.

Sugli elementi in c.a. saranno effettuate verifiche di resistenza agli SLU e verifiche di deformazione, fessurazione e tensionali agli SLE.

Infine, in accordo al §7.3.III e C7.3.I delle NTC2018 e relativa circolare, si sono rispettati gli stati limite in termini di resistenza per SLV e in termini di rigidezza per SLD.

Si evidenzia che non è presente nessun giunto sismico e che l'edificio è isolato.

**g) Indicazione delle principali combinazioni delle azioni**

Dal punto di vista statico, vengono ottenute combinazioni allo SLU, per effettuare le verifiche di resistenza degli elementi strutturali e combinazioni allo SLE (rara, frequente e quasi permanente) al fine di effettuare le verifiche agli Stati Limite di Esercizio, combinando tra loro tutte le condizioni di carico definite nel modello sempre al fine di ottenere le peggiori sollecitazioni possibili.



Dal punto di vista sismico, vengono create anche combinazioni allo SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita) e combinazioni allo SLD (Stato Limite di Danno) per effettuare le verifiche di esercizio in caso di sisma.

Di seguito si riporta un riassunto dei casi di carico presenti sulle strutture in elevazione e in fondazione dell'edificio di nuova realizzazione:

- Pesi propri strutturali G1 (automatici da Self Weight e imposti manualmente);
- Carichi permanenti non strutturali G2 di vario tipo;
- Carichi per manutenzione in copertura Q (Cat. H);
- Carichi per aree per immagazzinamento (Cat. E1)
- Carichi da neve in copertura  $Q_n$ ;
- Carichi da vento sui prospetti e in copertura  $Q_v$ ;
- Effetti della variazione di temperatura.

Si rimanda al §7.4 per la trattazione completa delle combinazioni di carico.

#### **h) Metodo di analisi seguito e sintesi dei principali risultati**

Per la progettazione della nuova tettoia, mediante l'utilizzo del software di calcolo Midas Gen, è stata svolta in primo luogo un'analisi di tipo statico lineare per quanto riguarda le combinazioni di calcolo agli SLU e agli SLE, al fine di verificare staticamente gli elementi strutturali principali.

Per quanto riguarda l'analisi sismica agli SLV e SLD del nuovo edificio, è stata svolta in primo luogo un'analisi modale, al fine di determinare i periodi propri e i modi di vibrare della struttura. Infine, una volta ottenuti i risultati dell'analisi modale, è stata svolta un'analisi modale con spettri di risposta, al fine di determinare le sollecitazioni negli elementi strutturali principali nel caso di presenza di azioni orizzontali.

Dalle analisi svolte è risultato che l'azione del sisma è meno gravosa rispetto all'azione del vento. Di seguito si riportano gli involuppi per le combinazioni agli SLU di tutti gli elementi. Si rimanda al §10.2 per le sollecitazioni massime sui singoli elementi (pilastri, travi principali, arcarecci, controventi) e per le altre combinazioni.

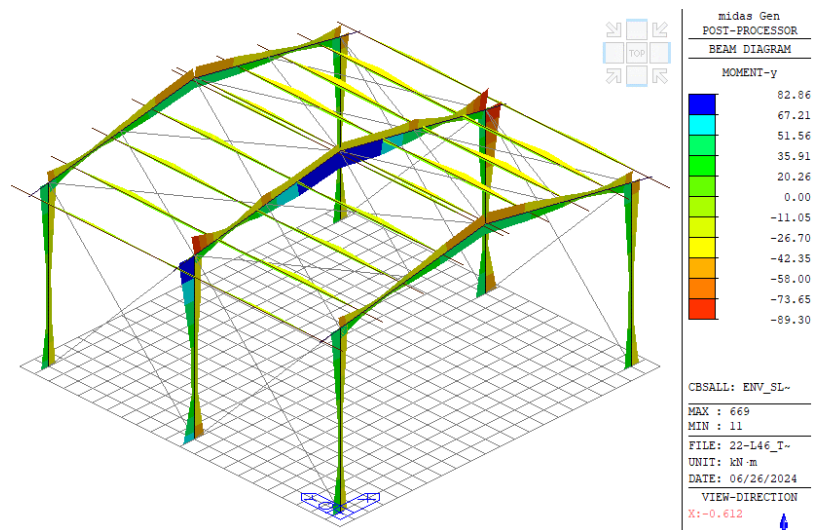


Figura 3 - Momento flettente  $M_y$

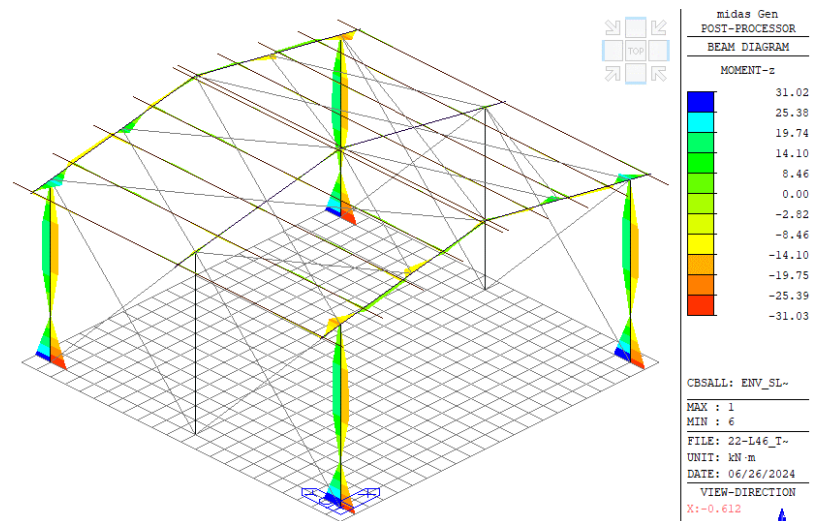


Figura 4 - Momento flettente  $M_z$

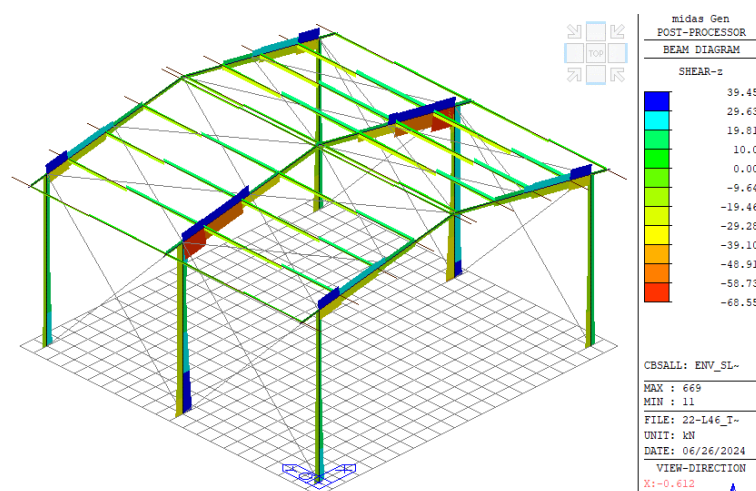


Figura 5 - Taglio  $F_z$

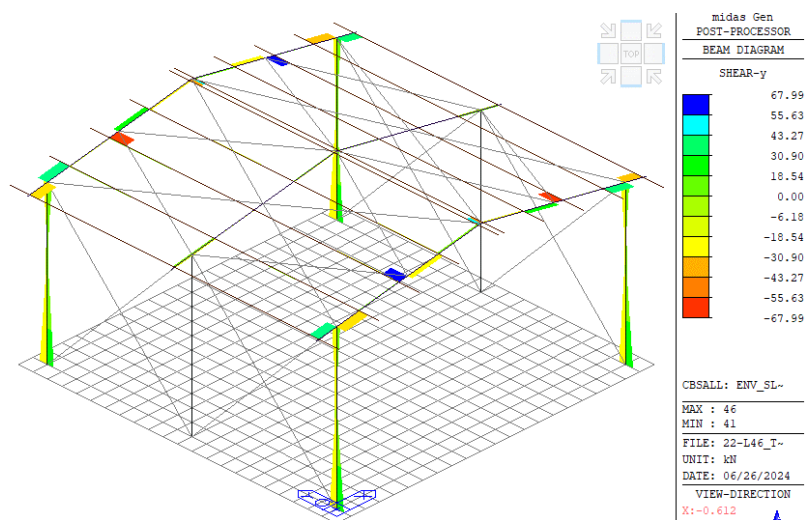


Figura 6 - Taglio Fy

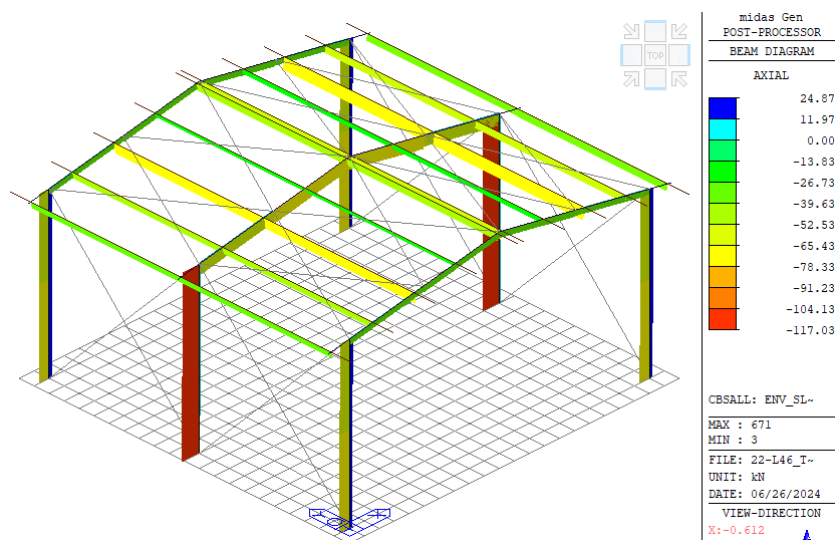


Figura 7 - Sforzo normale Fx

#### i) Criteri di verifica agli stati limite indagati

Il dettaglio dei criteri di verifica utilizzati per l'analisi degli elementi strutturali facenti parte del nuovo edificio sono esplicitati nei paragrafi riguardanti l'analisi agli elementi finiti e le verifiche strutturali.

In generale, il criterio di verifica fondamentale è quello alla base delle NTC 2018, ovvero il metodo semi-probabilistico agli stati limite. Con tale approccio di verifica, le resistenze di progetto dei materiali ( $R_d$ ) vengono ridotte mediante dei coefficienti parziali di sicurezza e confrontate con azioni di progetto ( $E_d$ ) aumentate a loro volta mediante altri coefficienti di sicurezza.

Le norme ritengono soddisfatte le verifiche degli elementi strutturali laddove si verifichi:

$$E_d \leq R_d$$



#### j) Sintesi delle verifiche di sicurezza

Tutte le verifiche strutturali e geotecniche effettuate sull'edificio esistente e sul nuovo fabbricato sono risultate ampiamente soddisfatte seguendo i criteri dettati dalle norme tecniche in vigore. Per consultare nel dettaglio tutte le verifiche strutturali e geotecniche svolte ai fini della presente progettazione, si rimanda ai relativi capitoli della presente Relazione di Calcolo.

Di seguito si riporta un riassunto delle verifiche sugli elementi in acciaio.

##### Verifiche agli SLU

Pilastri HEA240	coeff. peggiore di verifica =	0,64
Travi principali IPE330	coeff. peggiore di verifica =	0,44
Arcarecci HEA140	coeff. peggiore di verifica =	0,79
Controventi Ø20	coeff. peggiore di verifica =	0,77

##### Verifiche di deformabilità agli SLE

Pilastri HEA240		
spostamento consentito	$\delta_{Rd} =$	1,72 cm
spostamento SLE-rara	$\delta_{Ed,r} =$	1,00 cm
coefficiente di verifica		0,58
Travi principali IPE330		
spostamento consentito	$\delta_{Rd} =$	2,31 cm
spostamento SLE-rara	$\delta_{Ed,r} =$	2,11 cm
coefficiente di verifica		0,91
Arcarecci HEA140		
spostamento consentito	$\delta_{Rd} =$	2,00 cm
spostamento SLE-rara	$\delta_{Ed,r} =$	1,61 cm
coefficiente di verifica		0,81

Come si vede dai coefficienti sopra, sia per le travi IPE330 che HEA140 le verifiche peggiori sono quelle agli SLE.

Di seguito si riporta un riassunto delle verifiche sulla fondazione.

##### Verifiche agli SLU

###### Verifica a flessione

Armatura superiore dir. 1	coeff. peggiore =	0,69
Armatura superiore dir. 2	coeff. peggiore =	0,51
Armatura inferiore dir. 1	coeff. peggiore =	0,41
Armatura inferiore dir. 2	coeff. peggiore =	0,95
Verifica a punzonamento	coeff. peggiore =	0,31

### Verifiche agli SLE

Verifica in termini di tensioni	coeff. peggiore =	0,09
Verifica in termini di fessurazioni	coeff. peggiore =	0,01

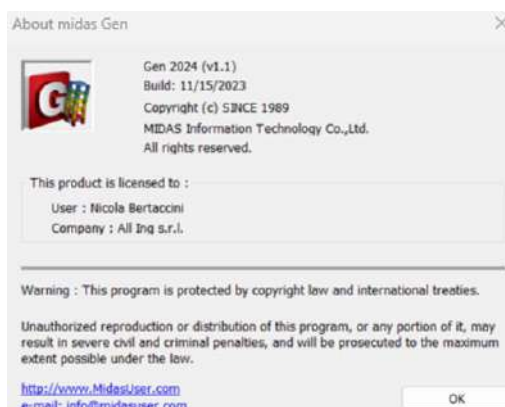
### Verifiche di portanza del terreno

Capacità portante	$q_{ult} =$	1,00 Kg/cm <sup>2</sup>
Pressione del terreno	$\sigma_{Ed} =$	0,44 Kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di verifica		0,32

Si rimanda ai relativi capitoli per le verifiche sulle connessioni (§11.3) e sui pannelli sandwich (§11.2.2).

### k) Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo

Per la modellazione del nuovo edificio lo scrivente ha utilizzato il software di calcolo agli elementi finiti (FEM) "Midas Gen", distribuito in Italia dalla CSPFea. Si riporta di seguito la versione del software utilizzata e la relativa licenza. Lo stesso software di calcolo è stato validato e utilizzato dallo scrivente in svariate progettazioni strutturali affini a quella oggetto della presente Relazione di Calcolo.



*Figura 8 - Versione e licenza Midas Gen*

In ogni caso, a riprova del corretto funzionamento del software di calcolo e della adeguata modellazione delle strutture, dei vincoli e delle azioni sollecitanti, lo scrivente si è avvalso, nel corso della progettazione strutturale, di diversi fogli di calcolo Excel prodotti e validati dal sottoscritto, oltre che di semplici calcoli manuali. Di volta in volta, la somiglianza tra i risultati ottenuti con il modello di calcolo agli elementi finiti e quelli ottenuti con semplici calcoli manuali, ha confermato la bontà del modello ipotizzato.

### l) Considerazioni geotecniche

Per la trattazione completa del tema si rimanda alla Relazione Geotecnica, facente parte delle Relazioni Specialistiche allegate al presente Progetto.

In generale, nel 2012 si è svolta una prima campagna di indagini geognostiche, integrata da una seconda campagna nel 2023.



Si è individuata una categoria di sottosuolo di tipo "C", una categoria topografica di tipo "T1" e si è potuto escludere il rischio di liquefazione del volume di terreno significativo per la nuova costruzione. Per quanto riguarda il terreno presente sul piano di posa delle nuove fondazioni dirette superficiali, essendo queste poste a circa 0,60 m di profondità dal piano campagna, esso presenta le seguenti proprietà caratteristiche, ottenute mediante la rielaborazione dei dati geognostici delle due campagne di studio effettuate.

Unità geotecnica	Profondità media	Spessore medio	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	Cu <sub>k</sub> kPa	$\phi$ °
U1	0,80 m – 5,80 m	5,00 m	<b>19,00</b>	<b>43,9</b>	<b>21</b>

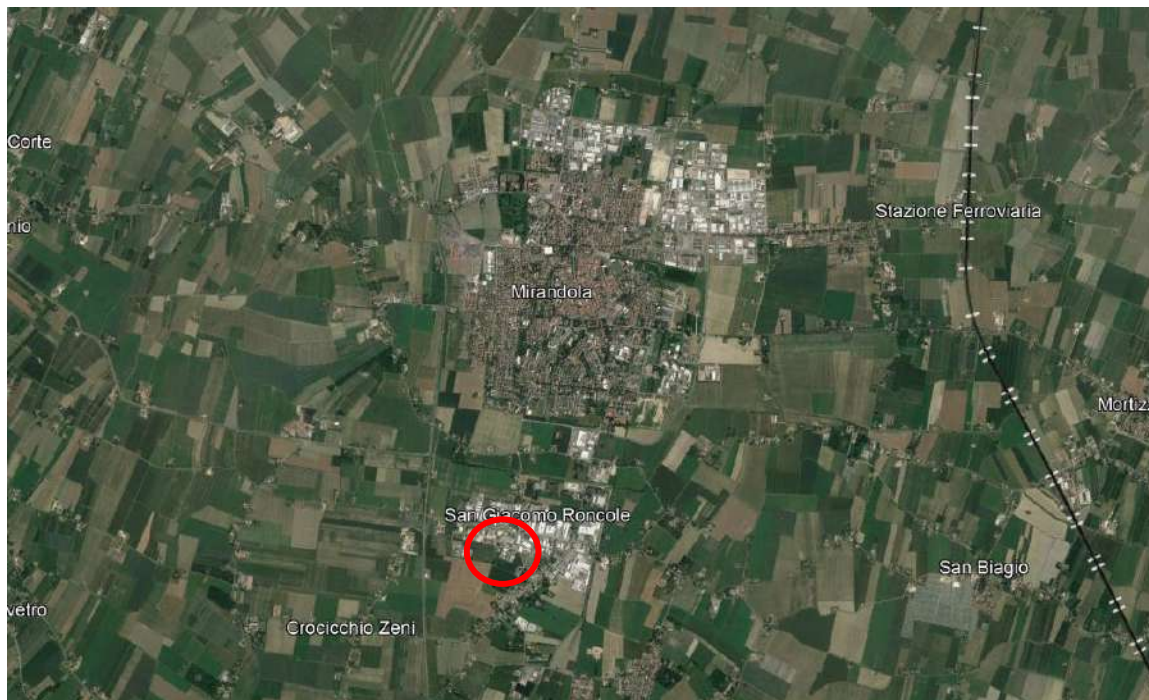
*Figura 9 - Caratteristiche terreno di fondazione - Unità geotecnica U1*



## 2 PREMESSA

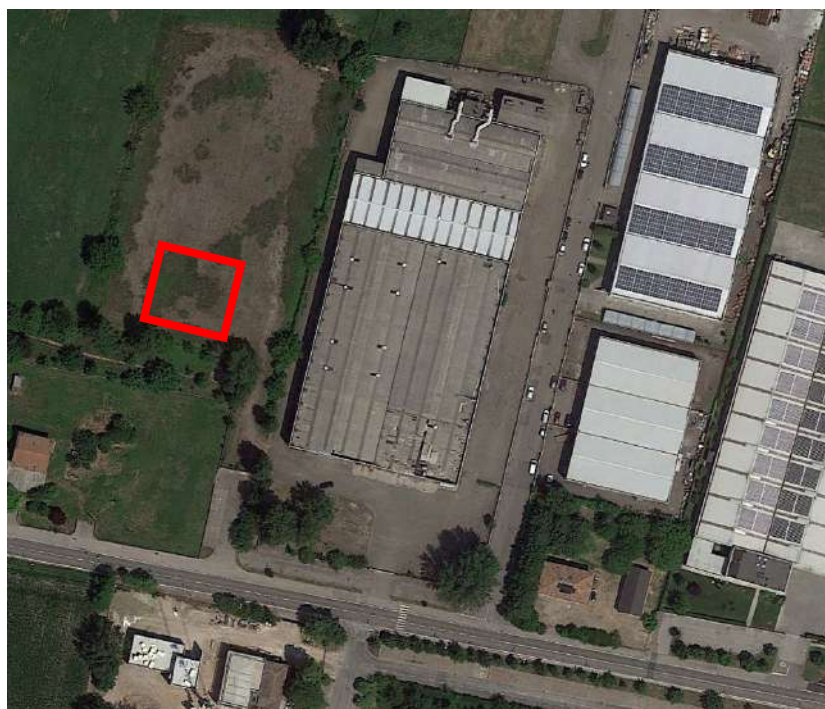
La presente relazione di calcolo riguarda il progetto di una nuova tettoia da realizzarsi a Mirandola (MO) in via di Mezzo snc foglio 134 map. 544.

Nella seguente immagine si mostra l'area di inquadramento per l'intervento oggetto di progetto.



*Figura 10 - Inquadramento geografico area di intervento*

Nella seguente immagine si mostra più nel dettaglio l'area oggetto di intervento



*Figura 11 - Dettaglio area di intervento*





### 3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

La nuova tettoia ha dimensioni in pianta di 11,40m x 11,40m, un'altezza di gronda di circa 5,30m e di colmo di 6,35m. La struttura in elevazione è costituita da travi e pilastri in acciaio. In direzione Y ci sono due allineamenti da 3 pilastri a distanza di 5,00m l'uno dall'altro. I due allineamenti sono a distanza di 10,00m. I pilastri sono dei profili HEA240 girati con il loro asse forte verso la luce maggiore.

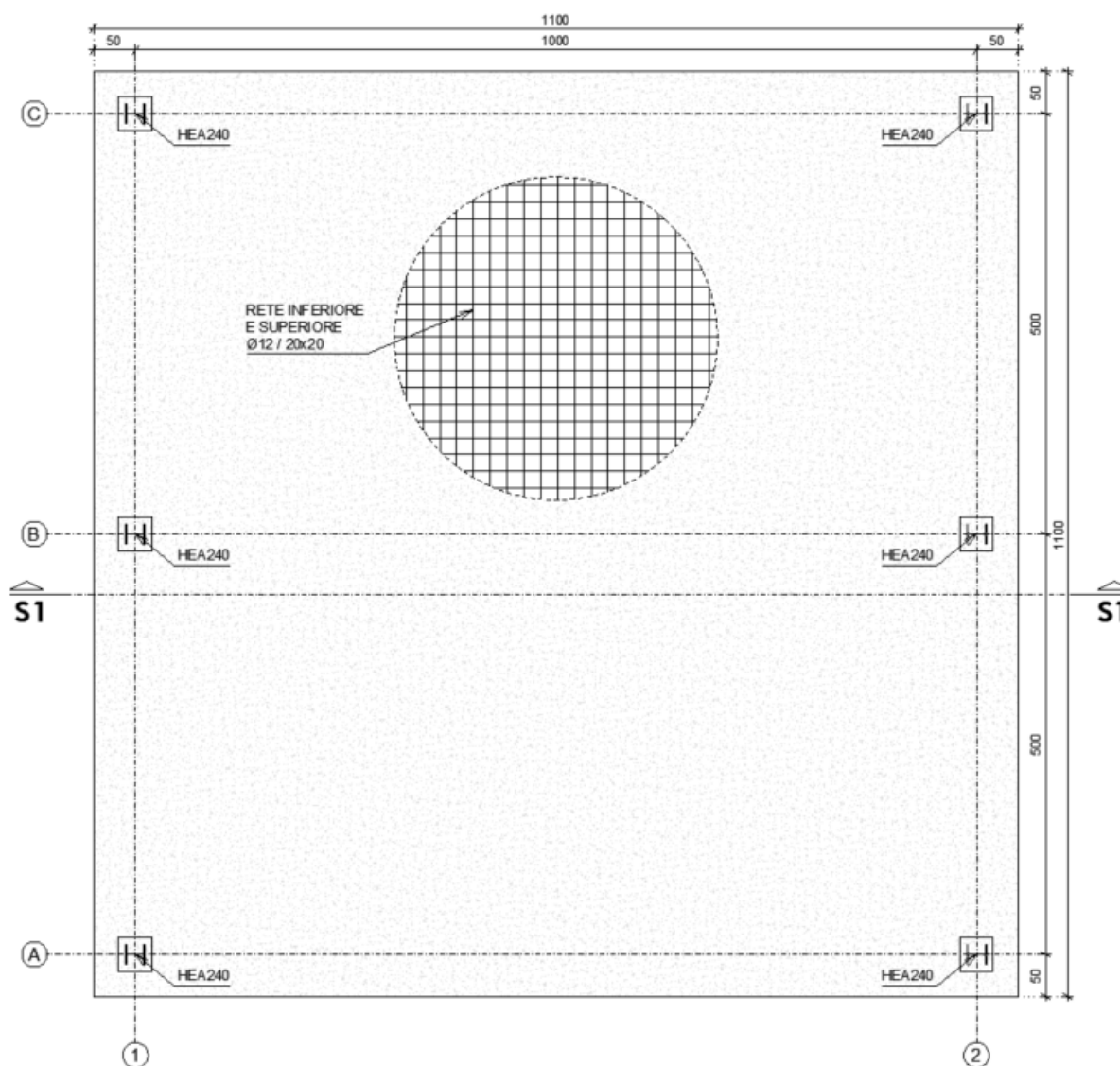
La tettoia a due falde è costituita da 3+3 travi principali IPE330 inclinate di 10°, sulle quali sono appoggiati e bullonati gli arcarecci costituiti da profili HEA140. Le IPE330 sono incastrate in sommità ai pilastri e sporgono esternamente rispetto a questi di circa 60cm. Sopra gli arcarecci sono posti dei pannelli sandwich di tipo "Alutech Dach cinque greche" della Alubel o equivalenti di spessore 40mm e supporti esterno e interno in acciaio di sp. 0,40mm.

Da un punto di vista di resistenza alle azioni orizzontali, la copertura è dotata di un sistema di controventi di falda costituiti da tiranti metallici a sezione circolare con diametro pari a 20 mm disposti a croce di San Andrea e connessi all'intradosso delle travi principali di copertura IPE330. Inoltre, sempre per resistere alle azioni orizzontali, è presente la stessa tipologia di controventi nelle pareti verticali in direzione Y (vedi schemi seguenti).

La fondazione della tettoia è costituita da una platea in c.a. di classe C25/30 di spessore 30cm e dimensione in pianta 11,00x11,00.

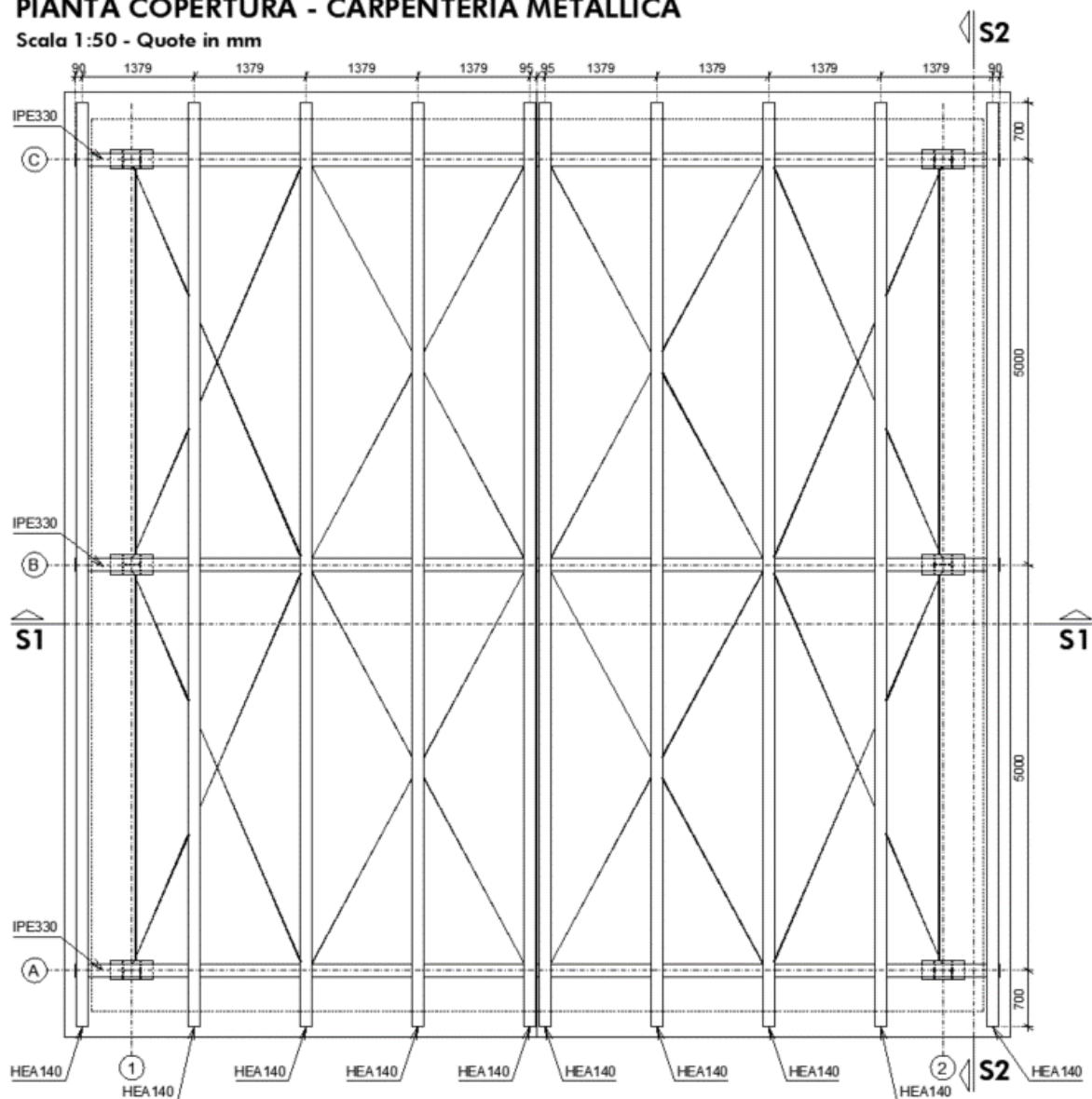
## SPICCATO FONDAZIONI - CARPENTERIA E ARMATURA

Scala 1:50



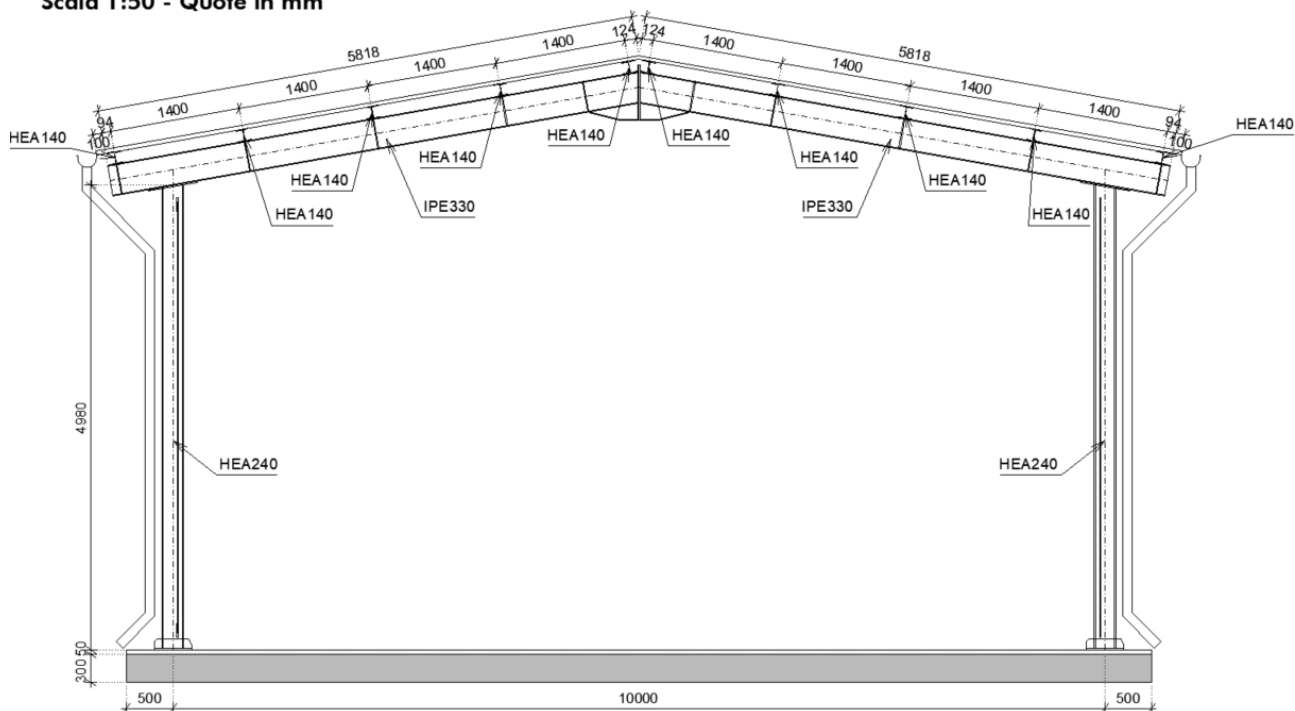
## PIANTA COPERTURA - CARPENTERIA METALLICA

Scala 1:50 - Quote in mm



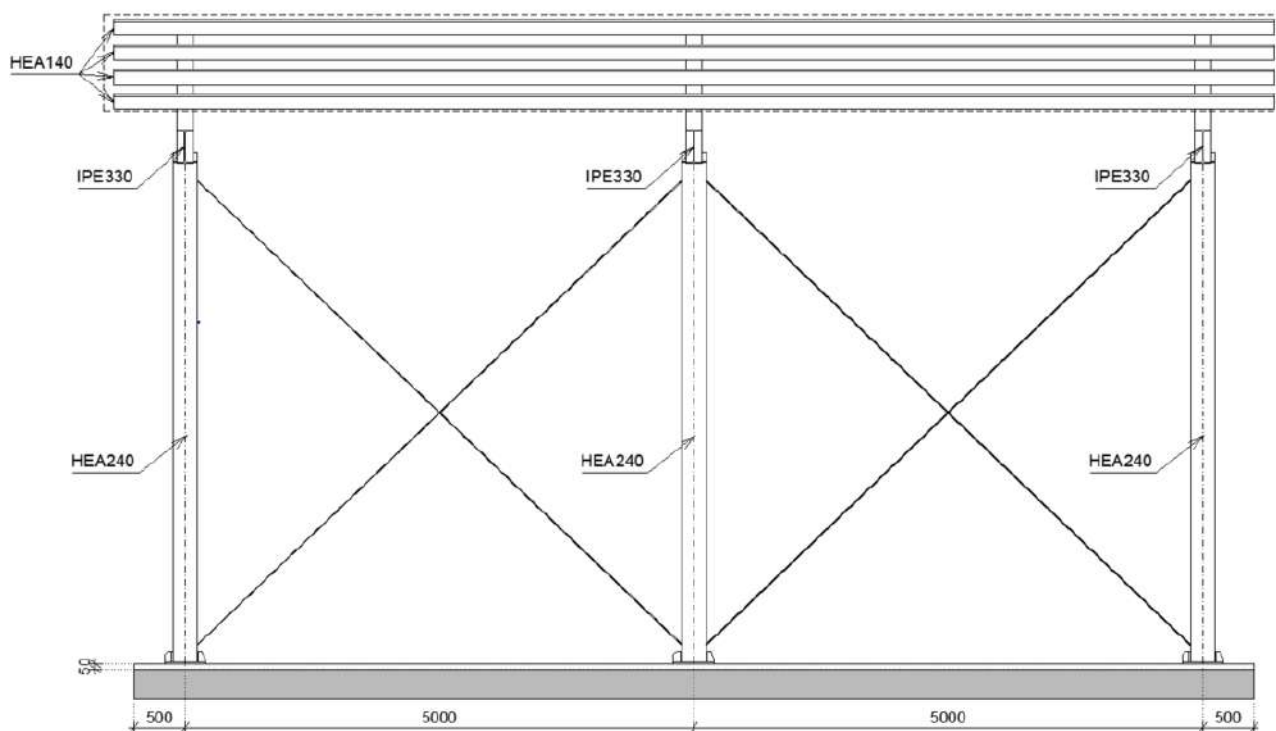
## SEZIONE S1-S1

Scala 1:50 - Quote in mm



## SEZIONE S2-S2

Scala 1:50 - Quote in mm





## 4 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

Si riportano nel seguito le principali normative seguite nel corso della progettazione strutturale degli edifici di nuova costruzione:

### Norme nazionali

- Legge 5 novembre 1971 n°1086: Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001 n°380: Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia;
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC 2018);
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 21 gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione dell'"Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- Classificazione sismica dei Comuni Italiani: Allegato A all'Ordinanza P.C.M. 20 marzo 2003 n°3274 (G.U. 08/05/2003 n°105): Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;

### Norme internazionali

- UNI EN 1993-1-1:2005 "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1 – 1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1993-1-8:2005 "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1 – 8: Progettazione dei collegamenti";
- UNI EN 1090-1:2012 "Esecuzione di strutture in acciaio e in alluminio - Parte 1: Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali";
- UNI EN 1090-2:2012 "Esecuzione di strutture in acciaio e in alluminio – Parte 2: Requisiti tecnici per strutture in acciaio".



## 5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nel presente paragrafo si esplicitano le principali caratteristiche dei materiali utilizzati per la costruzione del nuovo edificio oggetto di progettazione.

### 5.1 OPERE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO

#### 5.1.1 Armatura da cemento armato

##### Coefficienti riduttivi

Fattore di sicurezza relativo all'acciaio

$$\gamma_s = 1,15$$

##### Tipo acciaio

**B450C**

Tensione di rottura caratteristica

$$f_{tk} = 540,00 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di snervamento caratteristica

$$f_{yk} = 450,00 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di snervamento di calcolo

$$f_{yk}/\gamma_s = f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$$

Modulo elastico

$$E_s = 206\,000 \text{ N/mm}^2$$

#### 5.1.2 Calcestruzzo per getto magro

Per la realizzazione del getto di magro sotto alla platea di fondazione in c.a., si prevede l'utilizzo di calcestruzzo:

classe di resistenza

**C12/15**

#### 5.1.3 Calcestruzzo per la platea

##### Coefficienti riduttivi

Coef. Riduttivo per resistenze di lunga durata

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

Fattore di sicurezza relativo al cls

$$\gamma_c = 1,50$$

##### Classe di calcestruzzo

**C25/30**

Resistenza a compressione (cubica) caratteristica

$$R_{ck} = 30,00 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a compressione (cilindrica) caratteristica

$$0,83 \cdot R_{ck} = f_{ck} = 24,90 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a compressione di calcolo

$$\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = f_{cd} = 14,11 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a compressione media

$$f_{ck} + 8 = f_{cm} = 32,90 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione media

$$0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione caratteristica

$$0,7 \cdot f_{ctm} = f_{ctk} = 1,79 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctk} / \gamma_c = f_{ctd} = 1,19 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione per flessione media

$$1,2 \cdot f_{ctm} = f_{cfm} = 3,07 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione per flessione caratteristica

$$0,7 \cdot f_{cfm} = f_{cfk} = 2,15 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione per flessione di calcolo

$$f_{cfk} / \gamma_c = f_{cfd} = 1,43 \text{ N/mm}^2$$

Modulo elastico

$$22000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0,3} = E_{cm} = 31447 \text{ N/mm}^2$$

#### 5.1.4 Copriferro platea

In accordo con le norme tecniche vigenti (Eurocodice 2 e NTC 2018) è possibile ottenere il copriferro nominale minimo da utilizzare per la platea di fondazione in base ai seguenti dati iniziali del calcestruzzo:



Classe di resistenza del cls		C25/30
Classe di esposizione		XC2
Classe strutturale		S4
Copriferro minimo	$c_{min} =$	25 mm
Tolleranza di posizionamento delle armature	$\Delta c =$	10 mm
Copriferro nominale	$c_{nom} = c_{min} + \Delta c =$	<b>35 mm</b>

## 5.2 ACCIAIO DA CARPENTERIA

### 5.2.1 Elevazione in carpenteria metallica

Tipo acciaio		S235J2
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} =$	510,00 N/mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} =$	235,00 N/mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} =$	223,81 N/mm <sup>2</sup>

### 5.2.2 Bulloni e tirafondi

Classe bulloni		8.8
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tbk} =$	800,00 N/mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} =$	640,00 N/mm <sup>2</sup>

## 5.3 Malta per ancoraggio strutturale

Malta cementizia colabile espansiva per ancoraggi di precisione, con caratteristiche meccaniche non inferiori al tipo "MasterFlow 928".



## 6 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per le trattazioni esaustive di Geologia e Geotecnica si rimanda agli elaborati “Relazione Geologica” e “Relazione Geotecnica”, facenti parte delle Relazioni Specialistiche del presente deposito sismico delle strutture.

L'inquadramento geotecnico si è basato su uno studio geologico e geotecnico effettuato nel giugno del 2012 dalla “G.G.A. S.r.l.” per la caratterizzazione del volume significativo geotecnico interessato dalla messa in sicurezza di un capannone esistente sito in via Luciano Minelli 14 a Mirandola (MO).

Le prove sono state effettuate per un sito adiacente (circa 100 m) a quello di interesse (area evidenziata in verde in Figura 5) e pertanto lo scrivente le ritiene adeguate anche per la presente trattazione.

Le prove effettuate in questa campagna geognostica sono state le seguenti:

- n° 2 prove CPT (indicate dai punti rossi nella seguente planimetria);
- n° 1 prova MASW (indicata con una linea gialla nella seguente planimetria);
- n° 2 prove HVSR (indicate dai punti blu nella seguente planimetria).

Lo studio sopra citato è stato poi integrato a settembre 2023, da “RdR Srl” al fine di indagare la suscettibilità nei confronti della liquefazione dei terreni interessati, con l'esecuzione di:

- n° 2 prove penetrometriche statiche a punta elettrica con piezocono CPTU (indicate dai punti arancioni nella seguente planimetria).

I documenti relativi alle due campagne di indagini geognostiche citate possono essere trovati negli allegati A e B dell'elaborato “Relazione Geologica”.



Figura 12 – Ubicazione prove geognostiche su stralcio di Carta Tecnica Regionale - scala 1:5.000

Per completezza della trattazione, si fa presente come, oltre alla documentazione citata in precedenza, risalente al 2012 e al 2023, lo scrivente sia anche in possesso di uno “Studio geologico e geotecnico



sui terreni interessati dalla costruzione di un capannone in cemento armato di tipo prefabbricato” risalente all’epoca della costruzione del capannone esistente che dovrà essere parzialmente demolito (marzo 1989). Tali indagini sono state effettuate dalla Geoprogetti s.a.s. di Medolla e sono consistite in n° 3 prove penetrometriche statiche.

Poiché tali dati geognostici sono stati ottenuti con normative ormai superate e poiché sono state effettuate ben due campagne di indagine geognostica successive a quella del 1989, ai fini delle verifiche geotecniche, si sceglie di utilizzare soltanto le risultanze degli studi del 2012 e del 2023.

In accordo con quanto emerso dallo studio geologico dell’area, la successione stratigrafica si configura come un’alternanza di sabbie, limi e argille, i cui parametri geotecnici vengono riportati nelle tabelle di seguito.

Per ogni strato si riportano i valori medi; sono stati esclusi i valori di picco di livelli centimetrici considerati non rilevanti e non rappresentativi delle proprietà litologiche dello strato.

*Tabella 1 - Valori geotecnici medi da prova CPT-1*

CPT-1 PARAMETRI							
PROFONDITA'			qc	qc/fs	$\gamma'$	$\sigma'_{v0}$	Vs
	m	m	MPa		kN/m <sup>3</sup>	kPa	m/s
1	0.20	0.60	8.4	127.5	18.1	11	196
2	0.60	5.60	1.1	21.2	12.6	51	161
3	5.60	8.00	1.9	17.4	9.4	67	166
4	6.00	13.40	10.6	98.9	10.0	125	224
5	13.40	24.20	2.4	20.6	9.4	203	170
6	24.40	35.00	22.0	136.4	11.1	314	293

*Tabella 2 - Valori geotecnici medi da prova CPT-1*

CPT-1 PARAMETRI																
NATURA COESIVA						NATURA GRANULARE										
	Cu	OCR	Eu50	Eu25	Mo	Dr	$\phi_{Sc}$	$\phi_{Ca}$	$\phi_{Ko}$	$\phi_{DB}$	$\phi_{DM}$	$\phi_{Me}$	F.L.	E'50	E'25	Mo
	kPa	%	MPa	MPa	MPa	%	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)		Mpa	MPa	MPa
1	--	--	--	--	--	97	43	41	39	36	43	32	2.00	0.62	15.93	19.11
2	53	8.3	13.96	20.94	4.12	22	34	27	24	22	31	28	--	1.86	2.82	3.36
3	76	5.3	23.79	35.69	5.84	22	34	26	22	21	29	28	--	3.66	5.49	6.59
4	114	7.4	25.19	37.79	10.29	66	39	31	28	27	36	34	--	17.98	6.93	32.37
5	83	2.2	44.35	67.27	6.66	10	32	23	19	18	26	28	--	4.71	7.07	8.48
6	--	--	--	--	--	70	40	31	28	26	35	38	--	36.84	54.97	64.96

*Tabella 3 - Valori geotecnici medi da prova CPT-2*

CPT-2 PARAMETRI							
PROFONDITA'			qc	qc/fs	$\gamma'$	$\sigma'_{v0}$	Vs
	m	m	MPa		kN/m <sup>3</sup>	kPa	m/s
1	0.20	0.60	9.8	9.7	16.1	7	213
2	0.60	5.60	1.1	20.2	13.0	48	161
3	5.60	8.00	1.6	17.9	9.3	87	164

4	6.00	13.40	12.4	109.3	10.1	136	235
5	13.40	24.20	2.4	19.8	9.4	217	170
6	24.40	35.00	28.0	131.9	10.9	314	284

Tabella 4 - Valori geotecnici medi da prova CPT-2

CPT-2 PARAMETRI																
NATURA COESIVA						NATURA GRANULARE										
	Cu	OCR	Eu50	Eu25	Mo	Dr	$\phi_{Sc}$	$\phi_{Ca}$	$\phi_{Ko}$	$\phi_{DB}$	$\phi_{DM}$	$\phi_{Me}$	F.L.	E'50	E'25	Mo
	kPa	%	MPa	MPa	MPa	%	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)		Mpa	MPa	MPa
1	327	99.9	55.53	83.30	29.40	100	43	46	43	40	45	32	--	16.33	24.50	29.40
2	53	11.6	13.16	19.77	4.06	16	33	26	22	21	29	28	--	1.80	2.70	3.23
3	66	4.7	23.76	35.54	5.17	11	33	24	20	19	27	27	--	2.81	3.92	4.70
4	74	3.8	31.01	46.51	5.50	67	39	32	29	27	36	35	--	21.19	31.79	38.15
5	86	2.1	27.74	71.61	7.20	8	32	22	19	18	26	28	--	4.34	8.51	7.81
6	96	1.8	54.01	31.01	8.23	65	39	30	27	25	34	37	--	33.27	49.90	59.88

## 6.1 Profilo stratigrafico e unità geotecniche

Si mostrano nella seguente immagine gli stralci dei due profili ottenuti mediante le prove CPT-1 e CPT-2 del 2012 riguardanti gli strati più superficiali interessati dal piano di posa delle fondazioni. Come riportato anche nelle tabelle già mostrate, dopo uno strato di terreno di riporto di spessore pari a circa 60 cm, si riscontra la presenza di uno strato di argille limose di spessore pari a circa 5 metri. Verrà effettuato uno scavo di sbancamento per raggiungere tale quota e ci si riporterà in quota con uno strato di misto stabilizzato. Lo strato di argille sarà quello i cui parametri geotecnici saranno utilizzati per le verifiche riguardanti il terreno di fondazione.

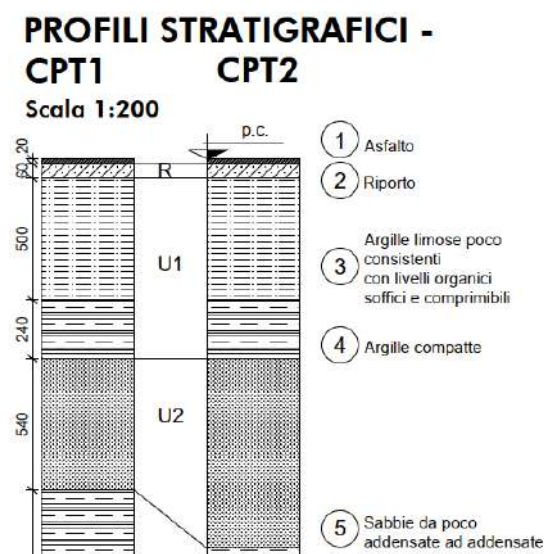


Figura 13 – Profili stratigrafici e unità geotecniche

Gli strati di terreno n° 3 e 4, riscontrati dalle prove CPT, vengono dunque raggruppati e rinominati come "Unità Geotecnica U1", che viene caratterizzata come segue.

Tabella 5 – Unità geotecniche

U1	Argille limose poco consistenti con livelli organici soffici e comprimibili e argille compatte.
----	---

Mediante analisi statistiche riportate per esteso negli allegati della Relazione Geologica, è stato possibile ricavare il seguente valore caratteristico di coesione non drenata per l'Unità Geotecnica 1, interessata dalle fondazioni del nuovo edificio.

 $c_{uk}$ 

43.90 kPa

Utilizzando poi il coefficiente parziale previsto dalle NTC 2018 si ottiene il parametro di progetto:

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Figura 14 - Tab. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici di progetto

Si ottiene:

 $c_{ud}$ 
 $c_{uk}/\gamma_{cu} = 43.90/1.40 = 31.35 \text{ kPa}$ 

Lo strato, tuttavia, presenta una frazione granulare non trascurabile e pertanto si sceglie di caratterizzarlo anche mediante un angolo di attrito  $\phi$  ottenuto dalle prove CPT del 2012.

Per quanto concerne l'angolo di attrito interno dell'Unità Geotecnica 1, a partire dai valori ottenuti nei tabulati delle prove CPT-1 e CPT-2 del 2012, si seleziona il valore minimo (e lo si considera nel seguito della trattazione come il valore caratteristico) pari a:

 $\phi_k$ 

21 °

Utilizzando poi il coefficiente parziale di sicurezza previsto dalle NTC 2018 per il calcolo dell'angolo di attrito interno, riportato nella Tab. 6.2.II, si ottiene il parametro di progetto:

 $\phi_d$ 
 $\phi_k/\gamma_\phi = 21.00/1.25 = 16.80 \text{ °}$ 

## 6.2 Suscettibilità alla liquefazione

L'area oggetto di intervento, come mostrato dallo stralcio di carta di microzonazione sismica sottostante, risulta interessata da effetti locali. In particolare, nelle zone 2.2 e 4.4 si hanno "Zone di suscettibilità per le liquefazioni con  $2 < IL < 5$ ". Tuttavia, come osservabile dallo stralcio di carta riportato di seguito, nei pressi della zona di intervento, sono presenti due verticali CPTU (cerchiate in rosso) che riportano rispettivamente Indici di Liquefazione IL20 (Boulanger – Idriss, 2014) pari a 1 e a 2.2 e classificabili quindi rispettivamente come "Rischio di liquefazione potenzialmente basso" e "Rischio di liquefazione potenzialmente moderato".

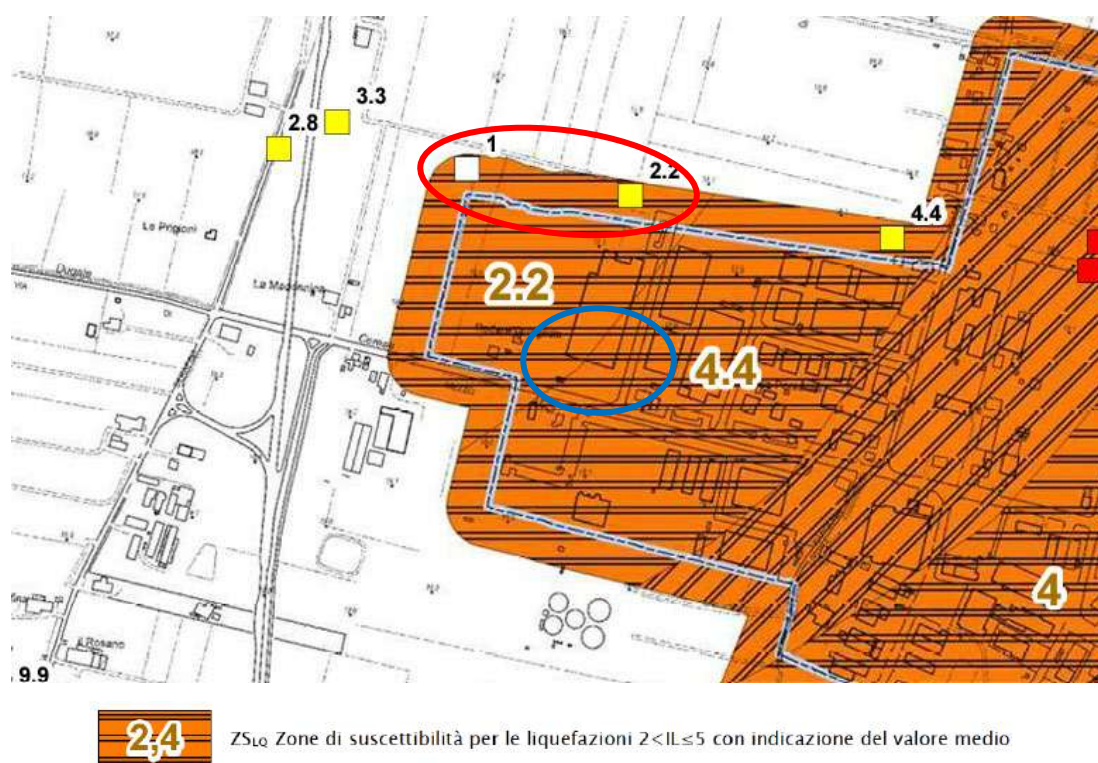


Figura 15 - Stralcio carta di microzonazione sismica - Livello 3

Non è stato di fatti possibile omettere la verifica di sicurezza nei confronti della liquefazione, in quanto il sito non ricade in nessuna delle quattro condizioni previste al §7.11.3.4.2 delle NTC 2018 e presenta al contrario una serie di fattori predisponenti per la probabilità di liquefazione, ovvero:

- Strati limoso/sabbiosi;
- Presenza della falda a profondità di soli 1.60 m;
- Accelerazioni massime attese superiori a 0.15 g.

Sono state pertanto prescritte dallo scrivente due prove CPTU ad integrazione della campagna precedentemente svolta per consentire uno studio della suscettibilità del sito nei confronti della liquefazione basato su dati attuali del livello di soggiacenza della falda, che è risultata posizionata a -1,60 da p.c. Per i dettagli di tale indagine geognostica integrativa si rimanda all'allegato B della Relazione Geologica.

Si riportano di seguito i dati relativi alle prove integrative del 2023 "CPTU-1" e "CPTU-2" ed i valori ottenuti per l'indice di rischio del potenziale di liquefazione.



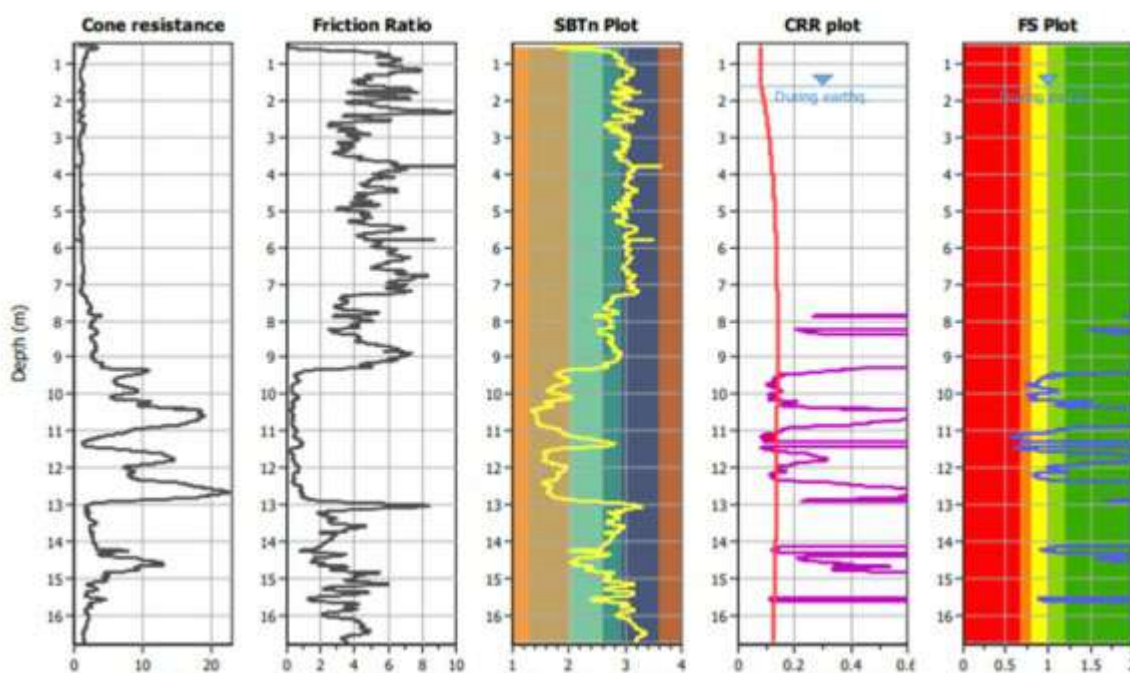


Figura 16 - Dati Liquefazione CPTU-1

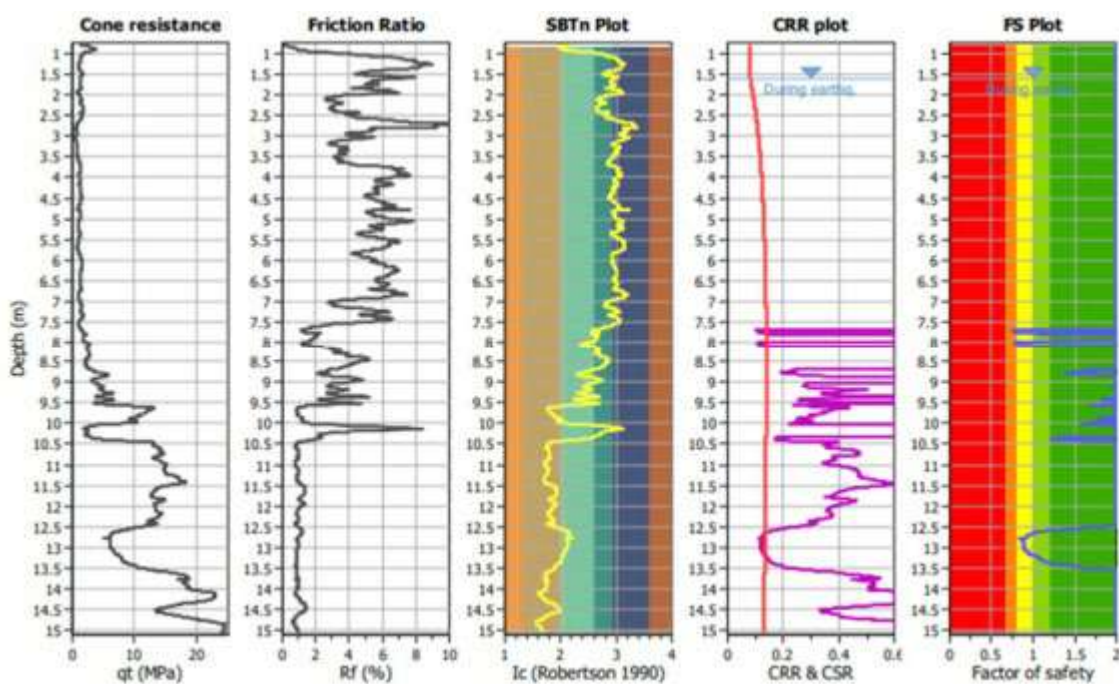


Figura 17 - Dati Liquefazione CPTU-2

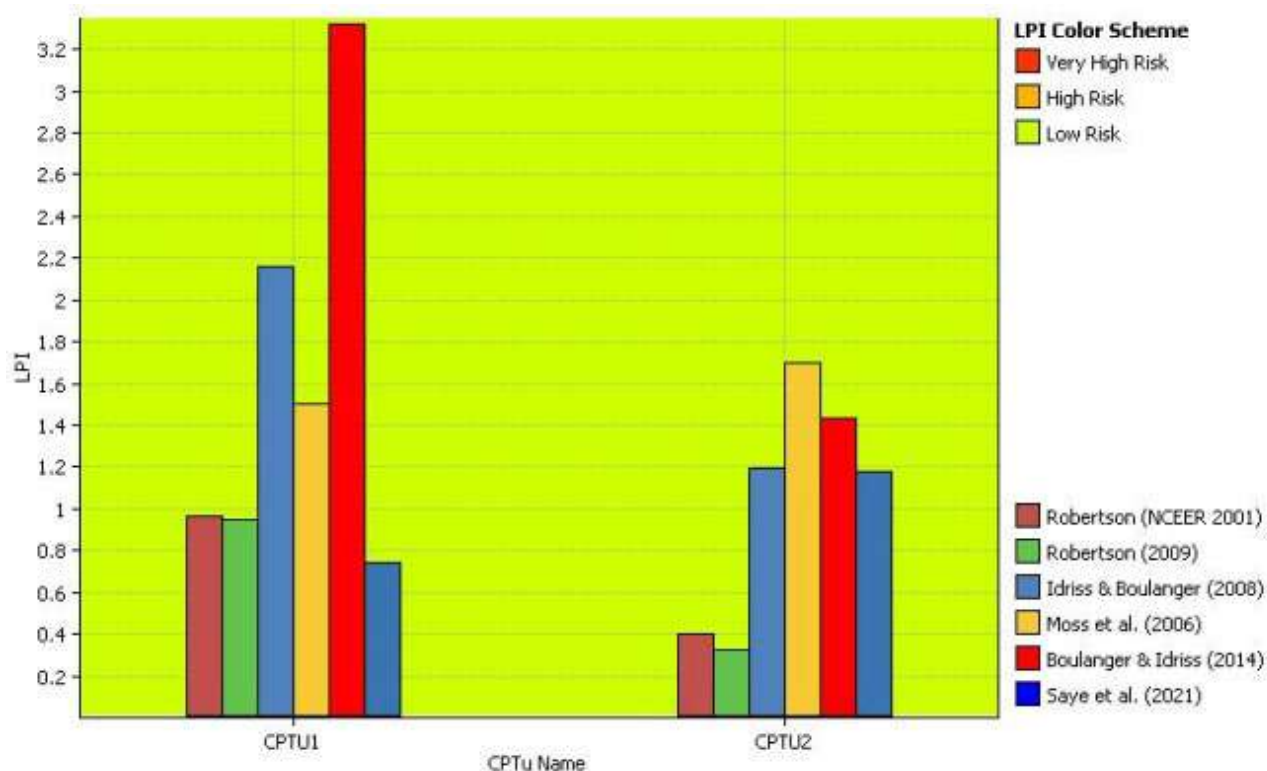


Figura 18 - Potenziale di liquefazione con vari metodi di calcolo per CPTU-1 e CPTU-2

Secondo le normative europee (EC08) un terreno è suscettibile a liquefazione quando lo sforzo di taglio (azione sollecitante) generato dal terremoto supera l'80% dello sforzo critico (resistenza del terreno alla liquefazione), ovvero  $CSR \geq 0.80 CRR$  e FS deve risultare  $\leq 1,25$ .

Complessivamente, i risultati mostrano una situazione con basso rischio di liquefazione, salvo per un piccolo strato dallo spessore di circa 0,50 m posto tra gli 11,00 e 12,00 m di profondità, che supera puntualmente tale valore del Fattore di Sicurezza.

Inoltre, i valori dell'indice di Sonmez (potenziale di liquefazione – vedi Figura 18) sono risultati sempre inferiori a 5, ovvero in un intervallo nel quale la liquefacibilità è generalmente considerata come poco probabile.

Lo scrivente non ritiene dunque che tale strato sia incisivo sul comportamento globale del volume di terreno significativo, a causa del suo scarso spessore e della sua elevata profondità, che si attesta ad una quota molto inferiore rispetto al piano di imposta delle fondazioni superficiali della nuova tettoia.



## 7 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riportano i carichi agenti sul solaio di copertura e sulla platea di fondazione.

### COPERTURA

#### G1 - Peso Proprio Solaio

Travi secondarie - HEA 140 i=1,40m	Sp. 14cm	24,7 Kg/m
Travi principali - IPE 330	Sp. 33cm	49,1 Kg/m

#### G2 - Sovraccarico Permanente

Pannelli sandwich – Alutech della Alubel (acciaio-acciaio 0,40-0,40 sp.40mm)	10 Kg/m <sup>2</sup>
	<b>10 Kg/m<sup>2</sup></b>

#### Qk - Carico accidentale

Categoria H - Coperture non praticabili	50 Kg/m <sup>2</sup>
	<b>50 Kg/m<sup>2</sup></b>

#### Qneve- Carico della neve

120 Kg/m <sup>2</sup>
<b>120 Kg/m<sup>2</sup></b>

### FONDAZIONE

#### G1 - Peso Proprio Platea

Platea 30cm	Sp. 30,0cm	$\gamma = 2500 \text{ Kg/m}^3$	750 Kg/m <sup>2</sup>
			<b>750 Kg/m<sup>2</sup></b>

#### G2 - Sovraccarico Permanente

Pav. carrabile industriale	Sp. 4,0cm	$\gamma = 2000 \text{ Kg/m}^3$	80 Kg/m <sup>2</sup>
			<b>80 Kg/m<sup>2</sup></b>

#### Qk - Carico accidentale

Sovraccarico dovuto ai mezzi	600 Kg/m <sup>2</sup>
	<b>600 Kg/m<sup>2</sup></b>

Inoltre, sul modello di calcolo vengono applicate le azioni del vento (§7.2.3) e della temperatura (§7.2.4).

## 7.1 AZIONI PERMANENTI

Nel presente paragrafo si analizzano le azioni derivanti dai carichi permanenti strutturali (G1) e non strutturali portati (G2).

### 7.1.1 Peso proprio elementi strutturali (G<sub>1</sub>)

Il software di calcolo Midas Gen tiene automaticamente in considerazione la presenza dei carichi permanenti strutturali (G1), per quanto riguarda gli elementi strutturali modellati, mediante la funzione "self weight". Per questi carichi, il software di calcolo tiene in considerazione i seguenti pesi specifici dei materiali:

peso calcestruzzo armato  $\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$

peso acciaio  $\gamma_{acciaio} = 78.50 \text{ kN/m}^3$

### 7.1.2 Carichi permanenti non strutturali sopra i solai (G2)

#### Pannelli sandwich di copertura

Per il presente progetto si sceglie di utilizzare un pannello sandwich tipo "Alutech Dach cinque greche" della Alubel di spessore 40mm e supporti esterno e interno in acciaio di sp. 0,40mm. Di seguito si riporta il tipo:

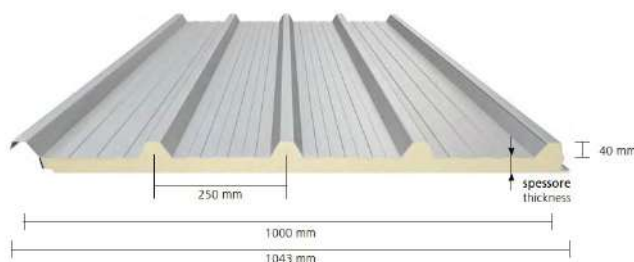


Figura 19 - Pannello tipo "Alutech" della Alubel

**Peso dei pannelli [kg/m<sup>2</sup>]**

Panel weight [kg/m<sup>2</sup>]

S (mm) spessore pannello escluso greca panel thickness without the corrugation	spessore lamiera / sheet thickness					
	acciaio+acciaio / steel+steel			alluminio+acciaio / aluminium+steel		
	0,4 + 0,4	0,5 + 0,4	0,5 + 0,5	0,6 + 0,4	0,7 + 0,4	0,7 + 0,5
30	8,6	9,6		6,6	6,9	
40	8,9	10		7,0	7,3	
50	9,4	10,4		7,4	7,7	

Figura 20 - Tabella dimensionamento pannello prefabbricato

Il pannello sandwich selezionato per la chiusura della copertura del nuovo edificio mostra da tabella del prefabbricatore un peso di 8.90 kg/m<sup>2</sup>. A favore di sicurezza, nella modellazione del nuovo fabbricato, si è considerato in copertura il seguente carico derivante dalla presenza dei pannelli sandwich.

$Q_{\text{pannelli sandwich}} = 10 \text{ kg/m}^2$



## 7.2 AZIONI VARIABILI

Si trattano nel presente paragrafo tutte le azioni variabili (Q) che sono state applicate al modello strutturale di calcolo analizzato su Midas Gen.

### 7.2.1 Sovraccarichi

#### Categoria H – coperture accessibili per sola manutenzione

Per quanto riguarda la tettoia a due falde, essa viene caricata interamente con un carico Cat. H riguardante “coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione”.

$$\text{Sovraccarico cat. H} \quad q_{k,H} = 50 \text{ kg/m}^2$$

#### Categoria E – Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale

Sulla platea di fondazione, a favore di sicurezza, si considera una categoria di sovraccarico E1, corrispondente ad aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri.

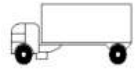

$$\text{Sovraccarico cat. E1} \quad q_{k,E1} = 600 \text{ kg/m}^2$$

#### Sovraccarico veicoli

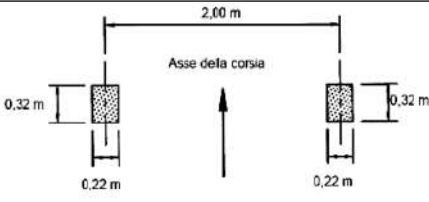
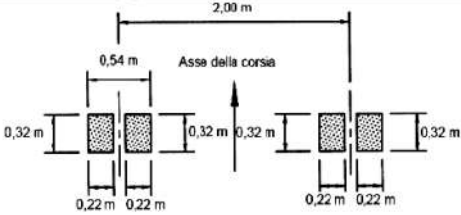
Siccome sopra la soletta in c.a. possono andare dei veicoli pesanti, si prevedono due condizioni di carico considerando un camion.

Al fine di svolgere delle verifiche puntuali si ipotizza che sopra la soletta possano andarci dei mezzi pesanti, si considera un camion a tre assi. Per i carichi e lo schema si prende in considerazione la Tab. 5.1.VIII.

Tab. 5.1.VIII - Modello di carico di fatica 4 – veicoli equivalenti

Sagoma del veicolo	Tipo di pneumatico (Tab.5.1.IX)	Intensità [m]	Valori equivalenti dei carichi asse [kN]	COMPOSIZIONE DEL TRAFFICO		
				Lunga percorrenza	Media percorrenza	Traffico locale
	A B	4,50	70 130	20,0	40,0	80,0
	A B B	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0

Tab. 5.1.IX - Dimensioni degli assi e delle impronte per i veicoli equivalenti

Tipo di pneumatico	Dimensioni dell'asse e delle impronte
A	
B	



Sull'impronta A agisce una pressione di:

area impronta A	$A_A = 0,22 \cdot 0,32 =$	0,07 m <sup>2</sup>
pressione su A	$p_A = 70/2 / 0,07 =$	500 kN/m <sup>2</sup>

Sull'impronta B agisce una pressione di:

area impronta B	$A_B = 0,44 \cdot 0,32 =$	0,14 m <sup>2</sup>
pressione su A	$p_A = 120/2 / 0,14 =$	430 kN/m <sup>2</sup>

### 7.2.2 Carico da neve

Al di sopra della copertura a due falde dell'edificio di nuova costruzione si prevede anche la presenza del carico da neve, come previsto dalle NTC 2018.

Per la determinazione di tale carico si sono effettuate le seguenti considerazioni:

$a_s$ – altitudine sul livello del mare	19 m s.l.m.
Zona	Zona I – Mediterranea
$q_{sk}$ (per $a_s < 200$ m)	1.50 kN/m <sup>2</sup>
$C_e$ – coefficiente di esposizione	1.00
$C_t$ – coefficiente termico	1.00
$\alpha_1$ – inclinazione falda	10 °
$\mu_1 (\alpha)$ – coefficiente di forma	0.80

Da cui si ottiene:

$q_s$	$0.80 \cdot 1.50 \cdot 1.00 \cdot 1.00 =$	1.20 kN/m <sup>2</sup>
-------	---	------------------------



### 7.2.3 Azione del vento

Nel presente capitolo si riporta il calcolo dell'azione del vento, così come previsto dalle NTC2018 al §3.3.

La struttura in oggetto è una tettoia a due falde, pertanto per il coefficiente di pressione si segue il §C3.3.8.2.2 della circolare alle NTC2018. Inoltre, per tener conto di una possibile condizione futura, in cui la tettoia potrà essere chiusa per ottenere un ambiente confinato, si calcolerà anche un'altra condizione di carico per edifici a pianta rettangolare con copertura a due falde, in accordo al §C3.3.8.1.1 e al §C3.3.8.1.4.

#### Pressione cinetica di riferimento $q_r$ [3.3.6]

Il sito ricade in zona (Tab. 3.3.I)	zona =	2 - Emilia Romagna
velocità base di riferimento al livello del mare	$v_{b,0} =$	25 m/s
	$a_0 =$	750 m
	$k_s =$	0,45
altitudine sul livello del mare del sito	$a_s =$	19 m
coefficiente di altitudine per $a_s \leq a_0$	$c_a =$	1,00
velocità base di riferimento [3.3.1]	$v_b =$	25 m/s
tempo di ritorno	$T_R =$	50 anni
coefficiente di ritorno [3.3.3]	$c_r =$	1,00
velocità di riferimento [3.3.2]	$v_r =$	25 m/s
azione tangenziale del vento	si ritiene trascurabile	
densità dell'aria	$\rho =$	1,25 Kg/m <sup>3</sup>
pressione cinetica di riferimento	$q_r =$	391,20 N/m <sup>2</sup>

#### Coefficiente di esposizione $c_e$ [3.3.7]

distanza dalla costa del sito	$\leq 500$ m
classe di rugosità del terreno (Tab. 3.3.III)	s.l.m. D 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, ....)
categoria di esposizione del sito	II
parametri per definizione coeff. di esposizione	$k_r =$ 0,19
	$z_0 =$ 0,05 m
	$z_{min} =$ 4,00 m
coefficiente di topografia	$c_t =$ 1
altezza della struttura - gronda	$z_{gronda} =$ 5,10
essendo $z \geq z_{min} - c_e(z)$	$c_{e,gronda} =$ 1,94
altezza della struttura - colmo	$z_{colmo} =$ 6,10 m
essendo $z \geq z_{min} - c_e(z)$	$c_{e,colmo} =$ 2,05

#### Coefficiente dinamico $c_d$ [3.3.9]

coefficiente dinamico	$c_d =$ 1,00
-----------------------	--------------

I dati sopra riportati sono in comune tra i due casi di carico.



Di seguito si riporta il caso della tettoia.

Si considera il caso più gravoso che corrisponde alla situazione in cui lo spazio sotto la tettoia risulti completamente ostruito.

### Caso 1: Tettoia

#### Coefficiente di pressione $c_p$ [3.3.8]

##### **TETTOIA A FALDA DOPPIA - Vento $\perp$ al colmo**

pressione cinetica di picco	$q_p(z) =$	800,83	N/m <sup>2</sup>
grado di bloccaggio	$\Phi =$	1,00	

##### Vento $\perp$ al colmo

inclinazione copertura	$\alpha =$	10	°
coefficiente di forza tettoie positivo	$C_{F,+} =$	0,43	
coefficiente di forza tettoie negativo	$C_{F,-} =$	-1,40	

##### Vento $//$ al colmo

inclinazione copertura	$\alpha =$	0	°
coefficiente di forza tettoie positivo	$C_{F,+} =$	0,20	
coefficiente di forza tettoie negativo	$C_{F,-} =$	-1,40	

#### FORZA DEL VENTO $p$ [3.3.8.2]

##### **Tettoia a falda doppia - Vento $\perp$ al colmo**

###### Trave centrale

larghezza di influenza	$b =$	5,00	m
lunghezza	$L =$	5,80	m
Forza risultante positiva	$F_+ =$	10,06	kN
Forza risultante negativa	$F_- =$	-32,51	kN

###### Trave di bordo

larghezza di influenza	$b =$	2,85	m
lunghezza	$L =$	5,80	m
Forza risultante positiva	$F_+ =$	5,74	kN
Forza risultante negativa	$F_- =$	-18,53	kN

##### **Tettoia a falda doppia - Vento $//$ al colmo**

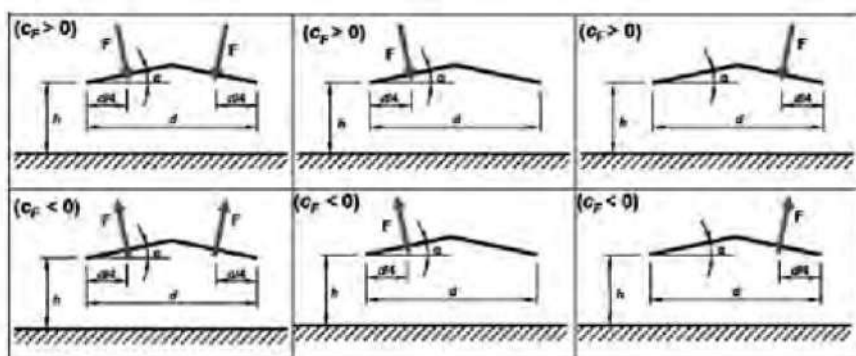
###### Trave centrale

larghezza di influenza	$b =$	11,40	m
lunghezza	$L =$	1,40	m
Forza risultante positiva	$F_+ =$	2,56	kN
Forza risultante negativa	$F_- =$	-17,89	kN

###### Trave di bordo

larghezza di influenza	$b =$	11,40	m
lunghezza	$L =$	0,70	m
Forza risultante positiva	$F_+ =$	1,28	kN
Forza risultante negativa	$F_- =$	-8,95	kN

Nel software di calcolo la forza concentrata per il vento in direzione perpendicolare al colmo viene applicata sulla trave principale, mentre la forza concentrata per il vento parallelo al colmo viene applicata alle travi secondarie. Si considerano le sei combinazioni riportate di seguito:



Di seguito si riporta il caso per edifici a pianta rettangolare con copertura a due falde.

## Caso 2: Edificio a pianta rettangolare

### Coefficiente di pressione esterno $c_{p,e}$ [3.3.8]

#### PARETI VERTICALI

Altezza di riferimento della struttura

$$h = 5,10 \text{ m}$$

Lunghezza della parete della struttura in direzione  $\perp$  al colmo

$$d = 10,00 \text{ m}$$

Lunghezza della parete della struttura in direzione  $//$  al colmo

$$b = 10,00 \text{ m}$$

Vento  $\perp$  al colmo

$$h/d = 0,51$$

coefficiente di pressione sopravvento

$$c_{pe,1,b} = 0,75$$

coefficiente di pressione sottovento

$$c_{pe,2,b} = -0,40$$

coefficiente di pressione laterale

$$c_{pe,3,b} = -0,90$$

Vento  $//$  al colmo

$$h/b = 0,51$$

coefficiente di pressione sopravvento

$$c_{pe,1,d} = 0,75$$

coefficiente di pressione sottovento

$$c_{pe,2,d} = -0,40$$

coefficiente di pressione laterale

$$c_{pe,3,d} = -0,90$$

#### COPERTURA A FALDA DOPPIA

Altezza di colmo

$$h = 6,10 \text{ m}$$

Vento  $\perp$  al colmo

inclinazione copertura

$$\alpha = 10^\circ$$

coefficiente di pressione falda sopravvento positivo

$$c_{pe,4,+} = 0,13$$

coefficiente di pressione falda sopravvento negativo

$$c_{pe,4,-} = -0,67$$

coefficiente di pressione falda sottovento

$$c_{pe,5} = -0,60$$

Vento  $//$  al colmo

Lunghezza della parete della struttura in direzione  $\perp$  al vento

$$d = 10,00 \text{ m}$$

inclinazione copertura

$$\alpha = 10^\circ$$

coefficiente di pressione fascia sopravvento di profondità L

$$c_{pe,6} = -0,87$$

profondità  $L = \min(b/2; h)$

$$L = 5,00$$

coefficiente di pressione restanti zone

$$c_{pe,7} = -0,50$$

### Coefficiente di pressione interno $c_{p,i}$ [3.3.8.5]

Caso di studio

Caso 2b

L'edificio presenta una superficie dotata di un'area totale di aperture pari ad almeno il triplo della somma dell'area delle aperture presenti sulle rimanenti superfici

$$c_{p,i} = 0,90 \quad c_{p,e}$$

Nell'ipotesi in cui l'edificio venga tamponato per realizzare una struttura chiusa, l'unica apertura che verrebbe lasciata sarebbe nella faccia anteriore. Per questo per il coefficiente di pressione interno si è considerato il caso 2b, in cui l'edificio presenta una superficie dotata di un'area totale di aperture pari ad almeno il triplo della somma dell'area delle aperture presenti sulle rimanenti superfici.

Cautelativamente si considera sia la pressione interna che quella esterna contemporaneamente su tutte le facce dell'edificio, compresa la faccia in cui è presente l'apertura.

Di seguito si riportano le pressioni agenti per i due casi sopra detti.

#### **PRESSIONE DEL VENTO p [3.3.4]**

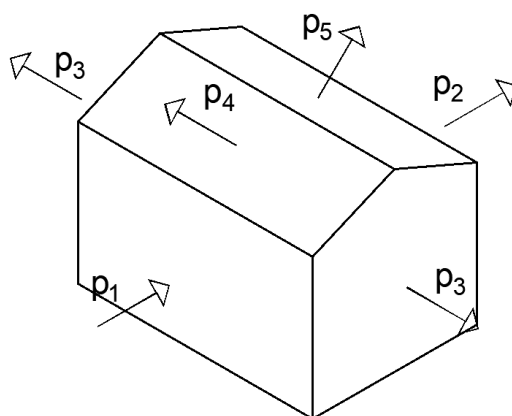
##### **Edificio con copertura a falda doppia - Vento $\perp$ al colmo**

Pressione parete sopravvento	$p_1 =$	<b>1,08</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Pressione parete sottovento	$p_2 =$	<b>-0,58</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Pressione parete laterale	$p_3 =$	<b>-1,30</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Pressione falda sopravvento	$p_4 =$	<b>-1,01</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Pressione falda sottovento	$p_5 =$	<b>-0,91</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

##### **Edificio con copertura a falda doppia - Vento $//$ al colmo**

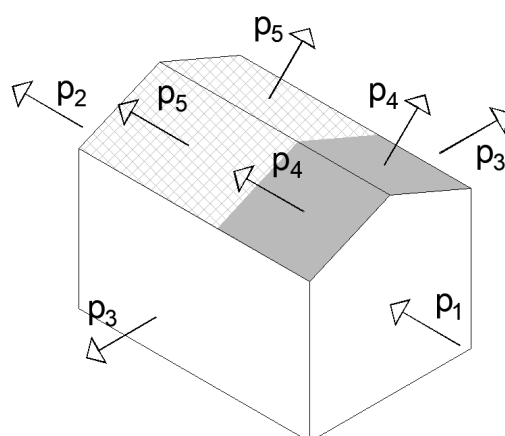
Pressione sopravvento	$p_1 =$	<b>1,08</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Pressione sottovento	$p_2 =$	<b>-0,58</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Pressione parete laterale	$p_3 =$	<b>-1,30</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Pressione fascia sopravvento di profondità L	$p_4 =$	<b>-1,32</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Pressione falda restanti zone	$p_5 =$	<b>-0,76</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

Tali pressioni si applicano con 4 schemi differenti. Di seguito si riportano due schemi indicanti le pressioni del vento agente su ogni faccia dell'edificio per le due direzioni principali. Gli altri due sono specchiati rispetto a questi.



**Schema 1 - vento  $\perp$  al colmo**

*Figura 21 – schema con vento perpendicolare al colmo (lo schema 2 ha p1 e p2 specchiati rispetto al colmo, così come p4 e p5)*



Schema 3 - vento // al colmo

Figura 22 - schema con vento parallelo al colmo (lo schema 4 ha p1 e p2 specchiati rispetto alla mezzeria, così come p4 e p5)

Nel modello Midas Gen, tali pressioni vengono inserite con il comando floor loads. Di seguito si riporta un riassunto delle pressioni agenti su ogni faccia dell'edificio per i vari casi di carico.

Caso di carico	Superficie	p [kNm <sup>2</sup> ] convenzione NTC2018	p [kNm <sup>2</sup> ] segno Midas
Q_vento X+ caso B	1	-1,30	-1,30
	2	1,08	1,08
	3	-1,30	1,30
	4	-0,58	0,58
	5	-1,01	1,01
	6	-0,91	0,91
Q_vento X- caso B	1	-1,30	-1,30
	2	-0,58	-0,58
	3	-1,30	1,30
	4	1,08	-1,08
	5	-0,91	0,91
	6	-1,01	1,01
Q_vento Y+ caso B	1	1,08	1,08
	2	-1,30	-1,30
	3	-0,58	0,58
	4	-1,30	1,30
	zona 1	-1,32	1,32
	zona 2	-0,76	0,76
Q_vento Y- caso B	1	-0,58	-0,58
	2	-1,30	-1,30
	3	1,08	-1,08
	4	-1,30	1,30
	zona 3	-1,32	1,32
	zona 4	-0,76	0,76

#### 7.2.4 Azioni della temperatura

Come previsto nel §3.5.5 “Azioni termiche sugli edifici”, poiché ci si trova nel caso in cui la temperatura non costituisce un’azione fondamentale per la sicurezza o per l’efficienza funzionale della struttura, è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente  $\Delta T_u$ , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II:

Tab. 3.5.II – Valori di  $\Delta T_u$  per gli edifici

Tipo di struttura	$\Delta T_u$
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$

Considerando, a favore di sicurezza, il caso di strutture in acciaio protette, si ottiene:

$$\Delta T_u \qquad \qquad \qquad \pm 25\text{ }^{\circ}\text{C}$$



### 7.3 AZIONE SISMICA

#### 7.3.1 Parametri per la definizione dell'azione sismica

Nel seguito si indicano i parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito.

##### Informazioni geografiche:

Comune	Mirandola (BO)
Latitudine (WGS84)	44.86738830
Longitudine (WGS84)	11.05342650
Latitudine (ED50)	44.868321
Longitudine (ED50)	11.054432
Altitudine	19 m s.l.m.

##### Parametri di riferimento:

Classe d'uso	II
Coefficiente d'uso	$C_u = 1,00$
Vita nominale dell'opera	$V_n = 50$ anni
Vita di riferimento	$V_r = V_n * C_u = 50$ anni
Categoria di sottosuolo	C
Categoria topografica	T1
Stati limite considerati	SLD - SLV
Classe di duttilità	non dissipativo
Sisma verticale	considerato

#### 7.3.2 Fattore di struttura

Per la progettazione allo SLD si considera lo spettro di progetto elastico del sisma orizzontale e verticale.

Per la progettazione allo SLV, data la modesta entità della struttura, si è scelto di considerare un comportamento strutturale **non dissipativo**, che consente inoltre un calcolo semplificato degli elementi strutturali non dovendo tenere in considerazione la gerarchia delle resistenze nel loro dimensionamento.

Operando in questo modo e seguendo quanto indicato dalle NTC 2018 all'espressione [7.3.2]:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD''B''} \leq 1,5$$

Si ottiene:

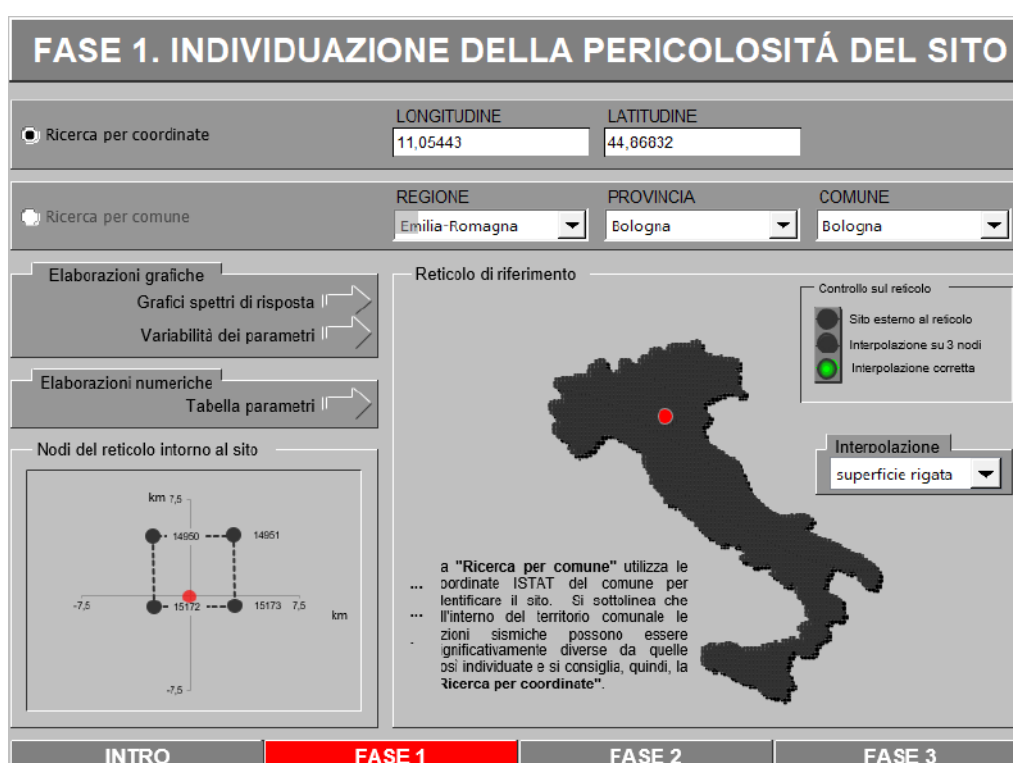
fattore di comportamento per CD''B''	$q_{CD''B''} = 4,0$
fattore di comportamento non dissipativo	$q_{ND} = 2/3 * 4,00 = 2,66 > 1,50$
	<b><math>q_{ND} = 1,50</math></b>

Per la componente verticale dell'azione sismica allo SLV si utilizza, in accordo al §7.3.1 delle NTC2018 il valore del fattore di comportamento di 1,50.

### 7.3.3 Spettri di progetto

Per lo spettro allo SLV del nuovo edificio ad uso uffici si utilizza il noto foglio di calcolo "Spettri-NTCver.1.0.3" del C.S.LL.PP, col quale è possibile determinare le azioni di progetto a cui saranno sottoposte le strutture del nuovo edificio.

Si riportano di seguito i passaggi seguiti per la determinazione dell'azione sismica mediante l'applicativo.



**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

☒ Ricerca per coordinate  
LONGITUDINE: 11,05443  
LATITUDINE: 44,86832

☐ Ricerca per comune  
REGIONE: Emilia-Romagna  
PROVINCIA: Bologna  
COMUNE: Bologna

**Elaborazioni grafiche**  
Grafici spettri di risposta  
Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**  
Tabella parametri

**Nodi del reticolo intorno al sito**

km 7,5  
14950 14951  
-7,5 15172 15173 7,5 km  
-7,5

**Reticolo di riferimento**

Controllo sul reticolo  
Sito esterno al reticolo  
Interpolazione su 3 nodi  
Interpolazione corretta

Interpolazione  
superficie rigata

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

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Figura 23 - dati spettro SLV

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

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

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

--□-- Strategia per costruzioni ordinarie    -■- Strategia scelta

Figura 24 - dati spettro SLV

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato  info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo  info

Categoria topografica  info

$S_B = 1,474$   $C_C = 1,620$  info

$h/H = 0,000$   $S_T = 1,000$  info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE)

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Smorzamento  $\xi$  (%)   $\eta = 1,000$  info

Fattore  $q_s$   Regol. in altezza  info

Compon. verticale

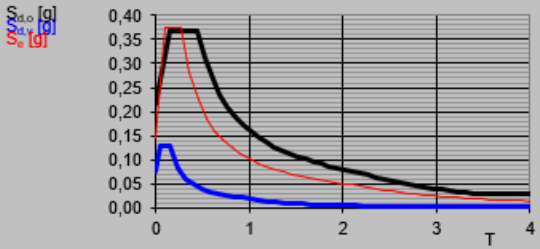
Spettro di progetto

Fattore  $q$    $\eta = 0,667$  info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



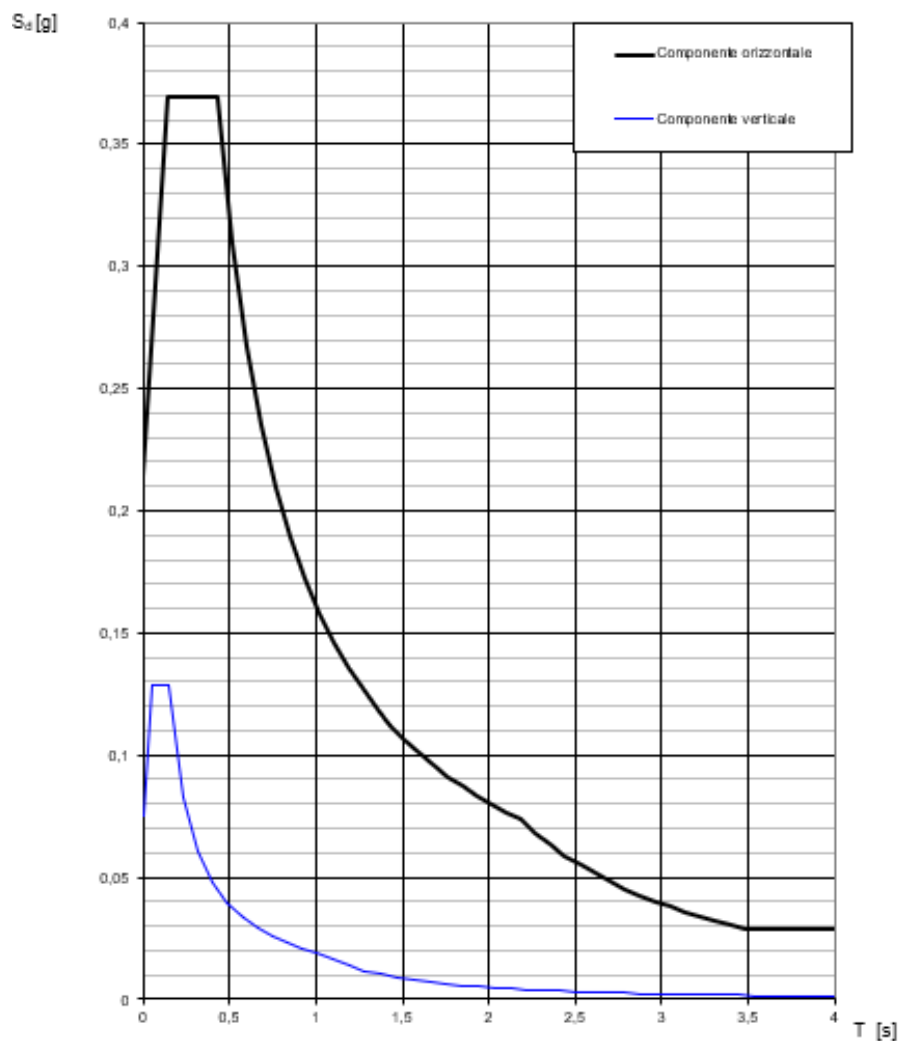
— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

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

Figura 25 - dati spettro SLV

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



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato I&LV**
**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,145 g
$F_a$	2,587
$T_c$	0,269 s
$S_s$	1,474
$C_c$	1,620
$S_T$	1,000
$q$	1,500

**Parametri dipendenti**

$S$	1,474
$\eta$	0,667
$T_B$	0,145 s
$T_C$	0,435 s
$T_D$	2,181 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{0,5 + \xi} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

T [s]	Se [g]
0,000	0,214
0,145	0,370
0,435	0,370
0,518	0,310
0,602	0,267
0,685	0,235
0,768	0,210
0,851	0,189
0,934	0,172
1,017	0,158
1,100	0,146
1,184	0,136
1,267	0,127
1,350	0,119
1,433	0,112
1,516	0,106
1,599	0,101
1,682	0,096
1,766	0,091
1,849	0,087
1,932	0,083
2,015	0,080
2,098	0,077
2,181	0,074
2,268	0,068
2,355	0,063
2,441	0,059
2,528	0,055
2,614	0,051
2,701	0,048
2,788	0,045
2,874	0,042
2,961	0,040
3,047	0,038
3,134	0,036
3,221	0,034
3,307	0,032
3,394	0,030
3,480	0,029
3,567	0,029
3,654	0,029
3,740	0,029
3,827	0,029
3,913	0,029
4,000	0,029

**Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV**

**Parametri indipendenti**

STATOLIMITE	SLV
$a_{av}$	0,075 g
$S_s$	1,000
$S_T$	1,000
$q$	1,500
$T_B$	0,050 s
$T_C$	0,150 s
$T_D$	1,000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	1,332
$S$	1,000
$\eta$	0,667

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 § 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left( \frac{a_g}{a_{av}} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

**Punti dello spettro di risposta**

T [s]	Se [g]
0,000	0,075
0,050	0,123
0,150	0,123
0,235	0,082
0,320	0,060
0,405	0,048
0,490	0,039
0,575	0,034
0,660	0,029
0,745	0,026
0,830	0,023
0,915	0,021
1,000	0,019
1,034	0,016
1,188	0,014
1,281	0,012
1,375	0,010
1,469	0,009
1,563	0,008
1,656	0,007
1,750	0,006
1,844	0,006
1,938	0,005
2,031	0,005
2,125	0,004
2,219	0,004
2,313	0,004
2,406	0,003
2,500	0,003
2,594	0,003
2,688	0,003
2,781	0,003
2,875	0,002
2,969	0,002
3,063	0,002
3,156	0,002
3,250	0,002
3,344	0,002
3,438	0,002
3,531	0,002
3,625	0,001
3,719	0,001
3,813	0,001
3,906	0,001
4,000	0,001

Anche per lo spettro allo SLD si utilizza il noto foglio di calcolo "Spettri-NTCver.1.0.3" del C.S.LL.PP. Si riportano di seguito i passaggi seguiti per la determinazione dell'azione sismica mediante l'applicativo (le fasi 1 e 2 sono uguali allo SLV, pertanto si riporta solo la fase 3)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**  
Stato Limite considerato: SLD info

**Risposta sismica locale**

Categoria di sottosuolo: C info

Categoria topografica: T1 info

$S_s = 1,500$  info

$h/H = 0,000$  (h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

$C_D = 1,619$  info

$S_T = 1,000$  info

**Compon. orizzontale**

☐ Spettro di progetto elastico (SLE)

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Smorzamento  $\xi$  (%): 5

Fattore  $q_0$ : 1

$\eta = 1,000$  info

Regol. in altezza: sì info

**Compon. verticale**  
Spettro di progetto

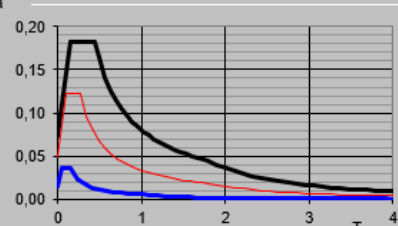
Fattore  $q$ : 1  $\eta = 1,000$  info

**Elaborazioni**

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

**Spettri di risposta**



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

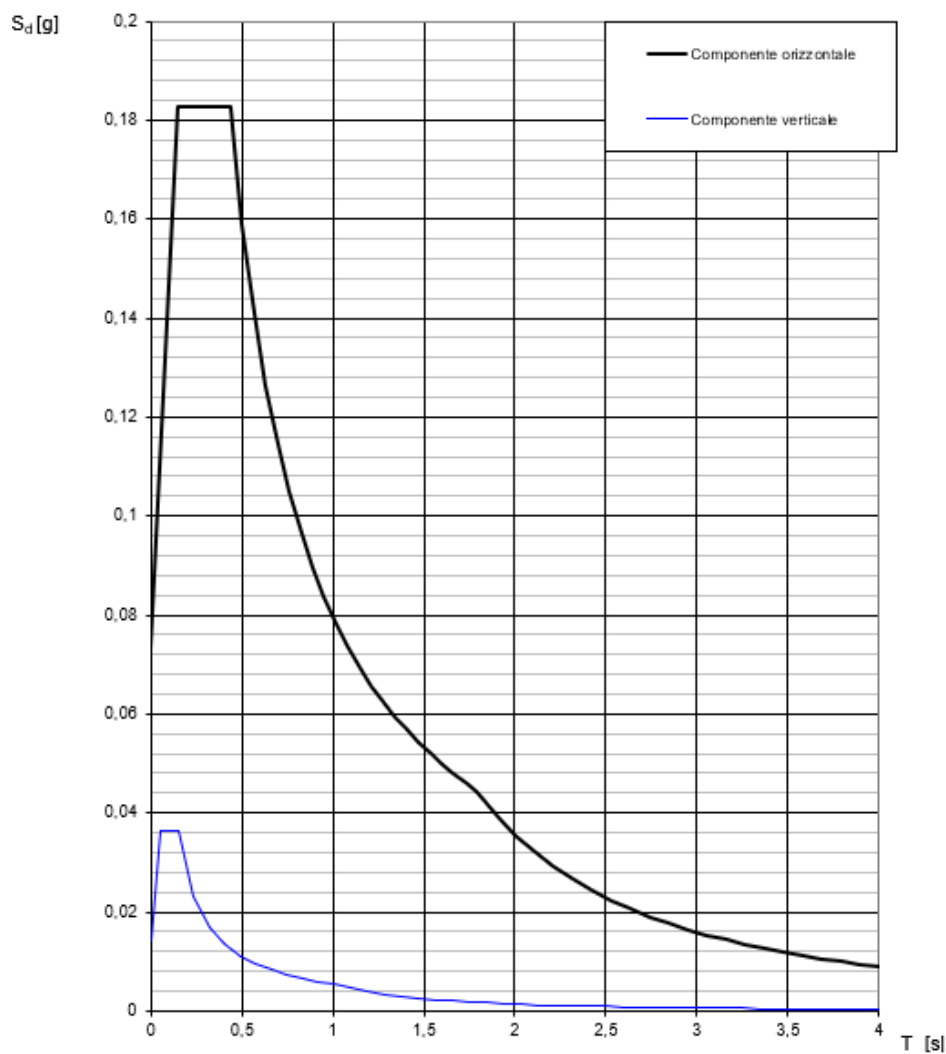
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 26 - dati spettro SLD



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



**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato IBLD**
**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLD
$a_g$	0,049 g
$F_o$	2,506
$T_c$	0,269 s
$S_s$	1,500
$C_c$	1,619
$S_T$	1,000
$q$	1,000

**Parametri dipendenti**

$S$	1,500
$\eta$	1,000
$T_B$	0,145 s
$T_C$	0,436 s
$T_D$	1,795 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

T [s]	Se [g]
0,000	0,073
0,145	0,183
0,436	0,183
0,501	0,159
0,565	0,141
0,630	0,126
0,695	0,115
0,759	0,105
0,824	0,097
0,889	0,090
0,953	0,084
1,018	0,078
1,083	0,074
1,148	0,069
1,212	0,066
1,277	0,062
1,342	0,059
1,406	0,057
1,471	0,054
1,536	0,052
1,600	0,050
1,665	0,048
1,730	0,046
1,795	0,044
1,900	0,040
2,005	0,036
2,110	0,032
2,215	0,029
2,320	0,027
2,425	0,024
2,530	0,022
2,635	0,021
2,740	0,019
2,845	0,018
2,950	0,016
3,055	0,015
3,160	0,014
3,265	0,013
3,370	0,013
3,475	0,012
3,580	0,011
3,685	0,011
3,790	0,010
3,895	0,009
4,000	0,009

## Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato lim\$LD

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
$a_{gv}$	0,014 g
$S_s$	1,000
$S_T$	1,000
$q$	1,000
$T_B$	0,050 s
$T_C$	0,150 s
$T_D$	1,000 s

### Parametri dipendenti

$F_v$	0,746
$S$	1,000
$\eta$	1,000

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

### Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,014
0,050	0,036
0,150	0,036
0,235	0,023
0,320	0,017
0,405	0,013
0,490	0,011
0,575	0,009
0,660	0,008
0,745	0,007
0,830	0,007
0,915	0,006
1,000	0,005
1,094	0,005
1,188	0,004
1,281	0,003
1,375	0,003
1,469	0,003
1,563	0,002
1,656	0,002
1,750	0,002
1,844	0,002
1,938	0,001
2,031	0,001
2,125	0,001
2,219	0,001
2,313	0,001
2,406	0,001
2,500	0,001
2,594	0,001
2,688	0,001
2,781	0,001
2,875	0,001
2,969	0,001
3,063	0,001
3,156	0,001
3,250	0,001
3,344	0,000
3,438	0,000
3,531	0,000
3,625	0,000
3,719	0,000
3,813	0,000
3,906	0,000
4,000	0,000



## 7.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Dal punto di vista statico, vengono ottenute combinazioni allo SLU, per effettuare le verifiche di resistenza degli elementi strutturali e combinazioni allo SLE (rara, frequente e quasi permanente) al fine di effettuare le verifiche agli Stati Limite di Esercizio, combinando tra loro tutte le condizioni di carico definite nel modello sempre al fine di ottenere le peggiori sollecitazioni possibili.

Dal punto di vista sismico, vengono create anche combinazioni allo SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita) e combinazioni allo SLD (Stato Limite di Danno) per effettuare le verifiche di esercizio in caso di sisma.

Di seguito si riporta un riassunto dei casi di carico presenti sulle strutture in elevazione e in fondazione dell'edificio di nuova realizzazione:

- Pesi propri strutturali G1 (automatici da Self Weight e imposti manualmente);
- Carichi permanenti non strutturali G2 di vario tipo;
- Carichi per manutenzione in copertura Q (Cat. H);
- Carichi per aree per immagazzinamento (Cat. E1)
- Carichi da neve in copertura  $Q_n$ ;
- Carichi da vento sui prospetti e in copertura  $Q_v$ ;
- Effetti della variazione di temperatura.

Si mostra di seguito uno stralcio delle combinazioni di carico.

No.	Name	Active	Type	GK1(ST)	GK2(ST)	GK_N(ST)	GK_neve(ST)	GK-E(ST)	Q_viccoli_1	Q_viccoli_2	Q_vento X+(ST)	Q_vento X-(ST)	Q_vento Y+(ST)	Q_vento Y-(ST)	Q_vento 1	Q_vento 2	Q_vento 3	Q_vento 4	Q_vento A	Q_vento B	Q_vento C	Q_vento D	temperatura
1	SLU_1	Str	Add	1.3000	1.5000		1.5000	1.5000															0.9000
2	SLU_2	Str	Add	1.3000	1.5000	1.5000																	0.9000
3	SLU_3	Str	Add	1.3000	1.5000						1.5000												0.9000
4	SLU_4	Str	Add	1.3000	1.5000							1.5000											0.9000
5	SLU_5	Str	Add	1.3000	1.5000								1.5000										0.9000
6	SLU_6	Str	Add	1.3000	1.5000									1.5000									0.9000
7	SLU_7	Str	Add	1.3000	1.5000										1.5000	1.5000							0.9000
8	SLU_8	Str	Add	1.3000	1.5000											1.5000							0.9000
9	SLU_9	Str	Add	1.3000	1.5000												1.5000						0.9000
10	SLU_10	Str	Add	1.3000	1.5000													1.5000	1.5000				0.9000
11	SLU_11	Str	Add	1.3000	1.5000														1.5000				0.9000
12	SLU_12	Str	Add	1.3000	1.5000															1.5000			0.9000
13	SLU_13	Str	Add	1.3000	1.5000																1.5000		0.9000
14	SLU_14	Str	Add	1.3000	1.5000																	1.5000	0.9000
15	SLU_15	Str	Add	1.3000	1.5000																		0.9000
16	SLU_16	Str	Add	1.3000	1.5000																1.5000		0.9000
17	SLU_17	Str	Add	1.3000	1.5000						1.5000												0.9000
18	SLU_18	Str	Add	1.3000	1.5000							1.5000											0.9000
19	SLU_19	Str	Add	1.3000	1.5000								1.5000										0.9000
20	SLU_20	Str	Add	1.3000	1.5000									1.5000									0.9000
21	SLU_21	Str	Add	1.3000	1.5000										1.5000	1.5000							0.9000
22	SLU_22	Str	Add	1.3000	1.5000											1.5000							0.9000
23	SLU_23	Str	Add	1.3000	1.5000												1.5000						0.9000
24	SLU_24	Str	Add	1.3000	1.5000													1.5000	1.5000				0.9000
25	SLU_25	Str	Add	1.3000	1.5000														1.5000				0.9000
26	SLU_26	Str	Add	1.3000	1.5000															1.5000			0.9000
27	SLU_27	Str	Add	1.3000	1.5000																1.5000		0.9000
28	SLU_28	Str	Add	1.3000	1.5000																	1.5000	0.9000
29	SLU_29	Str	Add	1.3000	1.5000																		0.9000
30	SLU_30	Str	Add	1.3000	1.5000																		0.9000
31	SLU_31	Str	Add	1.3000	1.5000						0.9000												0.9000
32	SLU_32	Str	Add	1.3000	1.5000							0.9000											0.9000
33	SLU_33	Str	Add	1.3000	1.5000								0.9000										0.9000
34	SLU_34	Str	Add	1.3000	1.5000									0.9000									0.9000
35	SLU_35	Str	Add	1.3000	1.5000										0.9000	0.9000							0.9000
36	SLU_36	Str	Add	1.3000	1.5000											0.9000							0.9000
37	SLU_37	Str	Add	1.3000	1.5000												0.9000						0.9000
38	SLU_38	Str	Add	1.3000	1.5000													0.9000	0.9000				0.9000
39	SLU_39	Str	Add	1.3000	1.5000														0.9000				0.9000
40	SLU_40	Str	Add	1.3000	1.5000															0.9000			0.9000
41	SLU_41	Str	Add	1.3000	1.5000																0.9000		0.9000
42	SLU_42	Str	Add	1.3000	1.5000																	0.9000	0.9000
43	SLU_43	Str	Add	1.3000	1.5000																		0.9000
44	SLU_44	Str	Add	1.3000	1.5000																		0.9000
45	SLU_45	Str	Add	1.3000	1.5000						0.9000												0.9000
46	SLU_46	Str	Add	1.3000	1.5000							0.9000											0.9000
47	SLU_47	Str	Add	1.3000	1.5000								0.9000										0.9000
48	SLU_48	Str	Add	1.3000	1.5000									0.9000									0.9000
49	SLU_49	Str	Add	1.3000	1.5000										0.9000	0.9000							0.9000
50	SLU_50	Str	Add	1.3000	1.5000												0.9000	0.9000					0.9000
51	SLU_51	Str	Add	1.3000	1.5000														0.9000				0.9000
52	SLU_52	Str	Add	1.3000	1.5000															0.9000			0.9000
53	SLU_53	Str	Add	1.3000	1.5000																0.9000		0.9000
54	SLU_54	Str	Add	1.3000	1.5000																	0.9000	0.9000

Figura 27 - combinazioni di carico SLU

Per le verifiche della platea sono state aggiunte altre combinazioni con il carico localizzato dei veicoli. Nella combinazione SLU\_58 è stato inserito sia il carico del vento che il carico del veicolo vicino al pilastro per massimizzare le pressioni sotto quest'ultimo.

[illegible]

No	Name	Active	Type	Gk1(ST)	Gk2(ST)	Gk-E(ST)	SLV X(RS)	SLV Y(RS)	SLD X(RS)	SLD Y(RS)	SLV Z(RS)	SLD Z(RS)	SLV X(ES)	SLV Y(ES)
55	SLV-1	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	1.0000	0.3000			0.3000		1.0000	0.3000
56	SLV-2	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	1.0000	0.3000			0.3000		1.0000	-0.3000
57	SLV-3	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	1.0000	0.3000			0.3000		-1.0000	0.3000
58	SLV-4	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	1.0000	0.3000			0.3000		-1.0000	-0.3000
59	SLV-5	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	1.0000	0.3000			-0.3000		1.0000	0.3000
60	SLV-6	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	1.0000	0.3000			-0.3000		1.0000	-0.3000
61	SLV-7	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	1.0000	0.3000			-0.3000		-1.0000	0.3000
62	SLV-8	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	1.0000	0.3000			-0.3000		-1.0000	-0.3000
63	SLV-9	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	1.0000	-0.3000			0.3000		1.0000	-0.3000
64	SLV-10	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	1.0000	-0.3000			0.3000		1.0000	0.3000
65	SLV-11	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	1.0000	-0.3000			0.3000		-1.0000	-0.3000
66	SLV-12	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	1.0000	-0.3000			0.3000		-1.0000	0.3000
67	SLV-13	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	1.0000	-0.3000			-0.3000		1.0000	-0.3000
68	SLV-14	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	1.0000	-0.3000			-0.3000		1.0000	0.3000
69	SLV-15	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	1.0000	-0.3000			-0.3000		-1.0000	-0.3000
70	SLV-16	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	1.0000	-0.3000			-0.3000		-1.0000	0.3000
71	SLV-17	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	1.0000			0.3000		0.3000	1.0000
72	SLV-18	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	1.0000			0.3000		-0.3000	1.0000
73	SLV-19	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	1.0000			0.3000		0.3000	-1.0000
74	SLV-20	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	1.0000			0.3000		-0.3000	-1.0000
75	SLV-21	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	1.0000			0.3000		-0.3000	1.0000
76	SLV-22	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	1.0000			0.3000		0.3000	1.0000
77	SLV-23	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	1.0000			0.3000		-0.3000	-1.0000
78	SLV-24	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	1.0000			0.3000		0.3000	-1.0000
79	SLV-25	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	1.0000			-0.3000		0.3000	1.0000
80	SLV-26	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	1.0000			-0.3000		-0.3000	1.0000
81	SLV-27	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	1.0000			-0.3000		0.3000	-1.0000
82	SLV-28	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	1.0000			-0.3000		-0.3000	-1.0000
83	SLV-29	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	1.0000			-0.3000		-0.3000	1.0000
84	SLV-30	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	1.0000			-0.3000		0.3000	1.0000
85	SLV-31	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	1.0000			-0.3000		-0.3000	-1.0000
86	SLV-32	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	1.0000			-0.3000		0.3000	-1.0000
87	SLV-33	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	0.3000			1.0000		0.3000	0.3000
88	SLV-34	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	0.3000			1.0000		0.3000	-0.3000
89	SLV-35	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	0.3000			1.0000		-0.3000	0.3000
90	SLV-36	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	0.3000			1.0000		-0.3000	-0.3000
91	SLV-37	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	-0.3000			1.0000		0.3000	-0.3000
92	SLV-38	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	-0.3000			1.0000		0.3000	0.3000
93	SLV-39	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	-0.3000			1.0000		-0.3000	-0.3000
94	SLV-40	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	-0.3000			1.0000		-0.3000	0.3000
95	SLV-41	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	0.3000			1.0000		-0.3000	0.3000
96	SLV-42	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	0.3000			1.0000		-0.3000	-0.3000
97	SLV-43	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	0.3000			1.0000		0.3000	0.3000
98	SLV-44	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	0.3000			1.0000		0.3000	-0.3000
99	SLV-45	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	-0.3000			1.0000		-0.3000	-0.3000
100	SLV-46	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	-0.3000			1.0000		-0.3000	0.3000
101	SLV-47	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	-0.3000			1.0000		0.3000	-0.3000
102	SLV-48	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	-0.3000			1.0000		0.3000	0.3000

**Figura 28 - combinazioni di carico SLV 1/2**





No	Name	Active	Type	Gk1(ST)	Gk2(ST)	Gk-E(ST)	SLV X(RS)	SLV Y(RS)	SLD X(RS)	SLD Y(RS)	SLV Z(RS)	SLD Z(RS)	SLV X(ES)	SLV Y(ES)
103	SLV-49	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-1.0000	-0.3000			-0.3000		-1.0000	-0.3000
104	SLV-50	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-1.0000	-0.3000			-0.3000		-1.0000	0.3000
105	SLV-51	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-1.0000	-0.3000			-0.3000		1.0000	-0.3000
106	SLV-52	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-1.0000	-0.3000			-0.3000		1.0000	0.3000
107	SLV-53	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-1.0000	-0.3000			0.3000		-1.0000	-0.3000
108	SLV-54	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-1.0000	-0.3000			0.3000		-1.0000	0.3000
109	SLV-55	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-1.0000	-0.3000			0.3000		1.0000	-0.3000
110	SLV-56	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-1.0000	-0.3000			0.3000		1.0000	0.3000
111	SLV-57	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-1.0000	0.3000			-0.3000		-1.0000	0.3000
112	SLV-58	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-1.0000	0.3000			-0.3000		-1.0000	-0.3000
113	SLV-59	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-1.0000	0.3000			-0.3000		1.0000	0.3000
114	SLV-60	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-1.0000	0.3000			-0.3000		1.0000	-0.3000
115	SLV-61	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-1.0000	0.3000			0.3000		-1.0000	0.3000
116	SLV-62	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-1.0000	0.3000			0.3000		-1.0000	-0.3000
117	SLV-63	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-1.0000	0.3000			0.3000		1.0000	0.3000
118	SLV-64	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-1.0000	0.3000			0.3000		1.0000	-0.3000
119	SLV-65	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	-1.0000			-0.3000		-0.3000	-1.0000
120	SLV-66	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	-1.0000			-0.3000		0.3000	-1.0000
121	SLV-67	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	-1.0000			-0.3000		-0.3000	1.0000
122	SLV-68	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	-1.0000			-0.3000		0.3000	1.0000
123	SLV-69	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	-1.0000			-0.3000		0.3000	-1.0000
124	SLV-70	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	-1.0000			-0.3000		-0.3000	-1.0000
125	SLV-71	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	-1.0000			-0.3000		0.3000	1.0000
126	SLV-72	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	-1.0000			-0.3000		-0.3000	1.0000
127	SLV-73	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	-1.0000			0.3000		-0.3000	-1.0000
128	SLV-74	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	-1.0000			0.3000		0.3000	-1.0000
129	SLV-75	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	-1.0000			0.3000		-0.3000	1.0000
130	SLV-76	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	-1.0000			0.3000		0.3000	1.0000
131	SLV-77	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	-1.0000			0.3000		0.3000	-1.0000
132	SLV-78	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	-1.0000			0.3000		-0.3000	-1.0000
133	SLV-79	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	-1.0000			0.3000		0.3000	1.0000
134	SLV-80	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	-1.0000			0.3000		-0.3000	1.0000
135	SLV-81	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	-0.3000			-1.0000		-0.3000	-0.3000
136	SLV-82	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	-0.3000			-1.0000		-0.3000	0.3000
137	SLV-83	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	-0.3000			-1.0000		0.3000	-0.3000
138	SLV-84	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	-0.3000			-1.0000		0.3000	0.3000
139	SLV-85	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	0.3000			-1.0000		-0.3000	0.3000
140	SLV-86	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	0.3000			-1.0000		-0.3000	-0.3000
141	SLV-87	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	0.3000			-1.0000		0.3000	0.3000
142	SLV-88	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	-0.3000	0.3000			-1.0000		0.3000	-0.3000
143	SLV-89	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	-0.3000			-1.0000		0.3000	-0.3000
144	SLV-90	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	-0.3000			-1.0000		0.3000	0.3000
145	SLV-91	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	-0.3000			-1.0000		-0.3000	-0.3000
146	SLV-92	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	-0.3000			-1.0000		-0.3000	0.3000
147	SLV-93	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	0.3000			-1.0000		0.3000	0.3000
148	SLV-94	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	0.3000			-1.0000		0.3000	-0.3000
149	SLV-95	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	0.3000			-1.0000		-0.3000	0.3000
150	SLV-96	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000	0.3000	0.3000			-1.0000		-0.3000	-0.3000

Figura 29 - combinazioni di carico SLV 2/2



No	Name	Active	Type	Gk1(ST)	Gk2(ST)	Gk-E(ST)	SLV X(RS)	SLV Y(RS)	SLD X(RS)	SLD Y(RS)	SLV Z(RS)	SLD Z(RS)	SLV X(ES)	SLV Y(ES)	SLD X(ES)	SLD Y(ES)
151	SLD-1	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			1.0000	0.3000		0.3000			1.0000	0.3000
152	SLD-2	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			1.0000	0.3000		0.3000			1.0000	0.3000
153	SLD-3	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			1.0000	0.3000		0.3000			-1.0000	0.3000
154	SLD-4	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			1.0000	0.3000		0.3000			-1.0000	-0.3000
155	SLD-5	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			1.0000	0.3000		-0.3000			1.0000	0.3000
156	SLD-6	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			1.0000	0.3000		-0.3000			1.0000	-0.3000
157	SLD-7	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			1.0000	0.3000		-0.3000			-1.0000	0.3000
158	SLD-8	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			1.0000	0.3000		-0.3000			-1.0000	-0.3000
159	SLD-9	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			1.0000	-0.3000		0.3000			1.0000	-0.3000
160	SLD-10	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			1.0000	-0.3000		0.3000			1.0000	0.3000
161	SLD-11	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			1.0000	-0.3000		0.3000			-1.0000	-0.3000
162	SLD-12	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			1.0000	-0.3000		0.3000			-1.0000	0.3000
163	SLD-13	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			1.0000	-0.3000		-0.3000			1.0000	-0.3000
164	SLD-14	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			1.0000	-0.3000		-0.3000			1.0000	0.3000
165	SLD-15	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			1.0000	-0.3000		-0.3000			-1.0000	-0.3000
166	SLD-16	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			1.0000	-0.3000		-0.3000			-1.0000	0.3000
167	SLD-17	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			0.3000	1.0000		0.3000			0.3000	1.0000
168	SLD-18	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			0.3000	1.0000		0.3000			-0.3000	1.0000
169	SLD-19	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			0.3000	1.0000		0.3000			0.3000	-1.0000
170	SLD-20	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			0.3000	1.0000		0.3000			-0.3000	-1.0000
171	SLD-21	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			0.3000	1.0000		0.3000			-0.3000	1.0000
172	SLD-22	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			-0.3000	1.0000		0.3000			0.3000	1.0000
173	SLD-23	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			-0.3000	1.0000		0.3000			-0.3000	-1.0000
174	SLD-24	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			0.3000	1.0000		0.3000			0.3000	1.0000
175	SLD-25	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			0.3000	1.0000		-0.3000			0.3000	1.0000
176	SLD-26	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			0.3000	1.0000		-0.3000			-0.3000	1.0000
177	SLD-27	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			0.3000	1.0000		0.3000			0.3000	-1.0000
178	SLD-28	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			0.3000	1.0000		-0.3000			-0.3000	-1.0000
179	SLD-29	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			-0.3000	1.0000		-0.3000			-0.3000	1.0000
180	SLD-30	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			-0.3000	1.0000		-0.3000			0.3000	1.0000
181	SLD-31	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			-0.3000	1.0000		-0.3000			-0.3000	-1.0000
182	SLD-32	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			-0.3000	1.0000		-0.3000			0.3000	-1.0000
183	SLD-33	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			0.3000	0.3000		1.0000			0.3000	0.3000
184	SLD-34	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			0.3000	0.3000		1.0000			0.3000	-0.3000
185	SLD-35	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			0.3000	0.3000		1.0000			-0.3000	0.3000
186	SLD-36	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			0.3000	0.3000		1.0000			-0.3000	-0.3000
187	SLD-37	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			0.3000	-0.3000		1.0000			0.3000	-0.3000
188	SLD-38	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			0.3000	-0.3000		1.0000			0.3000	0.3000
189	SLD-39	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			0.3000	-0.3000		1.0000			-0.3000	-0.3000
190	SLD-40	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			0.3000	-0.3000		1.0000			-0.3000	0.3000
191	SLD-41	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			-0.3000	0.3000		1.0000			-0.3000	0.3000
192	SLD-42	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			-0.3000	0.3000		1.0000			-0.3000	-0.3000
193	SLD-43	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			0.3000	0.3000		1.0000			0.3000	0.3000
194	SLD-44	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			-0.3000	0.3000		1.0000			0.3000	-0.3000
195	SLD-45	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			-0.3000	-0.3000		1.0000			-0.3000	-0.3000
196	SLD-46	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			0.3000	-0.3000		1.0000			-0.3000	0.3000
197	SLD-47	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			-0.3000	-0.3000		1.0000			0.3000	-0.3000
198	SLD-48	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000			-0.3000	-0.3000		1.0000			0.3000	0.3000

No	Name	Active	Type	Gk1(ST)	Gk2(ST)	Gk-E(ST)			SLV X(RS)	SLV Y(RS)	SLD X(RS)	SLD Y(RS)	SLV Z(RS)	SLD Z(RS)	SLV X(ES)	SLV Y(ES)	SLD X(ES)	SLD Y(ES)
199	SLD-49	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-1.0000	0.3000		-0.3000			-1.0000	-0.3000
200	SLD-50	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-1.0000	-0.3000		-0.3000			-1.0000	0.3000
201	SLD-51	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-1.0000	-0.3000		-0.3000			1.0000	-0.3000
202	SLD-52	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-1.0000	-0.3000		-0.3000			1.0000	0.3000
203	SLD-53	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-1.0000	-0.3000		0.3000			-1.0000	-0.3000
204	SLD-54	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-1.0000	-0.3000		0.3000			-1.0000	0.3000
205	SLD-55	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-1.0000	-0.3000		0.3000			1.0000	-0.3000
206	SLD-56	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-1.0000	-0.3000		0.3000			1.0000	0.3000
207	SLD-57	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-1.0000	0.3000		-0.3000			-1.0000	0.3000
208	SLD-58	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-1.0000	0.3000		-0.3000			-1.0000	-0.3000
209	SLD-59	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-1.0000	0.3000		-0.3000			1.0000	0.3000
210	SLD-60	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-1.0000	0.3000		-0.3000			1.0000	-0.3000
211	SLD-61	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-1.0000	0.3000		0.3000			-1.0000	0.3000
212	SLD-62	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-1.0000	0.3000		0.3000			-1.0000	-0.3000
213	SLD-63	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-1.0000	0.3000		0.3000			1.0000	0.3000
214	SLD-64	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-1.0000	0.3000		0.3000			1.0000	-0.3000
215	SLD-65	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-0.3000	-1.0000		-0.3000			-0.3000	-1.0000
216	SLD-66	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-0.3000	-1.0000		-0.3000			0.3000	-1.0000
217	SLD-67	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-0.3000	-1.0000		-0.3000			-0.3000	1.0000
218	SLD-68	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-0.3000	-1.0000		-0.3000			0.3000	1.0000
219	SLD-69	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					0.3000	-1.0000		-0.3000			0.3000	-1.0000
220	SLD-70	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					0.3000	-1.0000		-0.3000			-0.3000	-1.0000
221	SLD-71	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					0.3000	-1.0000		-0.3000			0.3000	1.0000
222	SLD-72	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					0.3000	-1.0000		-0.3000			-0.3000	1.0000
223	SLD-73	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-0.3000	-1.0000		0.3000			-0.3000	-1.0000
224	SLD-74	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-0.3000	-1.0000		0.3000			0.3000	-1.0000
225	SLD-75	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-0.3000	-1.0000		0.3000			-0.3000	1.0000
226	SLD-76	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-0.3000	-1.0000		0.3000			0.3000	1.0000
227	SLD-77	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					0.3000	-1.0000		0.3000			0.3000	-1.0000
228	SLD-78	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					0.3000	-1.0000		0.3000			-0.3000	-1.0000
229	SLD-79	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					0.3000	-1.0000		0.3000			0.3000	1.0000
230	SLD-80	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					0.3000	-1.0000		0.3000			-0.3000	1.0000
231	SLD-81	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-0.3000	-0.3000		-1.0000			-0.3000	-0.3000
232	SLD-82	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-0.3000	-0.3000		-1.0000			-0.3000	0.3000
233	SLD-83	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-0.3000	-0.3000		-1.0000			0.3000	-0.3000
234	SLD-84	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-0.3000	-0.3000		-1.0000			0.3000	0.3000
235	SLD-85	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-0.3000	0.3000		-1.0000			-0.3000	0.3000
236	SLD-86	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-0.3000	0.3000		-1.0000			-0.3000	-0.3000
237	SLD-87	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-0.3000	0.3000		-1.0000			0.3000	0.3000
238	SLD-88	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					-0.3000	0.3000		-1.0000			0.3000	-0.3000
239	SLD-89	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					0.3000	-0.3000		-1.0000			0.3000	-0.3000
240	SLD-90	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					0.3000	-0.3000		-1.0000			0.3000	0.3000
241	SLD-91	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					0.3000	-0.3000		-1.0000			-0.3000	-0.3000
242	SLD-92	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					0.3000	-0.3000		-1.0000			-0.3000	0.3000
243	SLD-93	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					0.3000	0.3000		-1.0000			0.3000	0.3000
244	SLD-94	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					0.3000	0.3000		-1.0000			0.3000	-0.3000
245	SLD-95	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					0.3000	0.3000		-1.0000			-0.3000	0.3000
246	SLD-96	Inactiv	Add	1.0000	1.0000	0.8000					0.3000	0.3000		-1.0000			-0.3000	-0.3000



**Figura 31 - Combinazioni di carico SLE rara**

**Figura 32 - Combinazioni di carico SLE frequente e quasi permanente**

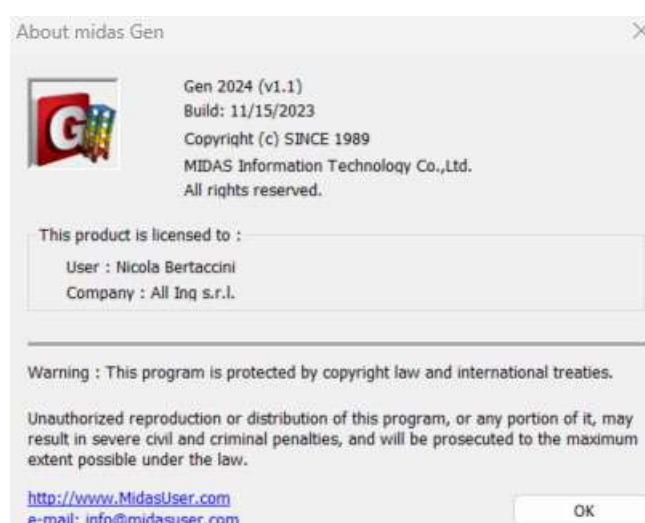
## 8 MODELLO DI CALCOLO

Nel presente capitolo della Relazione di Calcolo vengono esplicate le modalità di modellazione adottate e le scelte progettuali ad esse collegate.

### 8.1 SOFTWARE DI CALCOLO

La modellazione dell'edificio di nuova costruzione, il calcolo strutturale e le verifiche degli elementi strutturali principali sono stati eseguiti utilizzando il software di calcolo "Midas Gen" distribuito dalla CSPFEA s.c. di Este (PD).

Si riportano nella seguente immagine i dati relativi alla versione del software installata e alla relativa licenza di utilizzo.



*Figura 33 - Dati versione e licenza Midas Gen 2024*

In ogni caso, a riprova del corretto funzionamento del software di calcolo e della adeguata modellazione delle strutture, dei vincoli e delle azioni sollecitanti, lo scrivente si è avvalso, nel corso della progettazione strutturale, di diversi fogli di calcolo Excel prodotti e validati dal sottoscritto, oltre che di semplici calcoli manuali. Di volta in volta, la somiglianza tra i risultati ottenuti con il modello di calcolo agli elementi finiti e quelli ottenuti con semplici calcoli manuali, ha confermato la bontà del modello ipotizzato.

## 8.2 IPOTESI DI MODELLAZIONE

Nel presente paragrafo si descrive rapidamente la modellazione adottata per l'ottenimento del modello. Sono stati realizzati due modelli, il primo considerando degli incastri alla base, mentre il secondo modellando la platea di fondazione. Siccome i risultati erano equivalenti, con un leggero incremento delle sollecitazioni massime nel modello con la platea si è deciso di riportare le verifiche solamente di quest'ultimo. Pertanto, nel seguito si riportano le ipotesi effettuate per tale modello. Il modello con gli incastri differisce da quello riportato solamente per il vincolamento alla base.

### 8.2.1 Struttura

In primo luogo, si imposta lo "Structure Type" del modello di calcolo come riportato di seguito, impostando la conversione automatica dei pesi propri in masse in direzioni X e Y.

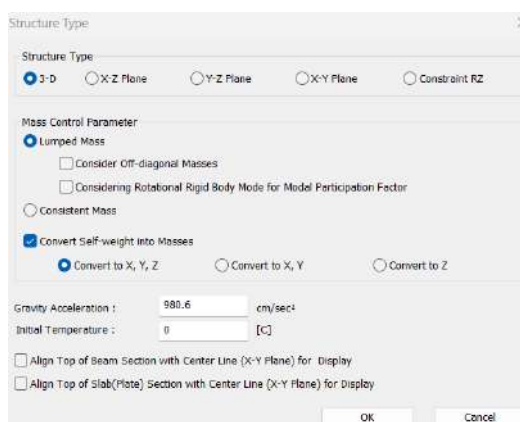


Figura 34 - Structure Type



Figura 35 - Building Control

Per quanto riguarda la definizione dei piani dell'edificio modellato, si agisce nella finestra "Story Data" impostando la copertura come deformabile.

Story Data

Ground Level  
0.1 m ...

	Module Name	Story Name	Level(m)	Height(m)	Floor Diaphragm
►	Base	Roof	6.03	0.00	Do not consider
	Base	1F	5.15	0.88	Do not consider
	Base	B2	0.00	5.15	Do not consider
*					

Figura 36 - Story Data

Si è reso necessario impostare diversi livelli di quota per poter effettuare le verifiche degli spostamenti di interpiano.

## 8.2.2 Materiali e sezioni

I materiali sono stati impostati in accordo a quanto detto nel §5.

Si mostrano di seguito le proprietà delle sezioni utilizzate per la modellazione della struttura in elevazione in carpenteria metallica e le proprietà di spessore ("Thickness") per quanto concerne gli elementi a piastra costituenti le fondazioni.

Section Data

DB/User

Section ID: 1 I-Section

Name: HEA240 User DB UNI

Sect. Name: HEA240 Built-Up Section

Get Data from Single Angle

DB Name: AISI10(US)

Sect. Name:

H: 0.23 m

B1: 0.24 m

bw: 0.0075 m

tf1: 0.012 m

B2: 0 m

tf2: 0 m

r1: 0.021 m

r2: 0 m

Offset: Center-Center

Change Offset ...

☒ Consider Shear Deformation.

☐ Consider Warping Effect(7th DOF)

Figura 37 - HEB200 pilastri

Section Data

DB/User

Section ID: 2 I-Section

Name: IPE330 User DB UNI

Sect. Name: IPE330 Built-Up Section

Get Data from Single Angle

DB Name: AISI10(US)

Sect. Name:

H: 0.33 m

B1: 0.16 m

bw: 0.0075 m

tf1: 0.0115 m

B2: 0 m

tf2: 0 m

r1: 0.018 m

r2: 0 m

Offset: Center-Center

Change Offset ...

☒ Consider Shear Deformation.

☐ Consider Warping Effect(7th DOF)

Show Calculation Results... OK Cancel Apply

Figura 38 - IPE330 travi principali

Section Data

DB/User

Section ID: 3 I-Section

Name: HEA140 User DB UNI

Sect. Name: HEA140

Get Data from Single Angle

DB Name: AISI10(US)

Sect. Name:

H	13.3	cm
B1	14	cm
tw	0.55	cm
tf1	0.85	cm
B2	0	cm
tf2	0	cm
r1	1.2	cm
r2	0	cm

Offset: Center-Center

Change Offset ...

☒ Consider Shear Deformation.

☐ Consider Warping Effect(7th DOF)

Figura 39 - HEA140 arcarecci copertura

Thickness Data

Value Stiffened

Thickness ID: 1 Name: Platea Sp.30cm

☒ In-plane & Out-of-plane 0.3 m

☐ In-plane 0 m

Out-of-plane 0 m

☐ Plate Offset

☒ Thickness Ratio

Local z: 0

☐ Value

Local z: 0 m

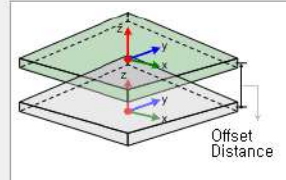


Figura 41 - Platea di fondazione sp.30cm

Section Data

DB/User

Section ID: 5 Solid Round

Name: Tirante Ø20 User DB AISI10(US)

Sect. Name:

Get Data from Single Angle

DB Name: AISI10(US)

Sect. Name:

D: 0.02 m

Offset: Center-Center

Change Offset ...

☒ Consider Shear Deformation.

Show Calculation Results... OK Cancel Apply

Figura 40 - Ø20 tiranti

Inoltre viene creata una sezione di area infinitesimale per poter creare degli elementi fittizi con il solo scopo di inserire dei floor loads ma che non hanno alcuna valenza strutturale e non variano il comportamento del modello di calcolo (si rimanda al §8.2.4 Carichi agenti per maggiori dettagli)

### 8.2.3 Condizioni di vincolo

Nel modello con la platea di fondazione si impostano dei vincoli elastici di tipo "Surface Spring Supports" utilizzando i seguenti parametri per gli elementi bidimensionali (molle alla Winkler).



Per terreni di questo tipo, caratterizzati da una bassa rigidità e da una maggiore deformabilità, il valore della costante di Winkler può essere intorno a 0,15 / 0,20 kg/cm³. Tale valore riflette la capacità del terreno di assorbire carichi con una risposta elastica limitata, data la sua coesione e consistenza ridotte.

Si stima un valore considerando una formula comunemente utilizzata, in relazione ai parametri del modulo di elasticità (E) e del coefficiente di Poisson (ν):

$$k_s = \frac{E}{B \cdot (1 - \nu^2)} = \frac{130 \text{ Kg/cm}^2}{1100 \text{ cm} \cdot (1 - 0,45^2)} = 0,15 \text{ Kg/cm}^3$$

Con:

E = 13,56 Mpa = 135,6 Kg/cm² → calcolato nelle due prove penetrometriche riportate nella relazione geotecnica

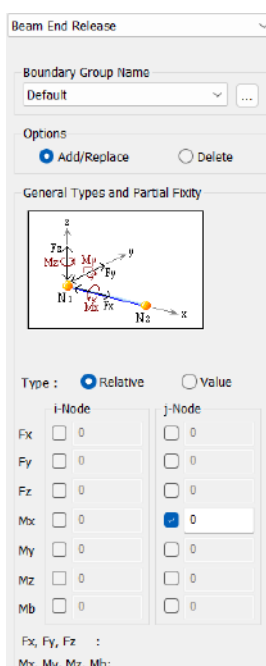
ν = 0,40 → stimato da letteratura

B = 11,00 m = 1100 cm → larghezza fondazione

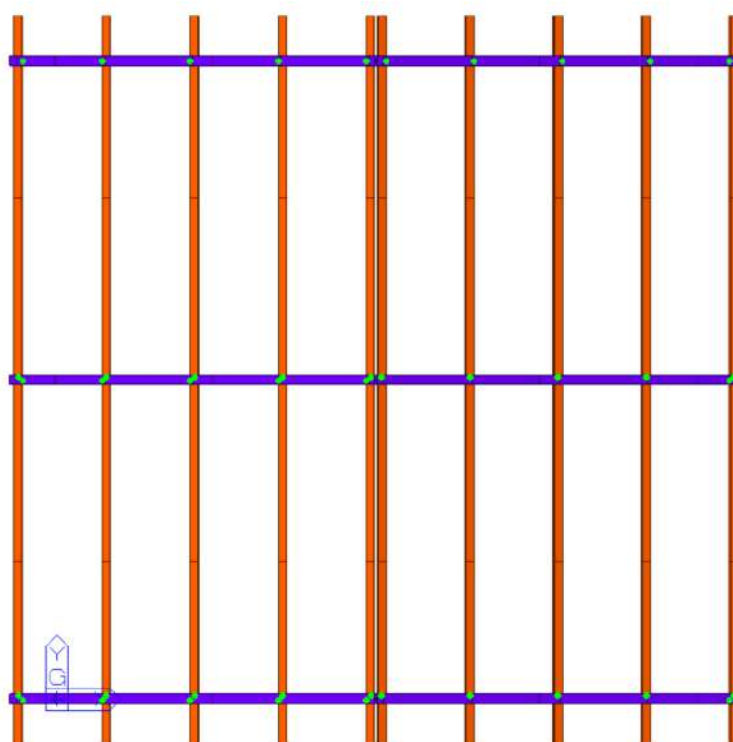
**Figura 42 - Parametri Surface Spring Supports per la platea di fondazione**

Le travi principali sono collegate ai pilastri tramite dei vincoli ad incastro, garantiti mediante la condivisione dei nodi del modello.

Gli arcarecci sono costituiti da un unico elemento appoggiato sopra le travi principali. Per simulare la connessione di appoggio si inseriscono dei "Beam End Release" nelle travi principali che svincolano la rotazione torsionale (vedi Figura 43) e lo stesso si imposta anche sugli arcarecci per limitare la loro rigidità fuori dal piano. Nella Figura 44 si riporta lo schema dei vincoli impostati in copertura.



*Figura 43 - Beam End Release impostato sulle travi principali e sugli arcarecci*



*Figura 44 - schema Beam End Release*

In copertura si è previsto un sistema di controventamento di falda ottenuto mediante dei tiranti Ø20 disposti a croce di San Andrea. Nel modello Midas Gen i controventi di falda vengono modellati come elementi "Tension Only" in grado di sopportare solamente sforzi di trazione. Inoltre vengono posti dei controventi su due facce verticali disposti a croce di San Andrea vedi Figura 45.



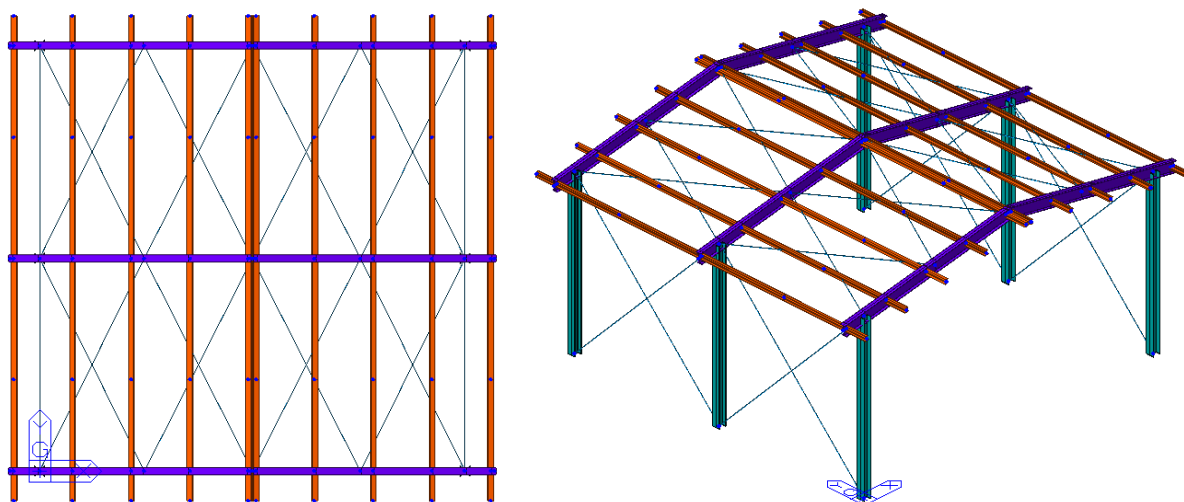


Figura 45 - Schema controventi

Infine, per considerare il contributo di rigidità dei controventi solo per i carichi sismici e del vento, si risolverà la struttura con due diverse condizioni al contorno (Boundary Group):

- Fase 1: si riferisce ai soli carichi verticali e vede trascurato il contributo in rigidità dei controventi.
- Fase 2: Si riferisce all'azione sismica e all'azione del vento e vede quindi l'entrata in gioco del contributo in rigidità dei controventi.

Per fare questo si azzerava l'area della sezione in fase 1 (si rende molto piccola), mentre si lascia invariata in fase 2.

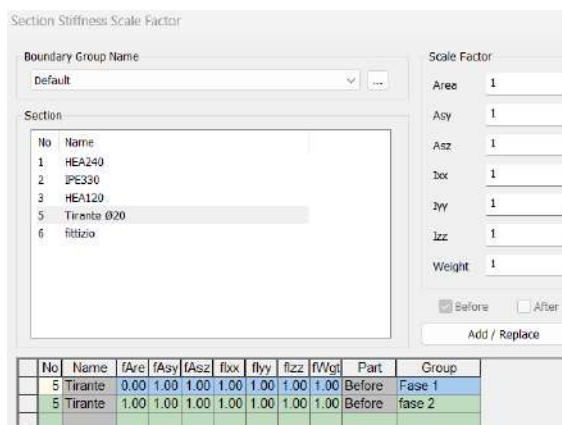


Figura 46 - Section Stiffness Scale Factor

A questo punto si assegnano i Boundary Group ai vari casi di carico

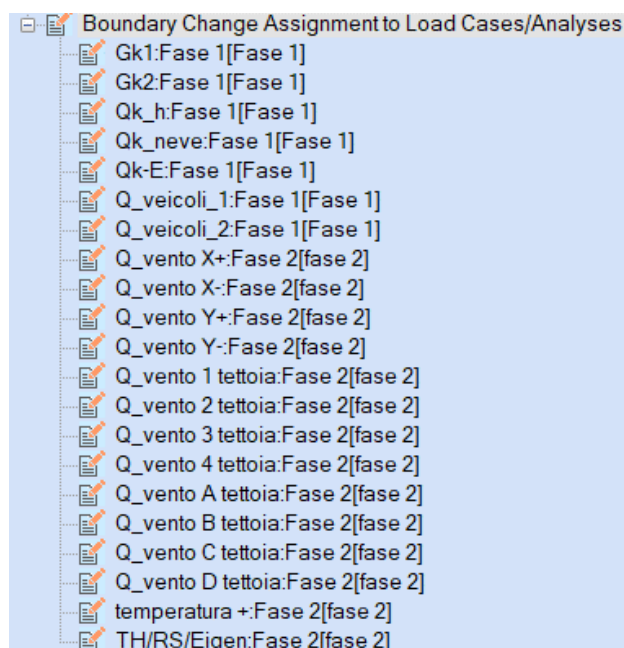


Figura 47 - Assegnazione Boundary Group ai vari casi di carico

## 8.2.4 Carichi agenti

Per inserire i carichi e poterli combinare, prima di tutto si sono definiti i casi di carico (Static Load Cases).

Static Load Cases

Name : Gk1 Add

Type : Dead Load (D) Modify

Description : Pesi propri elementi Delete

No	Name	Type	Description
1	Gk1	Dead Load (D)	Pesi propri elementi
2	Gk2	Dead Load (D)	Pannelli sandwich
3	Qk_h	Roof Live Load (LR)	Carico accidentale copertu
4	Qk_neve	Snow Load (S)	
5	Qk-E	Live Load (L)	
6	Q_veicoli_1	Live Load (L)	
7	Q_veicoli_2	Live Load (L)	
8	Q_vento X+	Wind Load on Structur	
9	Q_vento X-	Wind Load on Structur	
10	Q_vento Y+	Wind Load on Structur	
11	Q_vento Y-	Wind Load on Structur	
12	Q_vento 1 tettoia	Wind Load on Structur	
13	Q_vento 2 tettoia	Wind Load on Structur	
14	Q_vento 3 tettoia	Wind Load on Structur	
15	Q_vento 4 tettoia	Wind Load on Structur	
16	Q_vento A tettoia	Wind Load on Structur	
17	Q_vento B tettoia	Wind Load on Structur	
18	Q_vento C tettoia	Wind Load on Structur	
19	Q_vento D tettoia	Wind Load on Structur	
20	temperatura +	Wind Load on Live Lo	
*			

### 8.2.4.1 Carichi statici

Nel presente capitolo vengono riportati tutti i carichi inseriti nel modello Midas Gen come carichi statici.

In primo luogo, per quanto riguarda gli elementi strutturali modellati nel software di calcolo, mediante la funzione "Self Weight" è possibile considerarli automaticamente nei calcoli il peso proprio.

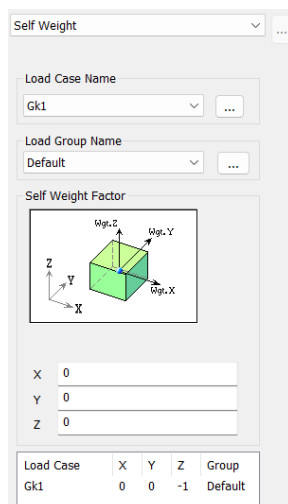


Figura 48 - Gk1 peso proprio

Per quanto riguarda invece i carichi non direttamente presenti nel modello di calcolo come entità modellate, si è scelto di utilizzare la funzione "Floor Load" presente in Midas Gen. Con tale funzione è possibile definire un "pacchetto" di carichi (G1, G2 e Q) che il software va ad attribuire automaticamente ad un'area indicata dall'utente. Per poter applicare questo tipo di carico il software richiede la presenza di elementi beam su tutti e quattro i lati, anche se il carico è unidirezionale e viene applicato solamente su due elementi. Pertanto, dove non erano presenti degli elementi su tutti i lati è stato modellato un elemento fittizio in modo da chiudere il perimetro. Di seguito si riporta il Floor Load della copertura.

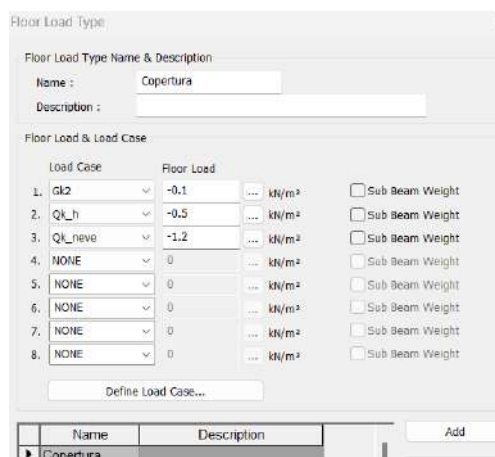


Figura 49 - Floor Load copertura

Poiché la copertura è costituita da elementi strutturali che lavorano principalmente in una direzione (solaio con pannelli sandwich prefabbricati), nell'attribuzione del Floor Load alla struttura, si utilizza

l'opzione "One Way", che porta i carichi di area solamente nella direzione dell'orditura del solaio agli elementi strutturali ad essa perpendicolari (arcarecci HEA140).

Si riporta nel seguito, a titolo di esempio, la visualizzazione dei carichi imposti sul modello. Come osservabile i carichi sono applicati sulle travi secondarie.

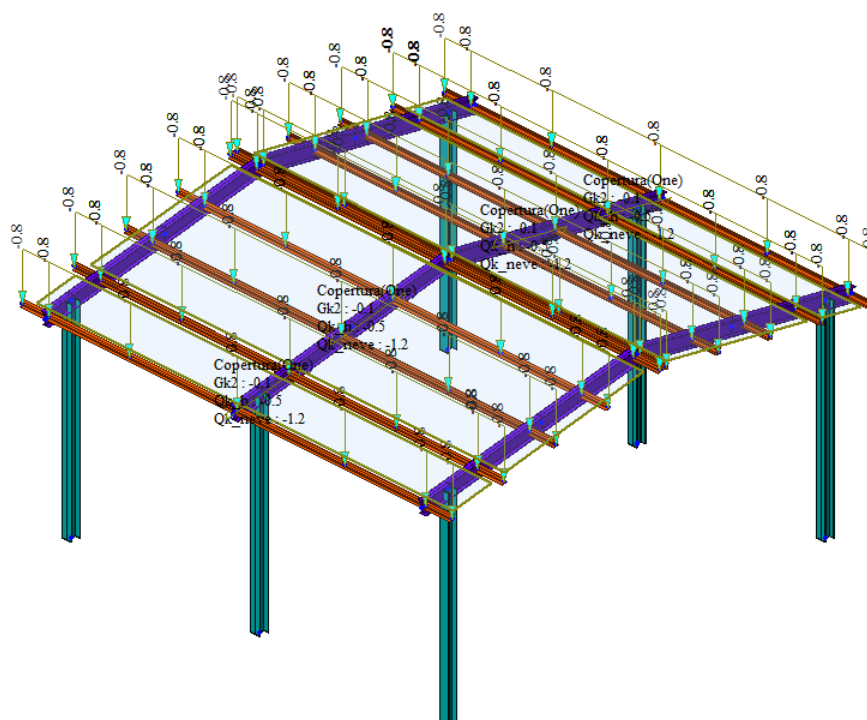


Figura 50 – Carico copertura - condizione di carico: neve

I carichi da vento per il caso 1 dell'edificio assimilabile ad una tettoia, il carico del vento è stato inserito come carico nodale. Per il vento in direzione Y si è inserito direttamente sulle travi principali ad una distanza di  $D/4$ , con D larghezza tettoia, come previsto dalle NTC2018 e riportato sopra al §7.2.3.

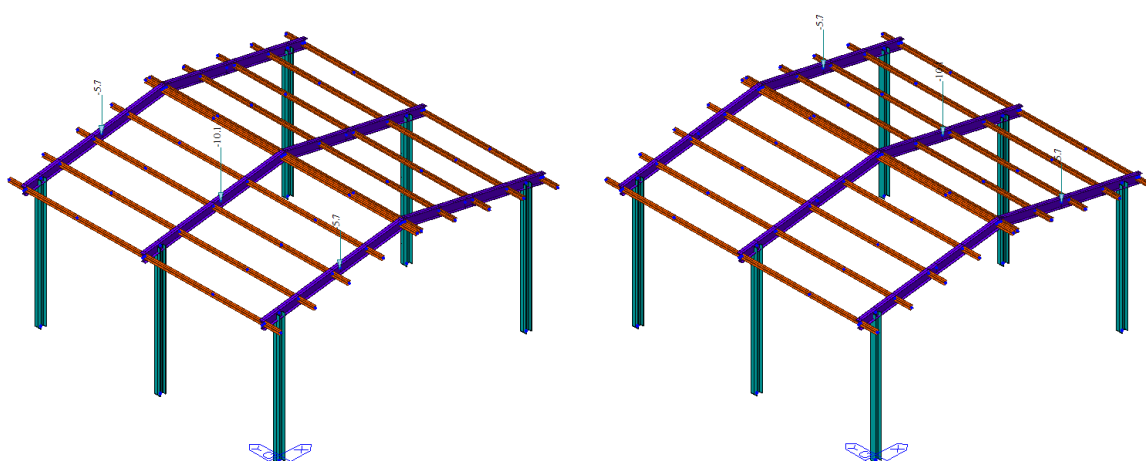
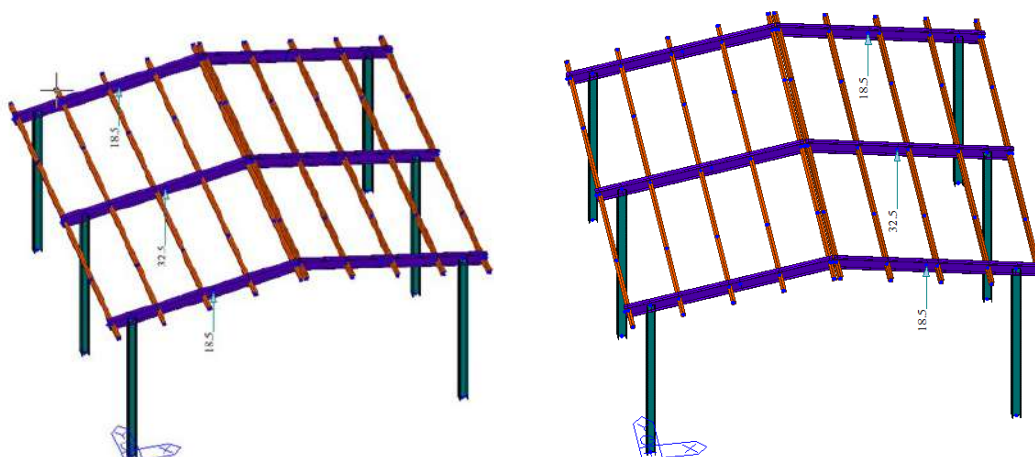
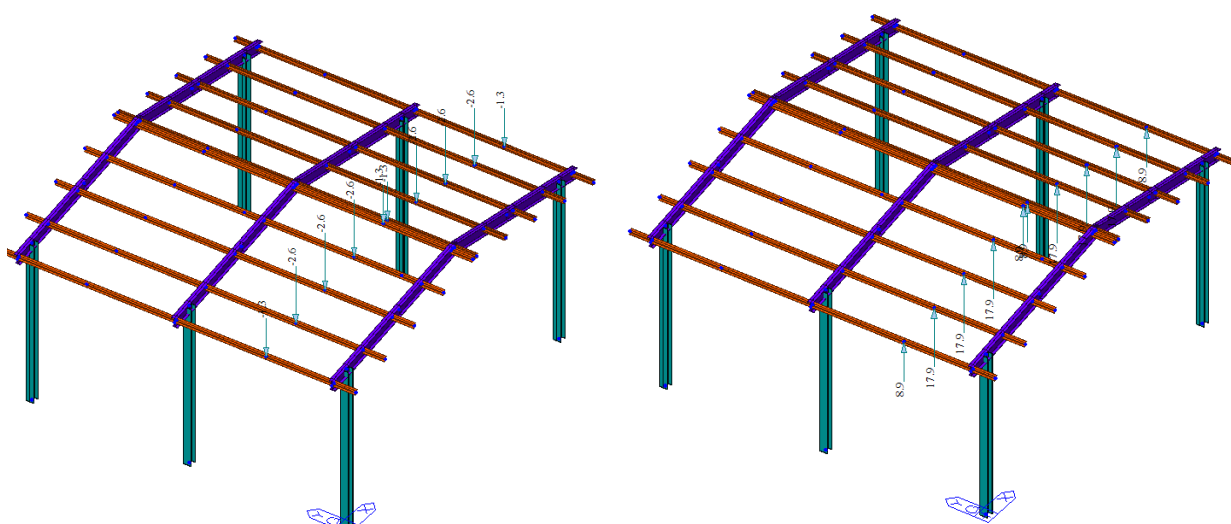


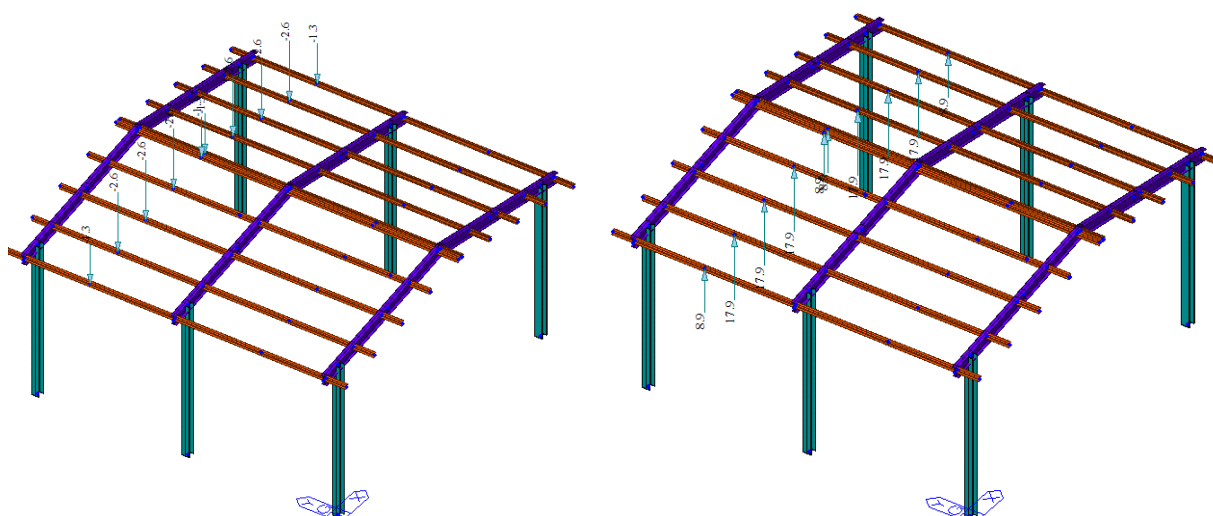
Figura 51 - vento in X (L al colmo) gruppo 1 e gruppo 2



**Figura 52 - vento in X (⊥ al colmo) gruppo 3 e gruppo 4**



**Figura 53 - vento in Y+ (// al colmo) gruppo A e gruppo B**



**Figura 54 - vento in Y- (// al colmo) gruppo C e gruppo D**



Sulla platea di fondazione è stato inserito un pressure load per il sovraccarico di cat. E1.

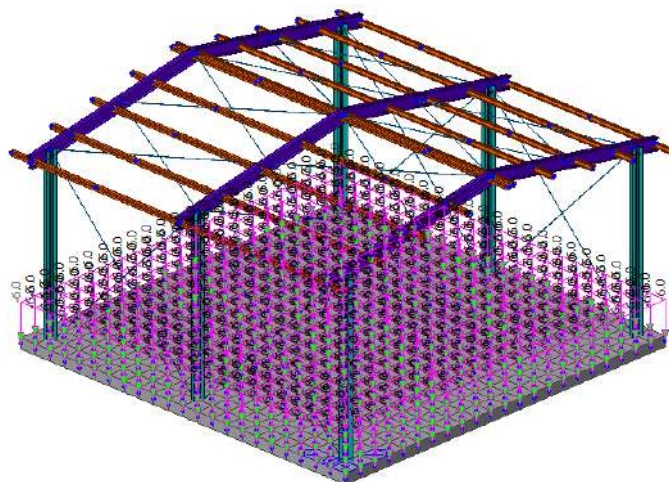


Figura 55 - pressure load

Inoltre, per simulare la presenza di un mezzo pesante sono state inserite due condizioni di carico con il comando "Assign Plane Loads" riportate di seguito:

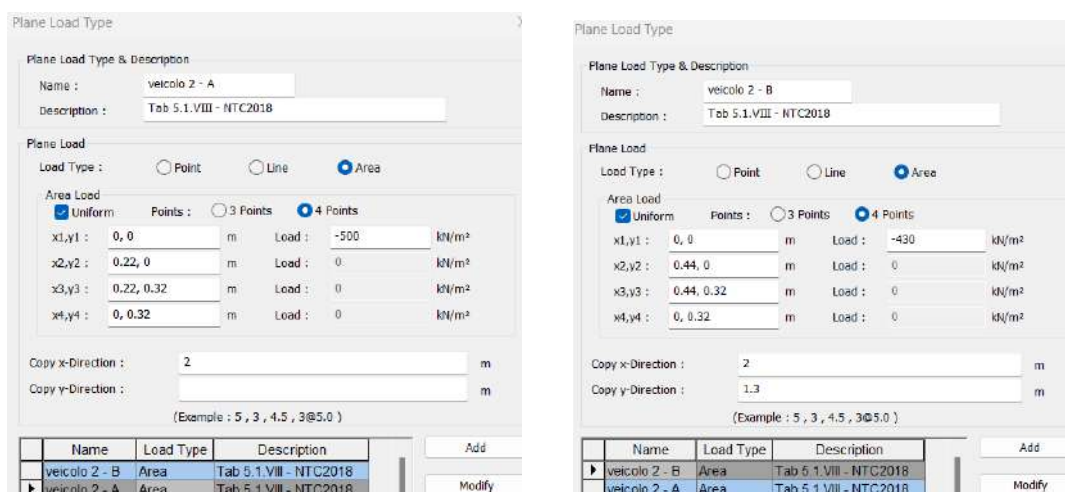


Figura 56 - Assign Plane Loads

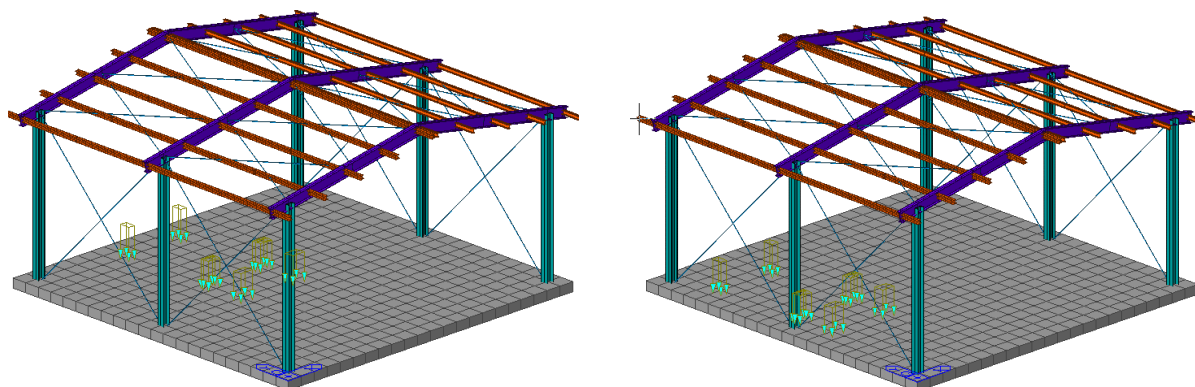


Figura 57 - Q\_veicoli schema 1 e Q\_veicoli schema 2

### 8.2.4.2 Azione del sisma

Dal punto di vista sismico, la struttura viene caricata in Midas Gen mediante i "Dynamic Loads".

In primo luogo, vanno inserite nel software le "RS Functions", ovvero gli spettri di risposta di progetto che si intende utilizzare nella progettazione sismica dell'edificio modellato.

Come si mostra nella seguente schermata del software, copiando e incollando i valori ottenuti dal foglio Excel del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, è possibile inserire lo spettro di risposta di progetto all'interno di Midas Gen.

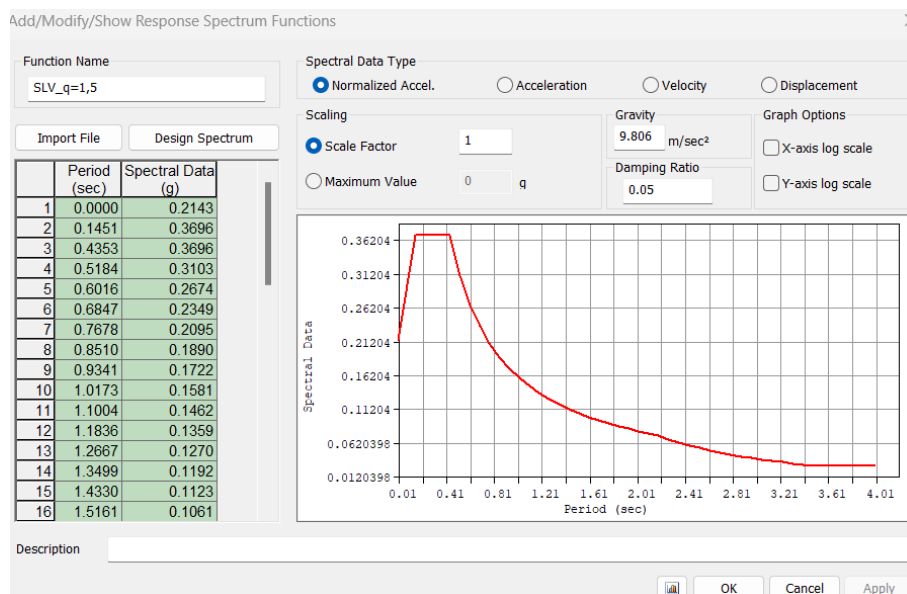


Figura 58 - Spettro di progetto SLV con  $q_{ND}=1,50$  – sisma orizzontale

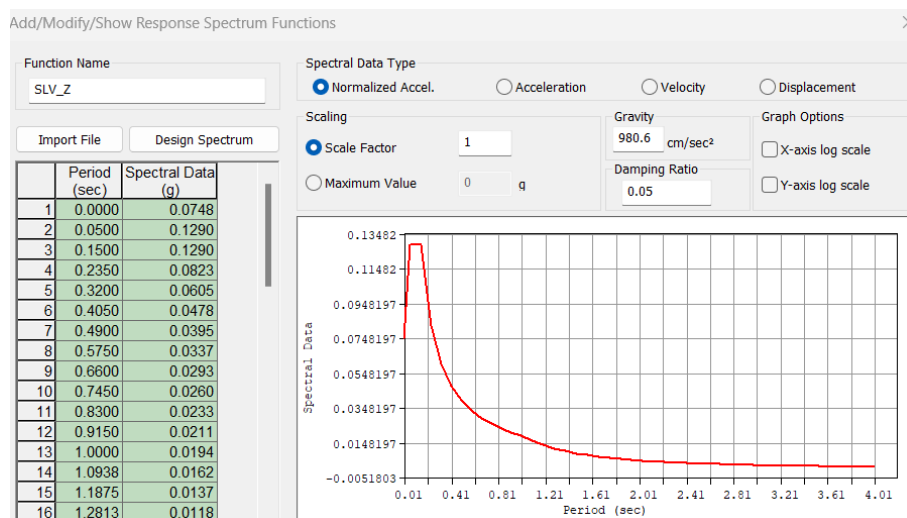
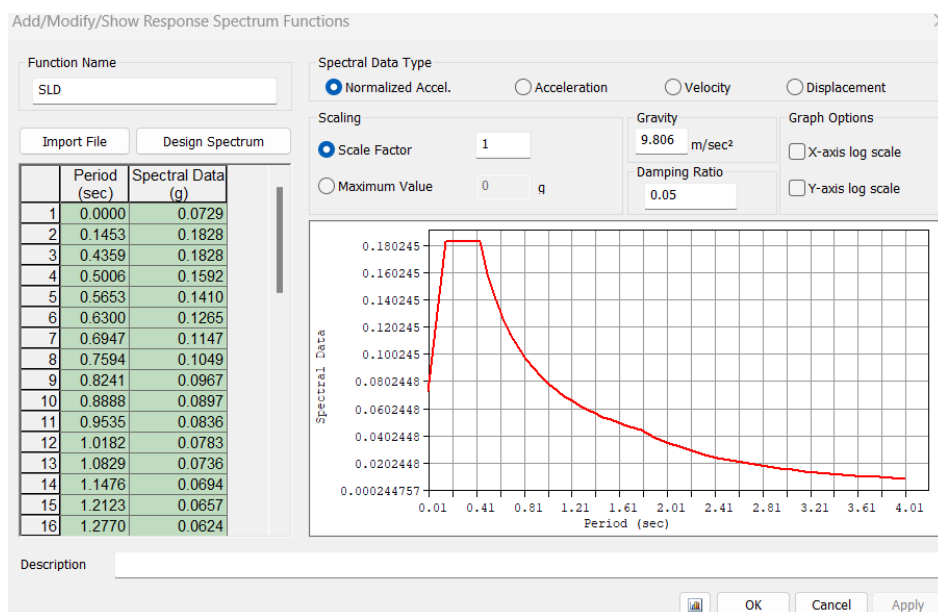
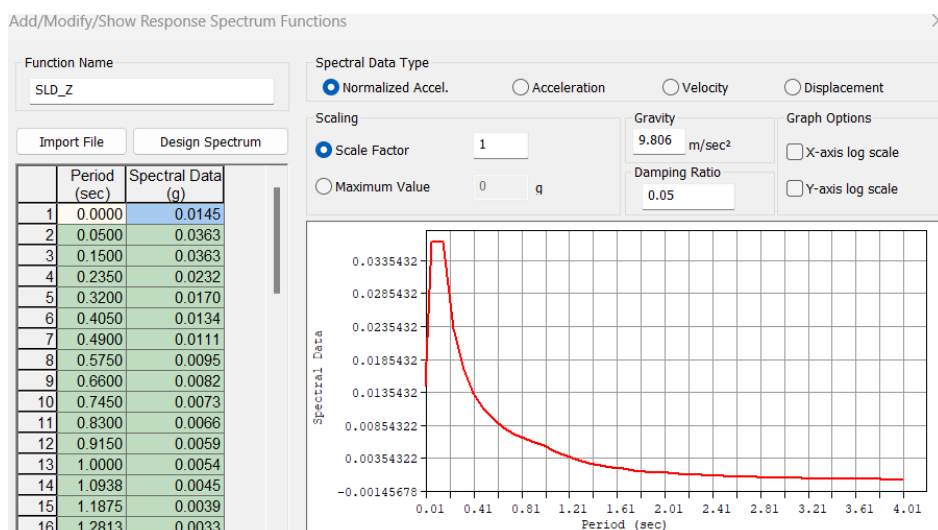


Figura 59 - Spettro di progetto SLV – sisma verticale





**Figura 60 - Spettro di progetto SLD – sisma orizzontale**



**Figura 61 - Spettro di progetto SLD – sisma verticale**

In secondo luogo, è necessario creare all'interno del software le condizioni di carico sismiche. Si provvederà quindi a creare le condizioni di carico sismiche con sisma in direzione X, in direzione Y e in direzione Z, sia per quanto riguarda lo spettro allo SLV sia per quanto riguarda lo spettro allo SLD.

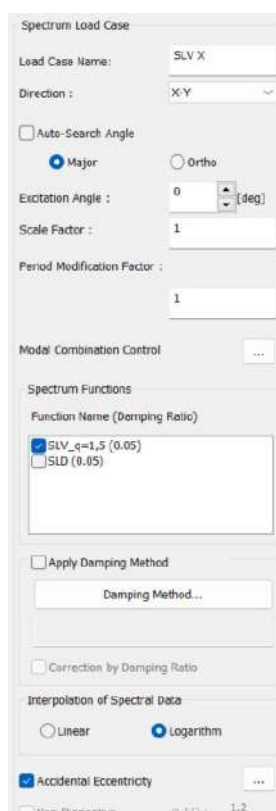


Figura 62 - Condizione di carico con SLV in direzione X

#### 8.2.4.3 Azione della temperatura

Si mostra, come ultima tipologia di carico applicata alla struttura, quella riguardante la variazione di temperatura. Come esplicitato nel capitolo riguardante le azioni variabili (Q), seguendo le indicazioni delle NTC 2018, è necessario considerare per gli elementi strutturali che compongono il nuovo edificio, una variazione di temperatura massima pari a:

$$\Delta T_u$$

$$50 \text{ } ^\circ\text{C}$$

All'interno del software di calcolo Midas Gen, tale azione viene inserita nel modello di calcolo nella sezione Load Type utilizzando Temp./Prestress.

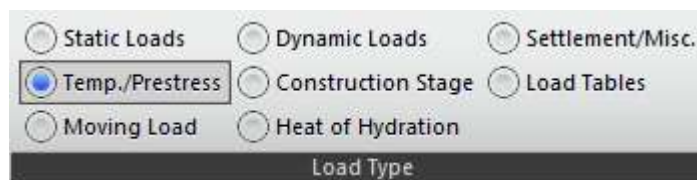


Figura 63 - Load Type - Temp./Prestress

Successivamente, selezionando gli elementi della struttura, si applica con la scheda riportata di seguito la variazione di temperatura desiderata.

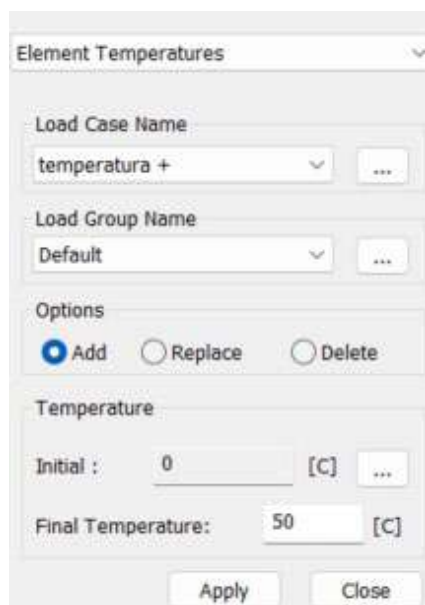


Figura 64 - Inserimento Element temperatures

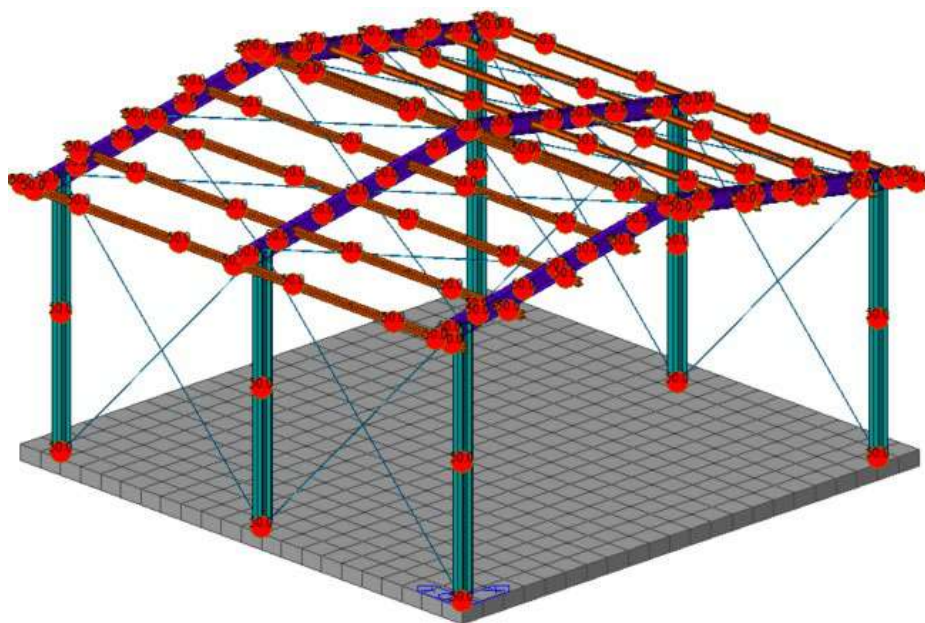
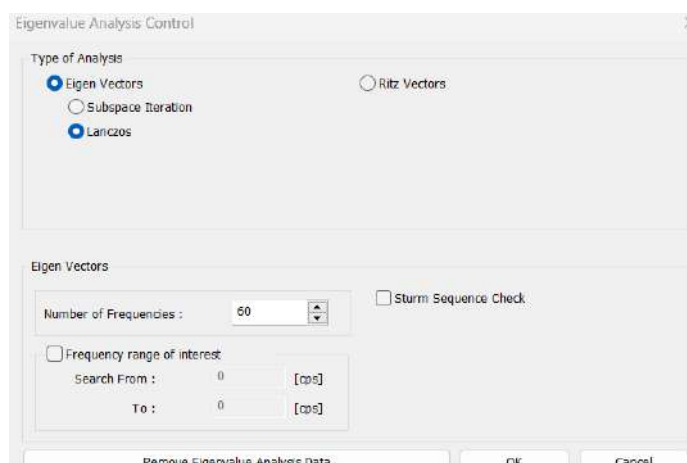


Figura 65 - Element temperatures

### 8.2.5 Impostazioni analisi

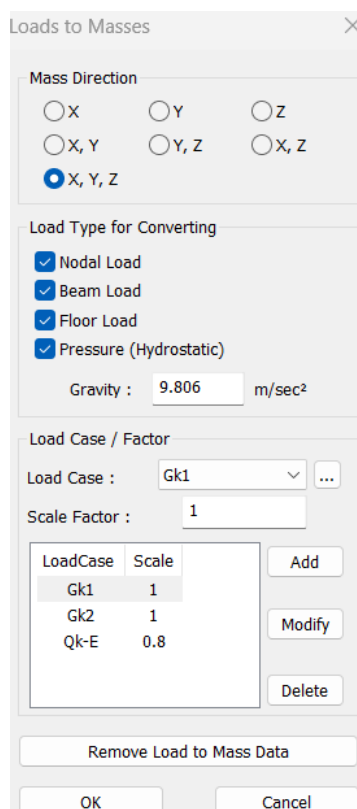
Per quanto riguarda le impostazioni di analisi all'interno di Midas Gen, si mostra nel seguito la schermata utilizzata per il settaggio dell'analisi modale della struttura.

Per la ricerca dei modi di vibrare si sceglie di utilizzare l'algoritmo di Lanczos.



**Figura 66 - Impostazioni analisi modale**

Al fine di condurre un'analisi modale corretta, è fondamentale, prima dell'avvio dei calcoli, la trasformazione dei carichi imposti sulla struttura in masse sismiche. Tale operazione è possibile in Midas Gen mediante la funzione "Loads to Masses". Per impostare la trasformazione da carichi a masse, è necessario assegnare a ogni tipologia di carico il coefficiente corretto relativo alla combinazione sismica, come illustrato nella schermata riportata di seguito.



**Figura 67 - Loads to Masses**

Chiaramente, per le azioni variabili come neve e vento, che non agiscono in concomitanza con l'azione sismica, poiché il coefficiente di combinazione è nullo, non si esegue la trasformazione da carichi a masse sismiche.

## 9 CRITERI DI VERIFICA

Si riportano nel presente capitolo i criteri di verifica adottati per la struttura in oggetto.

In generale, il criterio di verifica fondamentale è quello alla base delle NTC 2018, ovvero il metodo semi-probabilistico agli stati limite. Con tale approccio di verifica, le resistenze di progetto dei materiali ( $R_d$ ) vengono ridotte mediante dei coefficienti parziali di sicurezza e confrontate con azioni di progetto ( $E_d$ ) aumentate a loro volta mediante altri coefficienti di sicurezza.

Le norme ritengono soddisfatte le verifiche degli elementi strutturali laddove si verifichi:

$$E_d \leq R_d$$

### 9.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche riportate nella presente Relazione di Calcolo si basano sui dati di input ottenuti dalle Relazioni Geologica e Geotecnica facenti parte del presente progetto.

La principale verifica geotecnica da effettuarsi nel caso di studio è quella di capacità portante del terreno. I parametri geotecnici utilizzati saranno quelli ottenuti nella Relazione Geotecnica, mentre le sollecitazioni di progetto agenti saranno quelle massime ottenute dalle combinazioni di carico del modello di calcolo Midas Gen.

### 9.2 VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali saranno effettuate in accordo con le normative vigenti (NTC 2018) sia per quanto riguarda gli elementi in acciaio da carpenteria strutturale sia per quanto riguarda gli elementi in c.a. in fondazione e in elevazione.

Le resistenze dei materiali saranno sempre ridotte con i coefficienti parziali di sicurezza previsti da normativa, mentre le sollecitazioni agenti saranno quelle di progetto calcolate mediante le combinazioni definite in Midas Gen.

Sugli elementi in acciaio da carpenteria saranno effettuate verifiche di resistenza agli SLU e verifiche di deformabilità agli SLE.

Sugli elementi in c.a. saranno effettuate verifiche di resistenza agli SLU e verifiche di deformazione, fessurazione e tensionali agli SLE.

Sulla struttura nel suo complesso saranno effettuate inoltre verifiche di deformabilità per l'azione del vento e l'azione sismica.

Si riportano di seguito la Tab. 7.3.III e C7.3.I delle NTC2018 e relativa circolare (§7.3.6), in cui si individuano i requisiti nei confronti degli stati limite da rispettare in base alla classe d'uso e al tipo di elemento:

- Elementi strutturali primari: in termini di resistenza per SLV e in termini di rigidezza per SLD;
- Elementi non strutturali e impianti: in termini di stabilità.

**Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti**

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

<sup>(\*)</sup> Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

<sup>(\*\*)</sup> Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

**Tabella C7.3.I – Stati Limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti: descrizione delle prestazioni e corrispondenti verifiche**

STATI LIMITE		Descrizione della prestazione		ST			NS	IM		Classe d'uso		
				RIG	RES	DUT (SPO)	STA	FUN	STA	I	II	III IV
SLE	SLO	NS	Limitazione del danno degli elementi non strutturali, o delle pareti per le costruzioni di muratura	§ 7.3.6.1								x
		IM	Funzionamento degli impianti					§ 7.3.6.3				x
	SLD	ST	Controllo del danno degli elementi strutturali		§ 7.3.1							x
		NS	Controllo del danno degli elementi non strutturali, o delle pareti per le costruzioni di muratura	§ 7.3.6.1						x	x	
SLU	SLV	ST	Livello di danno degli elementi strutturali coerente con il fattore di comportamento adottato, assenza di rotture fragili e meccanismi locali/globali instabili		§ 7.3.6.1					x	x	x
		NS	Assenza di crolli degli elementi non strutturali pericolosi per l'incolumità, pur in presenza di danni diffusi				§ 7.3.6.3				x	x
		IM	Capacità ultima degli impianti e dei collegamenti						§ 7.3.6.3		x	x

Utilizzando Midas Gen, si svolge la verifica riguardante l'effetto delle non linearità geometriche, come previsto dalle NTC 2018 al § 7.3.1. Si adopera lo strumento "Stability coefficient parameters", in cui si moltiplicano i casi di carico per i relativi coeff. di combinazione e per il fattore di struttura  $q_{ND}$  pari a 1.50.

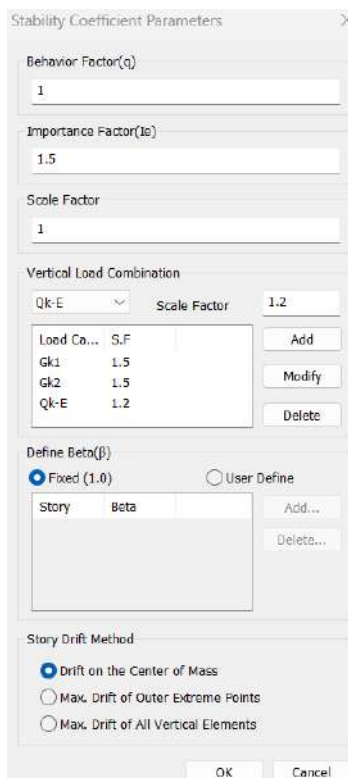


Figura 68 - Stability coefficient parameters

Si ottiene, per i due piani dell'edificio e per le due direzioni principali del sisma, quanto segue:

Load Case	Story	Story Height (m)	Vertical Load (kN)	Story Shear Force (kN)	Modified Story Drift (m)	Beta (β)	Stability Coefficient (θ)	Allowable Limit	Remark	P-Delta Incremental Factor
q=1, Ie=1, Scale Factor=1 Press right mouse button and click 'Set Stability Coefficient Parameters...' menu to change Cd/Ie/Scale Factor/Beta!										
SLV X(RS)	1F	0.88	0.0000	18.0351	0.0000	1.0000	0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV X(RS)	B2	5.15	78.5495	25.4987	0.0000	1.0000	0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV Y(RS)	1F	0.88	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV Y(RS)	B2	5.15	78.5495	0.0001	0.0000	1.0000	0.0000	0.3000	OK	1.0000

Figura 69 - Determinazione del fattore  $\theta$  in X

Load Case	Story	Story Height (m)	Vertical Load (kN)	Story Shear Force (kN)	Modified Story Drift (m)	Beta (β)	Stability Coefficient (θ)	Allowable Limit	Remark	P-Delta Incremental Factor
q=1, Ie=1, Scale Factor=1 Press right mouse button and click 'Set Stability Coefficient Parameters...' menu to change Cd/Ie/Scale Factor/Beta!										
SLV X(R)	1F	0.88	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV X(R)	B2	5.15	78.5495	0.0001	0.0000	1.0000	0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV Y(R)	1F	0.88	0.0000	18.6065	0.0000	1.0000	0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV Y(R)	B2	5.15	78.5495	24.5495	0.0000	1.0000	0.0000	0.3000	OK	1.0000

Figura 70 - Determinazione del fattore  $\theta$  in Y

Come osservabile, il fattore  $\theta$  risulta ampiamente al di sotto del limite di 0.10. Per tale motivo, nelle successive valutazioni strutturali gli effetti delle non linearità geometriche potranno essere trascurati.



## 10 RISULTATI DELLE ANALISI

Si riportano in questo capitolo della Relazione di Calcolo i risultati ottenuti dalle analisi condotte sui modelli Midas Gen impostati e le verifiche condotte sui principali elementi strutturali.

### 10.1 ANALISI MODALE

In questo paragrafo si riportano i risultati principali riguardanti l'analisi modale condotta sul modello strutturale di calcolo. Nel seguito si riporta la tabella con indicazione delle frequenze e dei periodi dei modi di vibrare, la tabella con indicazione delle percentuali delle masse modali partecipanti ai vari modi di vibrare e si mostrano i modi di vibrare più significativi della struttura con le loro caratteristiche (immagini con la platea di fondazione spenta per maggiore chiarezza).

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS							
	Mode No	Frequency (rad/sec)	Frequency (cycle/sec)	Period (sec)	Tolerance		
	1	24.5999	3.9152	0.2554	0.0000e+00		
	2	43.7317	6.9601	0.1437	0.0000e+00		
	3	50.4295	8.0261	0.1246	0.0000e+00		
	4	53.6884	8.5448	0.1170	0.0000e+00		
	5	67.0426	10.6702	0.0937	0.0000e+00		
	6	84.4810	13.4456	0.0744	0.0000e+00		
	7	90.5084	14.4049	0.0694	0.0000e+00		
	8	91.6892	14.5928	0.0685	0.0000e+00		
	9	92.0452	14.6495	0.0683	0.0000e+00		
	10	92.2694	14.6851	0.0681	0.0000e+00		
	11	92.8937	14.7845	0.0676	0.0000e+00		
	12	95.8777	15.2594	0.0655	0.0000e+00		
	13	100.0133	15.9176	0.0628	0.0000e+00		
	14	101.0628	16.0846	0.0622	0.0000e+00		
	15	101.2131	16.1086	0.0621	0.0000e+00		
	16	105.9413	16.8611	0.0593	0.0000e+00		
	17	106.0323	16.8756	0.0593	0.0000e+00		
	18	107.3596	17.0868	0.0585	0.0000e+00		
	19	107.5405	17.1156	0.0584	0.0000e+00		
	20	108.2016	17.2208	0.0581	0.0000e+00		
	21	108.4330	17.2577	0.0579	0.0000e+00		
	22	109.8079	17.4765	0.0572	0.0000e+00		
	23	110.8758	17.6464	0.0567	0.0000e+00		
	24	110.9632	17.6603	0.0566	0.0000e+00		
	25	112.0431	17.8322	0.0561	0.0000e+00		
	26	112.2665	17.8678	0.0560	0.0000e+00		
	27	112.2785	17.8697	0.0560	0.0000e+00		
	28	113.5096	18.0656	0.0554	0.0000e+00		
	29	114.4254	18.2114	0.0549	0.0000e+00		
	30	115.7664	18.4248	0.0543	0.0000e+00		
	31	116.7744	18.5852	0.0538	0.0000e+00		
	32	117.7420	18.7392	0.0534	0.0000e+00		
	33	120.5139	19.1804	0.0521	0.0000e+00		
	34	121.2046	19.2903	0.0518	0.0000e+00		
	35	121.7096	19.3707	0.0516	0.0000e+00		
	36	122.0264	19.4211	0.0515	0.0000e+00		
	37	124.6923	19.8454	0.0504	0.0000e+00		
	38	124.7922	19.8613	0.0503	0.0000e+00		
	39	128.9560	20.5240	0.0487	0.0000e+00		
	40	129.4036	20.5952	0.0486	0.0000e+00		



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	99.3579	99.3579	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1391	0.1391	0.0000	0.0000
2	0.0000	99.3579	66.5770	66.5770	0.0000	0.0000	27.0338	27.0338	0.0000	0.1391	0.0000	0.0000
3	0.0000	99.3579	0.0000	66.5770	63.1431	63.1431	0.0000	27.0338	0.0000	0.1391	0.0000	0.0000
4	0.0000	99.3579	0.0000	66.5770	0.0000	63.1431	0.0000	27.0338	0.0000	0.1391	91.5967	91.5967
5	0.0000	99.3579	28.3399	94.9170	0.0000	63.1431	29.5853	56.6191	0.0000	0.1391	0.0000	91.5967
6	0.0000	99.3579	0.0000	94.9170	3.1495	66.2925	0.0000	56.6191	0.0000	0.1391	0.0000	91.5968
7	0.0000	99.3579	0.0001	94.9171	0.0000	66.2925	0.0016	56.6207	0.0002	0.1393	1.6577	93.2545
8	0.0000	99.3579	0.2113	95.1283	0.0000	66.2925	1.6273	58.2480	0.0001	0.1394	0.0122	93.2667
9	0.0000	99.3579	0.0022	95.1306	0.0000	66.2925	0.0114	58.2594	0.0000	0.1395	0.0258	93.2926
10	0.0000	99.3579	0.0563	95.1868	0.0000	66.2926	0.4826	58.7420	0.0006	0.1401	0.0620	93.3545
11	0.0000	99.3579	0.0162	95.2030	0.0000	66.2926	0.1000	58.8420	0.0004	0.1405	0.0173	93.3718
12	0.0000	99.3579	0.1375	95.3406	0.0000	66.2926	0.0931	58.9351	0.0013	0.1417	0.0002	93.3720
13	0.0015	99.3594	0.0000	95.3406	0.0000	66.2926	0.0001	58.9352	54.4560	54.5977	0.0000	93.3720
14	0.0000	99.3594	0.0000	95.3406	0.0000	66.2926	0.0000	58.9352	0.0001	54.5978	0.0896	93.4616
15	0.0000	99.3594	0.4116	95.7522	0.0000	66.2926	3.2710	62.2062	0.0006	54.5984	0.0000	93.4616
16	0.0000	99.3594	0.0535	95.8057	0.0000	66.2926	0.1770	62.3832	0.0000	54.5984	0.0000	93.4616
17	0.0000	99.3594	0.0000	95.8057	0.0000	66.2926	0.0000	62.3832	0.0000	54.5984	0.0314	93.4930
18	0.0000	99.3594	0.0708	95.8765	0.0000	66.2926	0.3063	62.6895	0.0000	54.5984	0.0000	93.4930
19	0.0000	99.3594	0.0000	95.8765	0.0000	66.2926	0.0000	62.6895	0.0000	54.5985	0.0020	93.4950
20	0.0000	99.3594	0.0014	95.8779	0.0000	66.2926	0.0065	62.6960	0.0005	54.5989	0.0036	93.4985
21	0.0000	99.3594	0.0519	95.9298	0.0000	66.2926	0.2589	62.9548	0.0001	54.5990	0.0001	93.4986
22	0.0000	99.3594	0.0000	95.9298	0.0000	66.2926	0.0000	62.9548	0.0000	54.5990	0.5194	94.0180
23	0.0002	99.3596	0.0000	95.9298	0.0000	66.2926	0.0000	62.9548	0.0010	54.6000	0.0000	94.0180
24	0.0000	99.3596	0.0000	95.9298	0.0149	66.3075	0.0000	62.9548	0.0000	54.6000	0.0000	94.0180
25	0.0000	99.3597	0.0000	95.9298	0.0000	66.3075	0.0000	62.9548	0.0177	54.6177	0.0000	94.0180
26	0.0000	99.3597	0.0005	95.9303	0.0002	66.3078	0.0018	62.9566	0.0000	54.6177	0.0000	94.0180
27	0.0000	99.3597	0.2159	96.1462	0.0000	66.3078	0.8076	63.7642	0.0000	54.6177	0.0000	94.0180
28	0.0000	99.3597	0.0000	96.1462	0.8431	67.1509	0.0000	63.7642	0.0000	54.6177	0.0000	94.0180
29	0.0000	99.3597	0.0000	96.1462	0.0000	67.1509	0.0000	63.7642	0.0000	54.6177	0.5348	94.5528
30	0.0000	99.3597	0.3941	96.5404	0.0000	67.1509	1.2135	64.9777	0.0000	54.6177	0.0000	94.5528
31	0.0043	99.3640	0.0000	96.5404	0.0000	67.1509	0.0000	64.9777	0.0441	54.6618	0.0000	94.5528
32	0.0000	99.3640	0.0000	96.5404	0.0000	67.1509	0.0000	64.9777	0.0000	54.6618	0.1600	94.7128
33	0.0000	99.3640	0.0000	96.5404	4.3854	71.5363	0.0000	64.9777	0.0001	54.6619	0.0000	94.7128
34	0.0000	99.3640	0.0018	96.5422	0.0000	71.5363	0.0045	64.9822	0.0001	54.6620	0.0000	94.7128
35	0.0002	99.3642	0.0000	96.5422	0.0002	71.5364	0.0000	64.9822	0.1305	54.7925	0.0000	94.7128
36	0.0000	99.3642	0.0000	96.5422	4.8086	76.3450	0.0000	64.9822	0.0009	54.7933	0.0000	94.7128
37	0.0900	99.4542	0.0000	96.5422	0.3452	76.6903	0.0000	64.9822	8.6148	63.4081	0.0000	94.7128
38	0.0416	99.4957	0.0000	96.5422	0.9177	77.6080	0.0000	64.9823	3.9837	67.3918	0.0000	94.7128
39	0.0006	99.4963	0.0000	96.5422	0.3306	77.9386	0.0000	64.9823	0.0190	67.4108	0.0000	94.7128
40	0.0046	99.5009	0.0000	96.5422	0.0832	78.0218	0.0000	64.9823	0.2231	67.6339	0.0000	94.7128
41	0.1226	99.6235	0.0000	96.5422	0.0076	78.0294	0.0000	64.9823	8.9803	76.6143	0.0000	94.7128
42	0.0002	99.6237	0.0000	96.5422	0.7933	78.8227	0.0000	64.9823	0.0111	76.6254	0.0000	94.7128
43	0.0000	99.6237	0.0000	96.5422	3.7495	82.5722	0.0000	64.9823	0.0006	76.6260	0.0000	94.7128
44	0.0265	99.6502	0.0000	96.5422	0.0002	82.5725	0.0000	64.9823	0.0944	76.7204	0.0000	94.7129
45	0.0006	99.6508	0.0000	96.5422	0.0000	82.5725	0.0000	64.9823	0.0106	76.7310	0.0000	94.7129
46	0.0024	99.6532	0.0000	96.5422	0.0000	82.5725	0.0000	64.9823	6.8706	83.6016	0.0000	94.7129
47	0.0000	99.6532	0.0000	96.5422	0.0000	82.5725	0.0000	64.9823	0.0000	83.6016	0.3122	95.0250
48	0.0000	99.6532	0.0103	96.5525	0.0000	82.5725	4.7156	69.6979	0.0000	83.6016	0.0000	95.0250
49	0.0000	99.6532	0.0000	96.5525	1.0730	83.6455	0.0000	69.6979	0.0000	83.6016	0.0000	95.0250
50	0.0009	99.6541	0.0000	96.5525	0.0000	83.6455	0.0000	69.6979	6.9231	90.5247	0.0028	95.0278
51	0.0000	99.6541	0.0000	96.5525	0.0000	83.6455	0.0000	69.6979	0.0094	90.5341	1.7137	96.7415
52	0.0000	99.6541	0.0000	96.5525	0.0000	83.6455	0.0000	69.6979	0.0001	90.5342	2.3370	99.0786
53	0.0000	99.6541	0.0022	96.5547	0.0000	83.6455	0.3421	70.0400	0.0000	90.5342	0.0000	99.0786
54	0.0000	99.6541	0.0000	96.5547	0.0000	83.6455	0.0000	70.0400	0.0000	90.5342	0.2421	99.3207
55	0.0009	99.6551	0.0000	96.5547	0.0000	83.6456	0.0000	70.0400	0.3932	90.9274	0.0000	99.3207
56	0.0000	99.6551	0.0000	96.5547	15.5126	99.1582	0.0000	70.0401	0.0000	90.9274	0.0000	99.3207
57	0.0000	99.6551	3.1775	99.7322	0.0000	99.1582	28.2052	98.2453	0.0000	90.9274	0.0000	99.3207
58	0.3194	99.9744	0.0000	99.7322	0.0000	99.1582	0.0000	98.2453	8.7011	99.6285	0.0000	99.3207
59	0.0000	99.9744	0.0000	99.7322	0.0000	99.1582	0.0000	98.2453	0.0000	99.6285	0.5468	99.8675
60	0.0000	99.9744	0.0000	99.7322	0.2226	99.3808	0.0000	98.2453	0.0000	99.6285	0.0000	99.8675

Come osservabile dalla tabella soprastante, si ha un'eccitazione delle masse sismiche maggiore del 85% nelle direzioni X, Y e Z nella rotazione intorno a Z, come richiesto dalle NTC 2018 al §7.3.3.1.

Di seguito si riportano i modi di vibrare principali (riquadro blu). Si è spenta la platea per maggiore chiarezza.

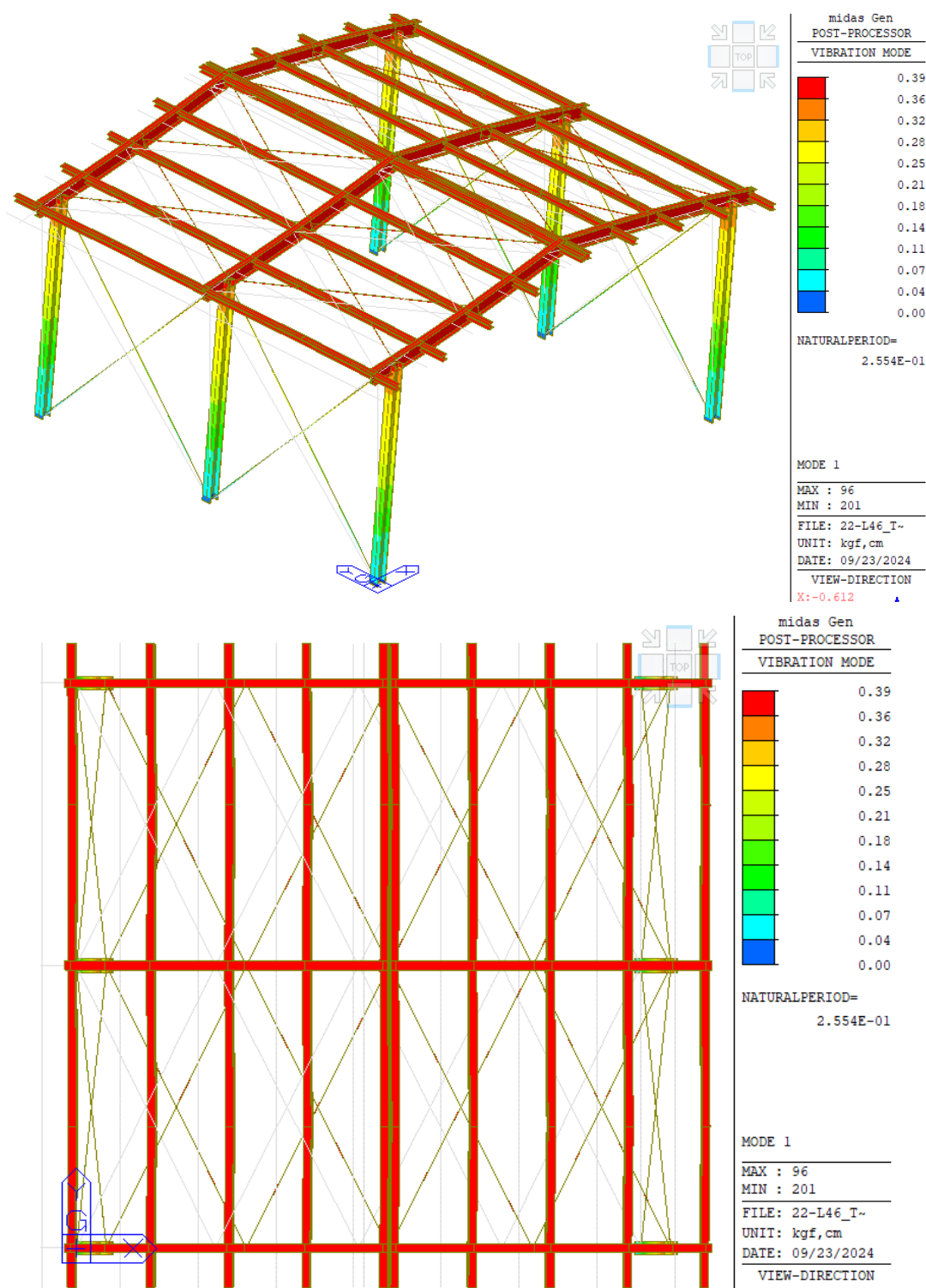


Figura 71 - Modo 1 – traslazionale in X con  $M_x = 99,36\%$



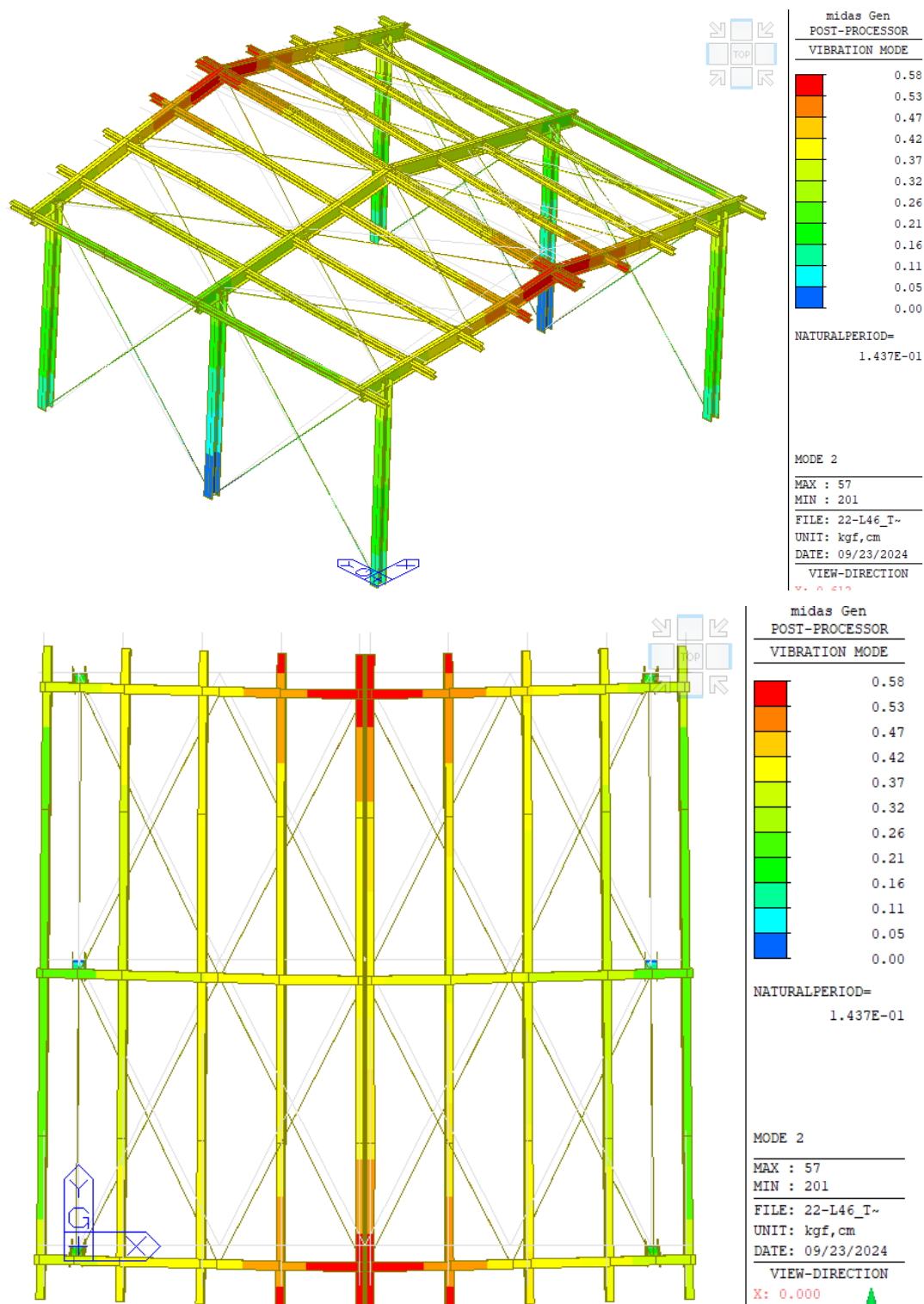
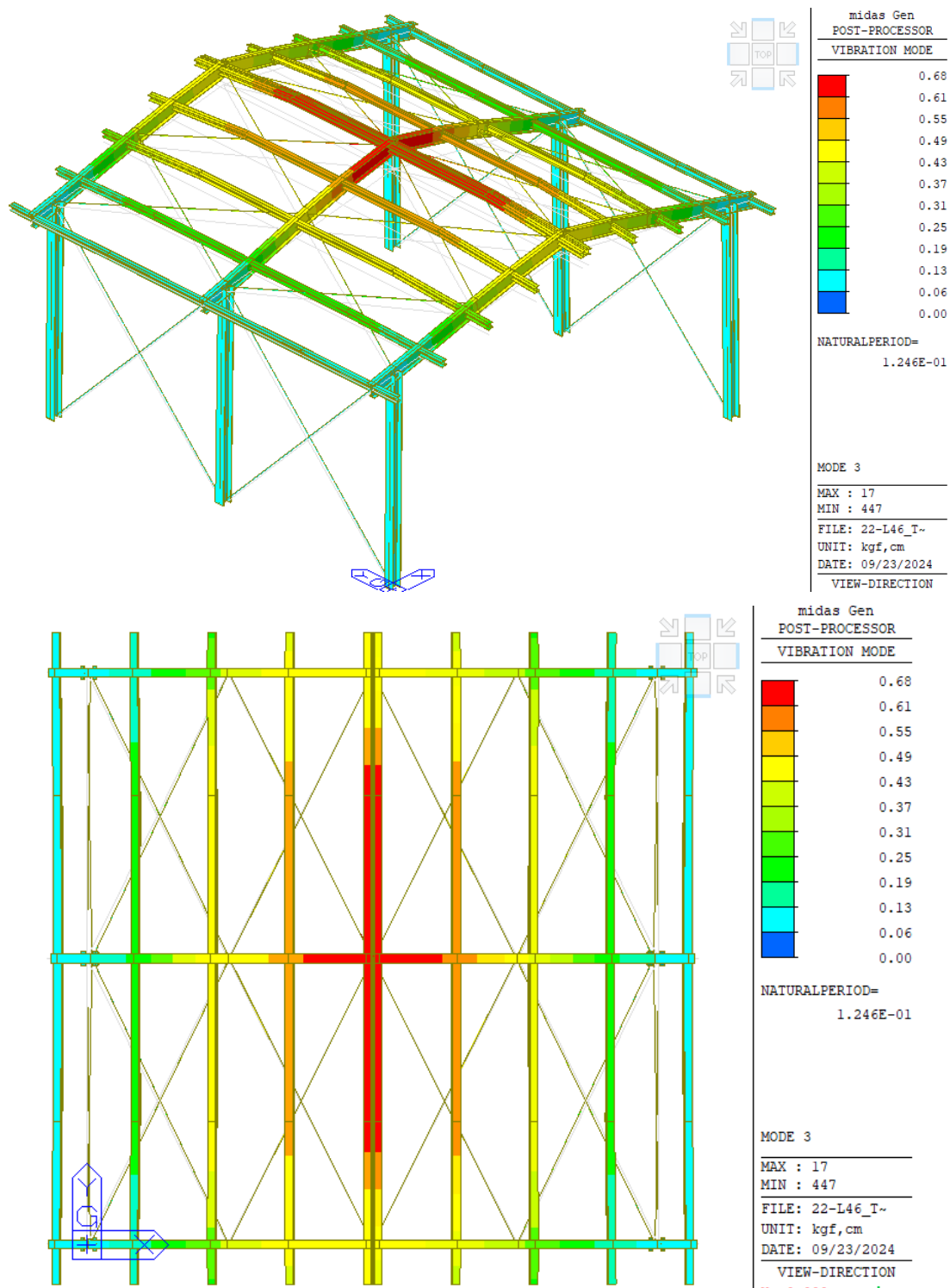
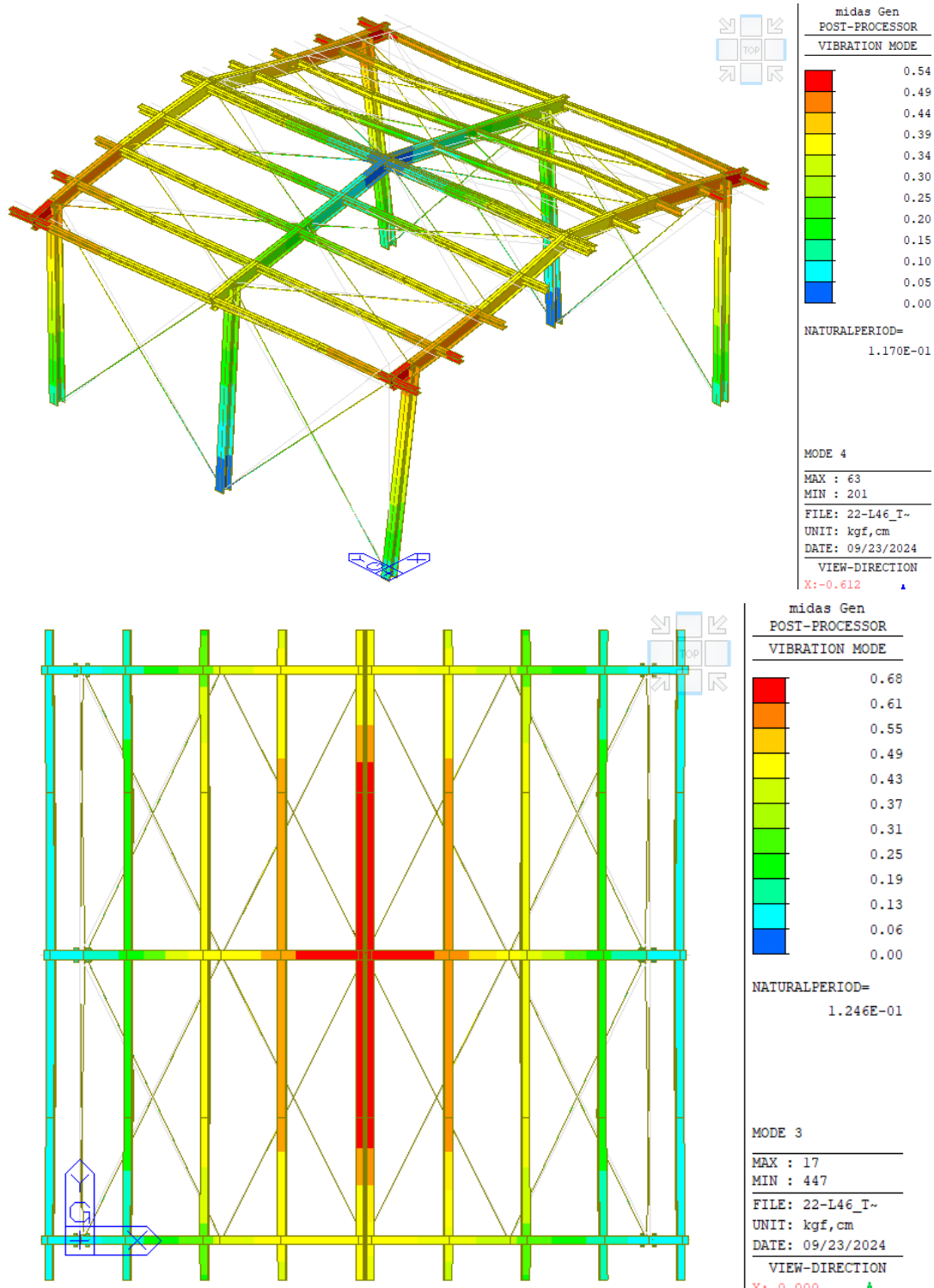


Figura 72 - Modo 2 – traslazionale in Y con  $M_y = 66,58\%$



**Figura 73 - Modo 3 – traslazione in Z con  $M_z = 63,14\%$**



**Figura 74 - Modo 4 – rotazionale in Z con  $M_z = 91,60\%$**

## 10.2 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano in questo paragrafo i principali risultati riguardanti le sollecitazioni sugli elementi strutturali. Per brevità si sceglie di riportare soltanto i risultati più significativi delle sollecitazioni.

### 10.2.1 Sollecitazioni allo SLU

Al fine di mostrare una distribuzione realistica delle sollecitazioni, si sceglie di mostrare i risultati per una combinazione di carico specifica allo SLU significativa, piuttosto che mostrare gli inviluppi delle sollecitazioni.

#### 10.2.1.1 Pilastri HEA240

Di seguito si riportano le sollecitazioni per la combinazione SLU\_35.

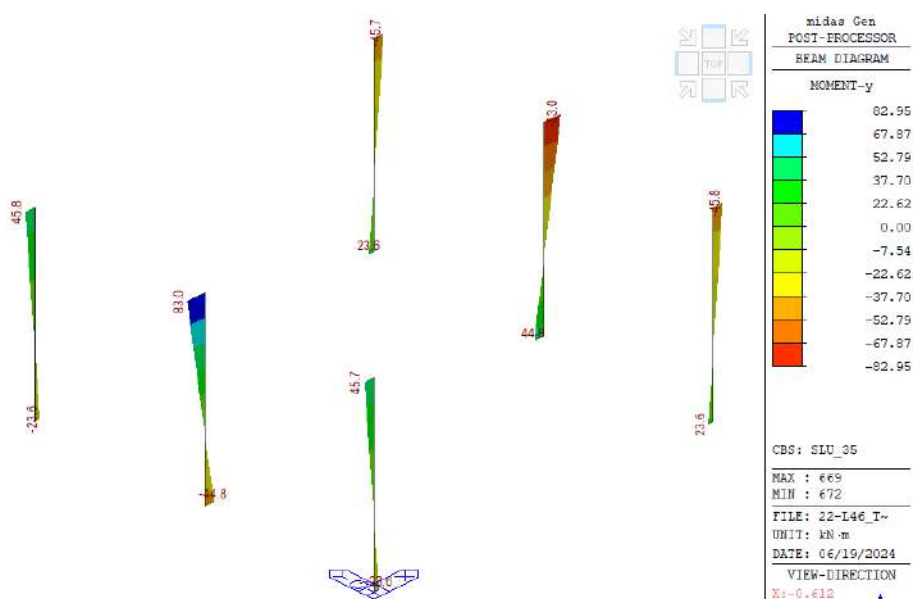


Figura 75 - Momento flettente  $M_y$

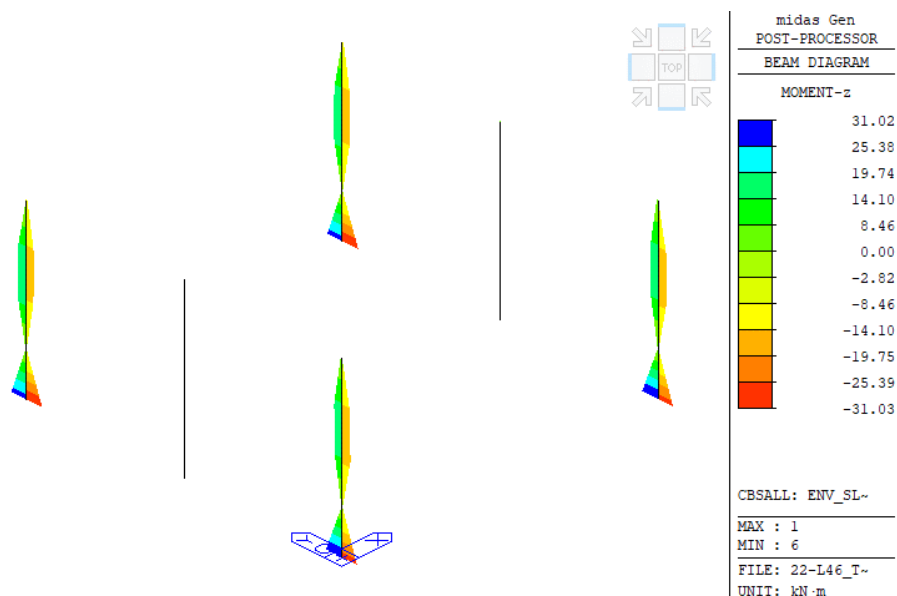


Figura 76 - Momento flettente  $M_z$



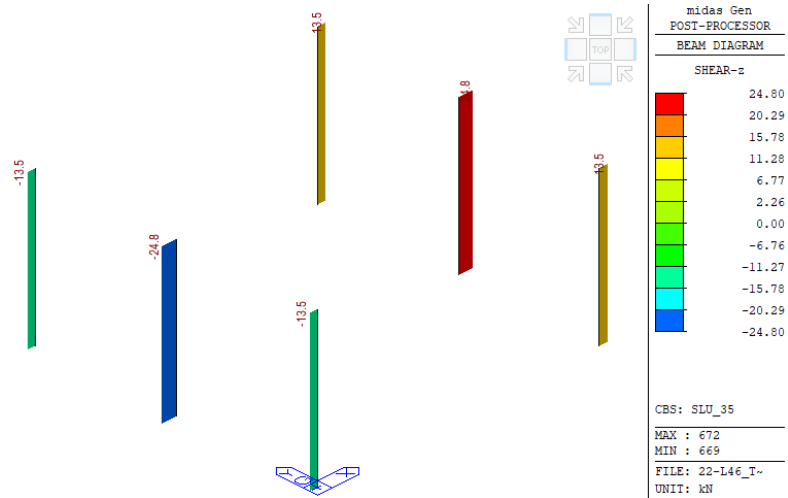


Figura 77 - Taglio Fz

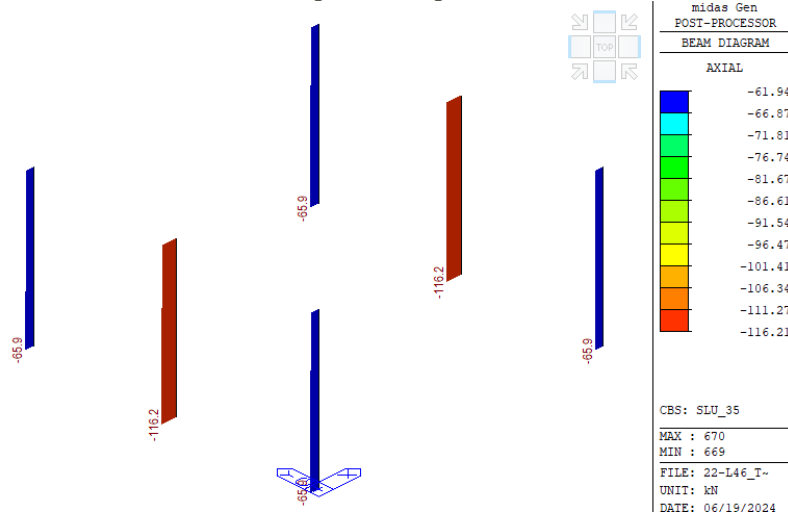


Figura 78 - Sforzo normale Fx

### 10.2.1.2 Travi principali IPE330

Di seguito si riportano le sollecitazioni per la combinazione SLU\_35.

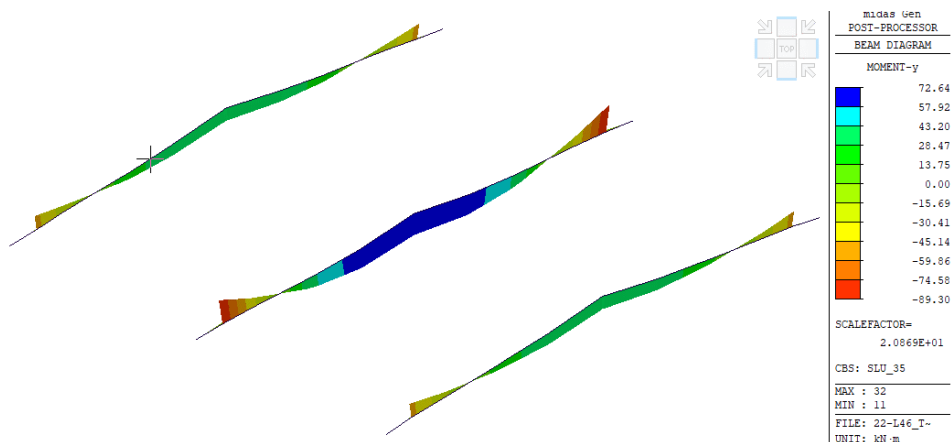


Figura 79 - Momento flettente  $M_y$

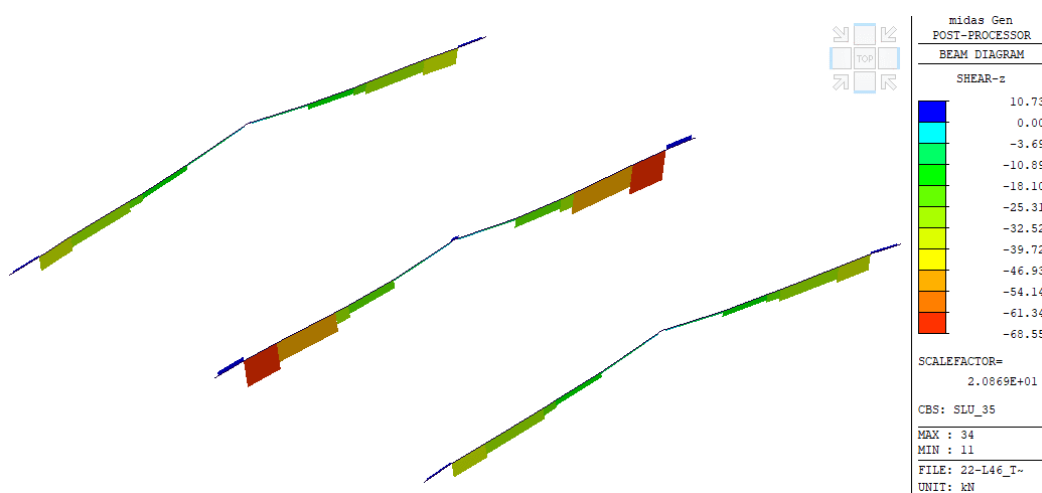


Figura 80 - Taglio  $F_z$

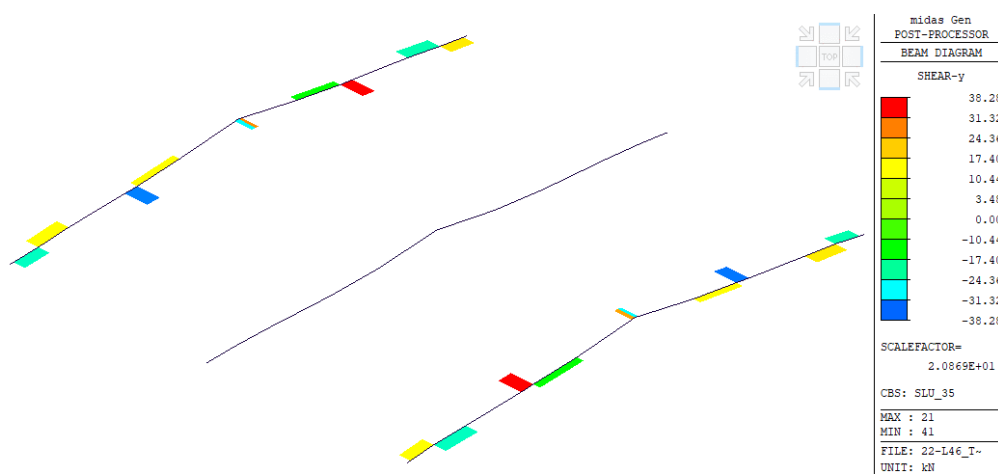


Figura 81 - Taglio  $F_y$

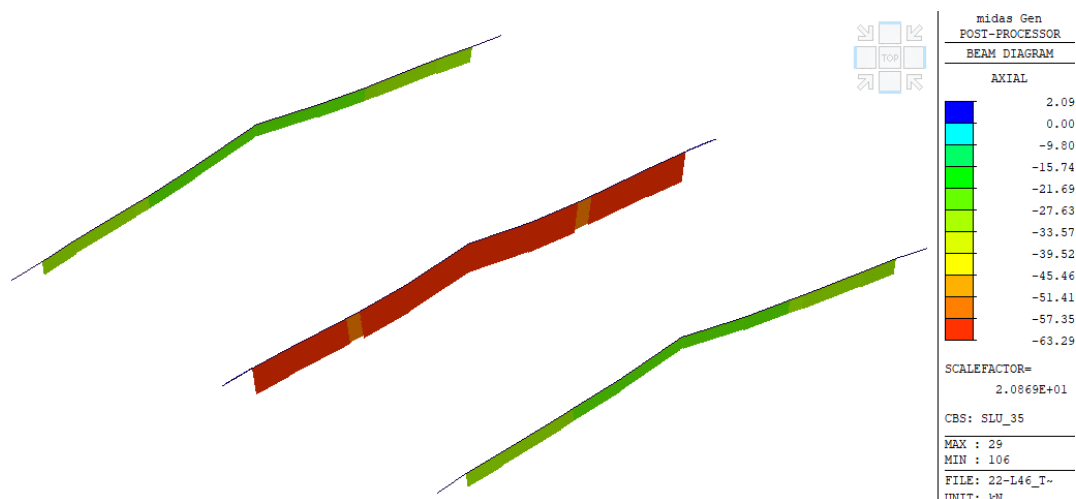


Figura 82 - Sforzo normale Fx

### Validazione

Di seguito si riporta un calcolo manuale al fine di validare le sollecitazioni ottenute con il software.

Considerando la combinazione SLU\_35 si confronta il momento e il taglio sulla trave principale centrale. La combinazione SLU\_35 è così fatta:

$$1,3 \cdot g_{k1} + 1,5 \cdot g_{k2} + 1,5 \cdot q_{k,neve} + 1,5 \cdot q_{k,E} + 0,9 \cdot Q_{vento,1} + 0,9 \cdot Q_{vento,2} + 1,5 \cdot Q_{temp.}$$

Di seguito si esplicitano le forze amplificate:

Peso proprio IPE330  $g_{k1} = 0,49 \text{ kN/m}$

Peso portato (applicato in corrispondenza degli arcarecci)

$$g_{k2,mezzo} = 0,10 \cdot 1,40 \cdot 10/2 = 0,70 \text{ kN}$$

Carico della neve (applicato in corrispondenza degli arcarecci)

$$Q_{neve,mezzo} = 1,20 \cdot 1,40 \cdot 10/2 = 8,40 \text{ kN}$$

Azioni del vento

$$Q_{vento,1} = 10,06 \text{ kN}$$

$$Q_{vento,2} = 10,06 \text{ kN}$$

Il variabile sulla platea  $q_{k,E}$  non si è considerato. Anche la temperatura non è stata presa in conto in quanto per le sollecitazioni di momento e taglio non incide significativamente.

Di seguito si riporta lo schema di carico considerato e il momento e il taglio calcolati con l'applicativo Ftool.

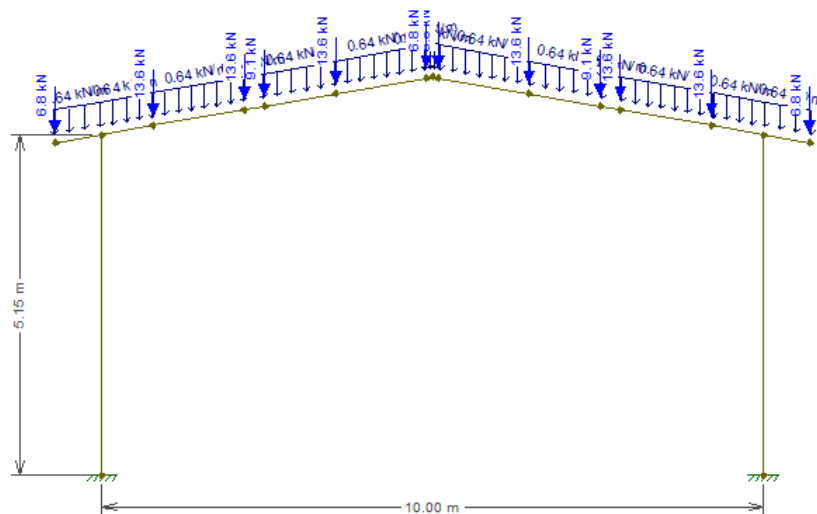


Figura 83 - schema di carico

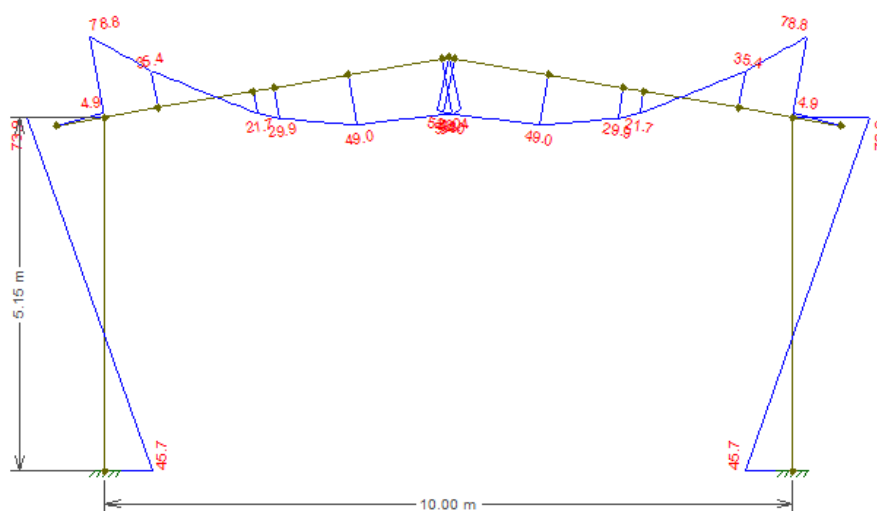


Figura 84 - momento sollecitante

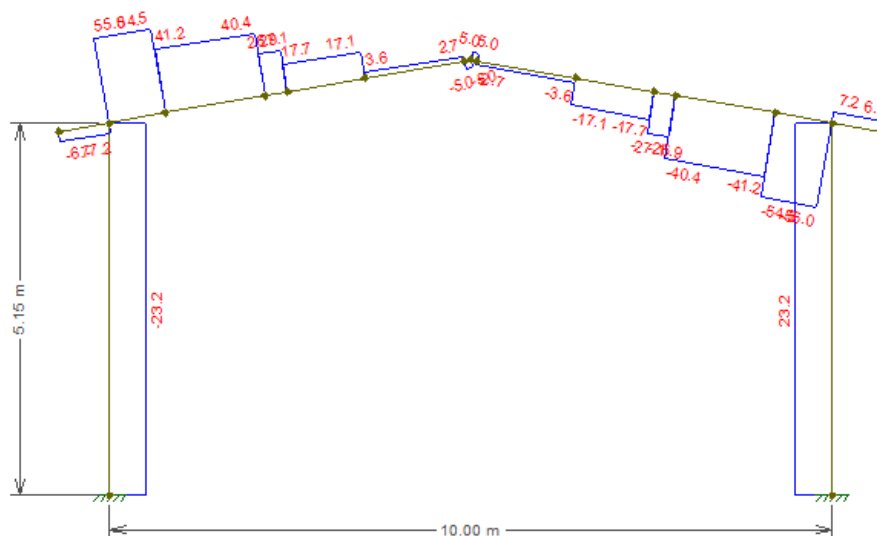


Figura 85 - taglio sollecitante



Confrontando tali valori con quanto riportato sopra si ha:

Momento sollecitante Midas Gen	$M_{Midas} =$	89,30	kNm
Momento sollecitante Ftool	$M_{Ftool} =$	78,80	kNm
Taglio sollecitante Midas Gen	$V_{Midas} =$	68,55	kNm
Taglio sollecitante Ftool	$V_{Ftool} =$	55,84	kNm

La discrepanza tra i valori ottenuti con il software di calcolo e quelli derivanti dai calcoli manuali è attribuibile a diversi fattori. In primo luogo, lo schema di carico su Ftool non tiene conto dell'effetto dei telai adiacenti, e le travi secondarie potrebbero trasferire le azioni alla trave principale in maniera leggermente diversa rispetto a quanto ipotizzato nel modello manuale. Inoltre, alla base dei pilastri, nel calcolo manuale sono stati considerati incastri rigidi, mentre nel modello realizzato con Midas Gen è presente una platea che si deforma, consentendo una leggera rotazione dei pilastri, fenomeno non considerato nel calcolo manuale per la sua complessità di modellazione.

La differenza tra i risultati è comunque contenuta, e i valori ottenuti dal modello numerico risultano essere più elevati, garantendo quindi un approccio cautelativo. Inoltre, gli andamenti delle sollecitazioni risultano essere coerenti con quelli forniti dal software. Infine va precisato che, pur essendo un contributo minimo, l'effetto della temperatura non è stato considerato nelle analisi.

### 10.2.1.3 Travi secondarie HEA140

Di seguito si riportano le sollecitazioni per la combinazione SLU<sub>16</sub>.

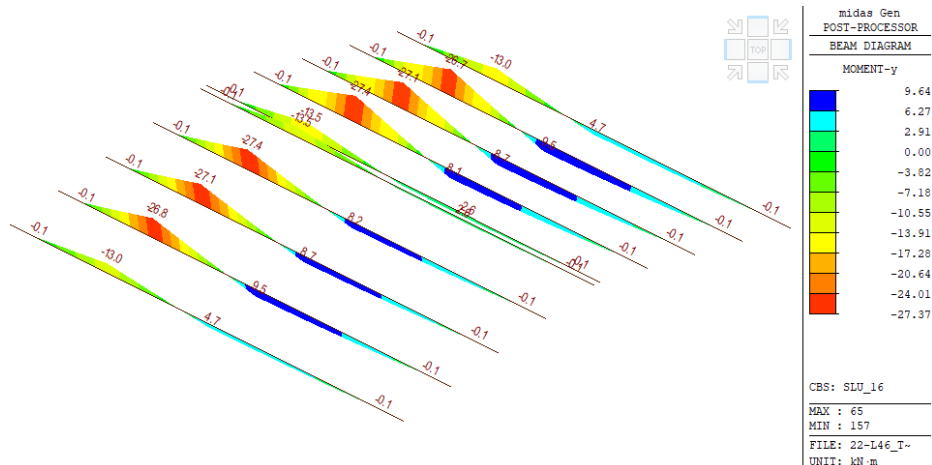


Figura 86 - Momento flettente  $M_y$

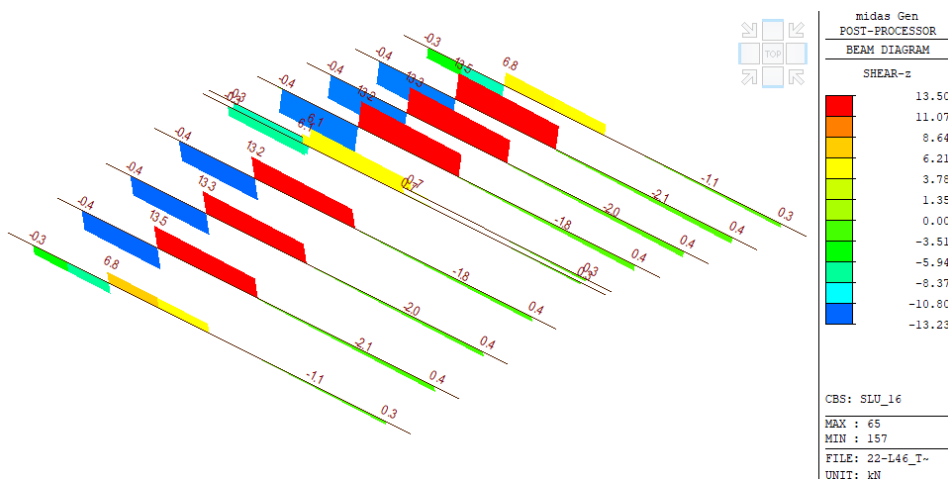


Figura 87 - Taglio  $F_z$

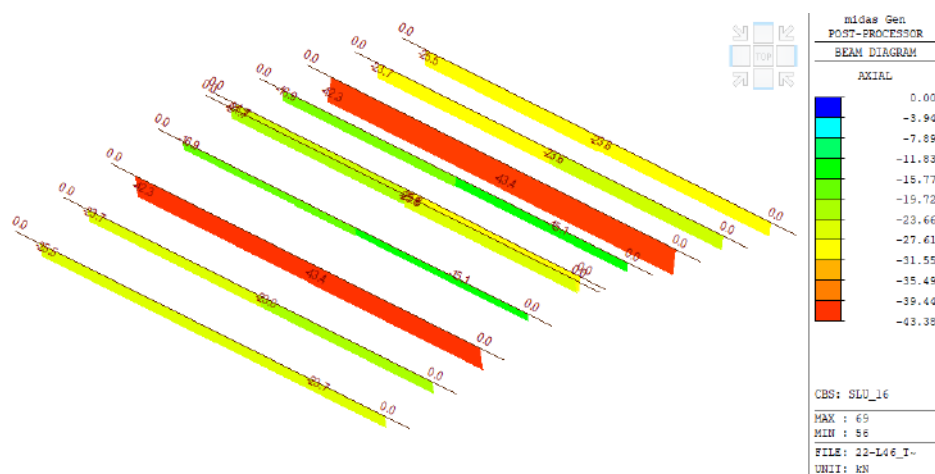


Figura 88 - Sforzo normale  $F_x$



### Validazione

Di seguito si riporta un calcolo manuale al fine di validare le sollecitazioni ottenute con il software.

Considerando la combinazione SLU\_16 si confronta il momento e il taglio su un arcareccio intermedio.

La combinazione SLU\_16 è così fatta:  $1,3 \cdot g_{k1} + 1,5 \cdot g_{k2} + 1,5 \cdot q_{k,E} + 1,5 \cdot Q_{vento,D} + 1,5 \cdot Q_{temp}$ .

Di seguito si esplicitano le forze non amplificate:

Peso proprio HEA140  $g_{k1} = 0,25 \text{ kN/m}$

Peso portato  $g_{k2} = 0,10 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,40 \text{ m} = 0,14 \text{ kN/m}$

Azione del vento  $Q_{vento,D} = 17,89 \text{ kN}$

Il variabile sulla platea  $q_{k,E}$  non si è considerato. Anche la temperatura non è stata presa in conto in quanto non influisce su momento e taglio degli arcarecci.

Di seguito si riporta lo schema di carico considerato e il momento e il taglio calcolati con l'applicativo Ftool.

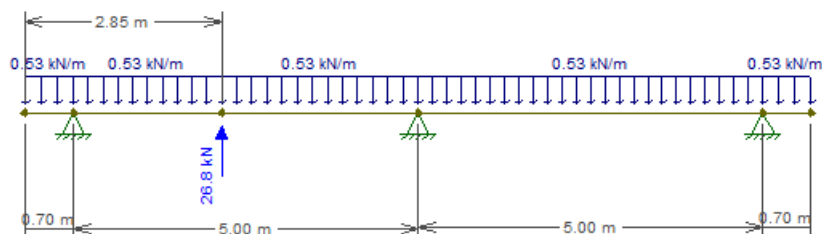


Figura 89 - schema di carico

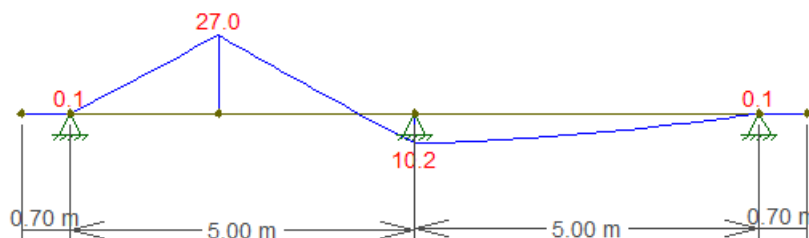


Figura 90 - momento sollecitante

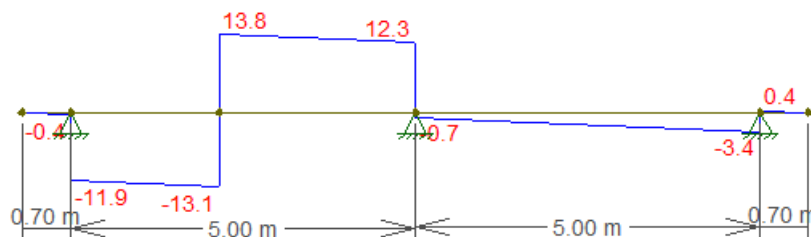


Figura 91 - taglio sollecitante

Confrontando tali valori con quanto riportato sopra si ha:

Momento sollecitante Midas Gen  $M_{Midas} = 27,37 \text{ kNm}$

Momento sollecitante Ftool  $M_{Ftool} = 27,00 \text{ kNm}$

Taglio sollecitante Midas Gen  $M_{Midas} = 13,50 \text{ kNm}$

Taglio sollecitante Ftool  $M_{Ftool} = 13,80 \text{ kNm}$

**La differenza tra tali valori è trascurabile.**

#### 10.2.1.4 Controventi di falda copertura – Ø20

Di seguito si riportano le sollecitazioni per la combinazione SLU\_49.

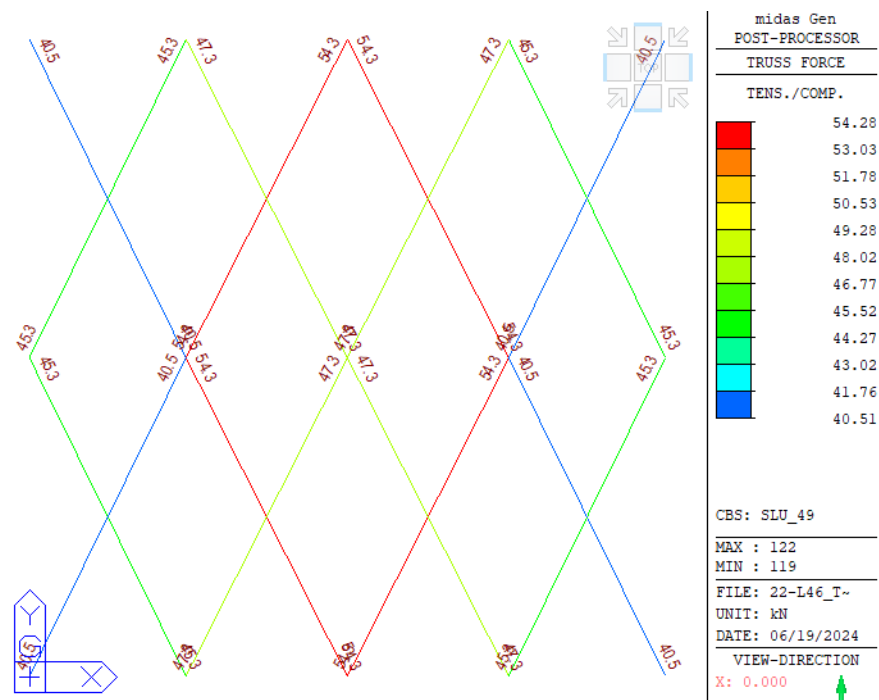


Figura 92 - Trazione Fx

#### 10.2.1.5 Controventi verticali – Ø20

Di seguito si riportano le sollecitazioni per la combinazione SLU\_48.

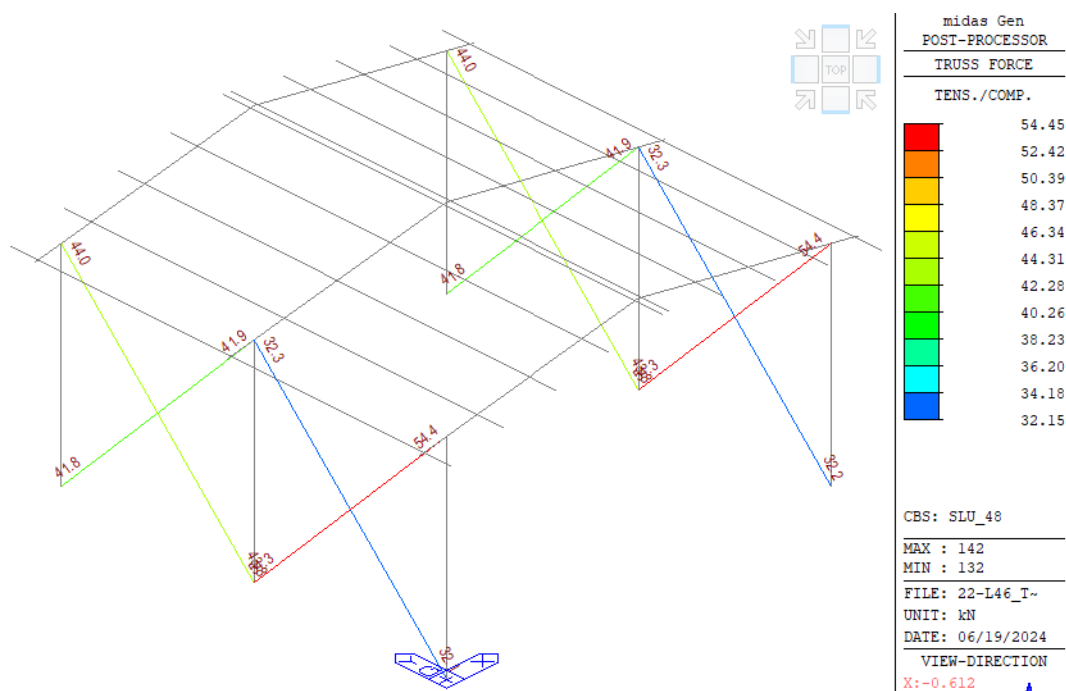


Figura 93 - Trazione Fx

## 10.2.2 Sollecitazione allo SLV

In questo caso l'azione del sisma è meno gravosa rispetto alle combinazioni agli SLU del vento. Si riportano di seguito gli involuipi più significativi.

### 10.2.2.1 Pilastri HEA240

Di seguito si riportano gli involuipi delle sollecitazioni.

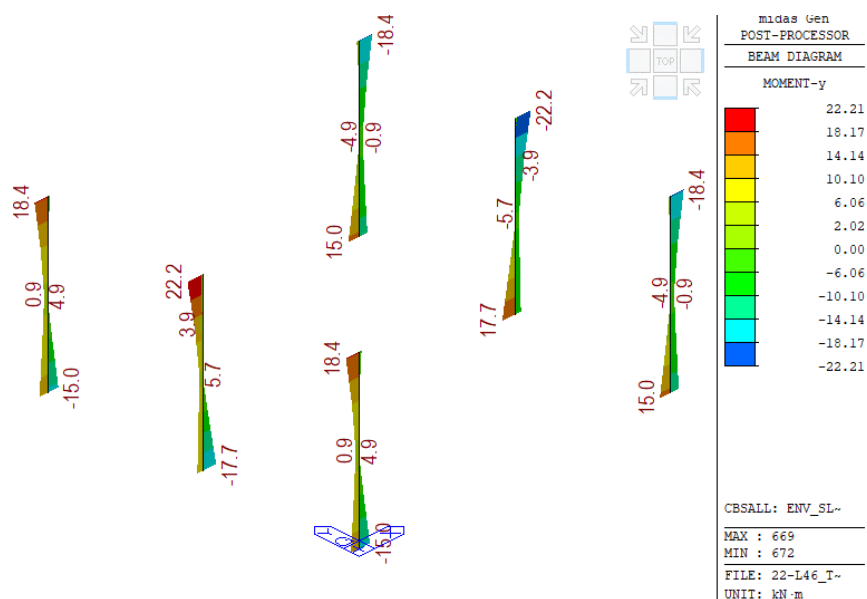


Figura 94 - Momento flettente  $M_y$

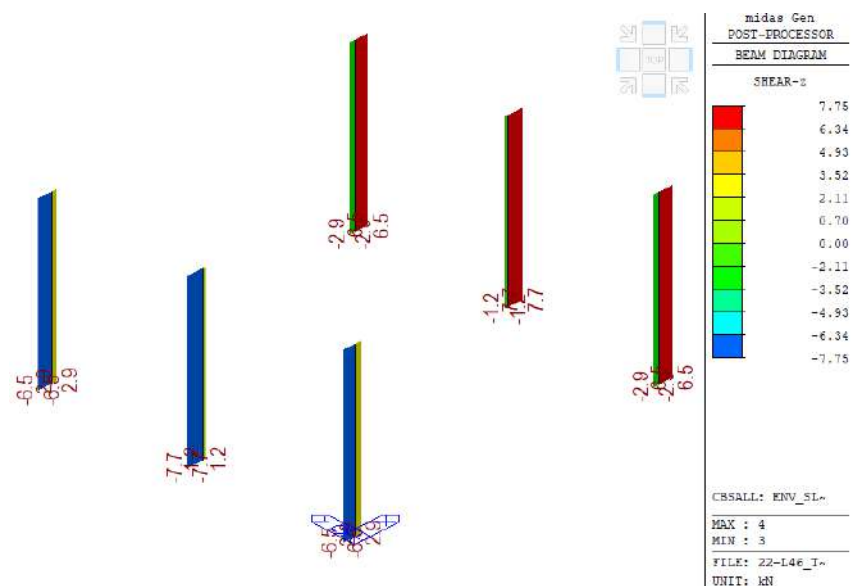


Figura 95 - Taglio  $F_z$

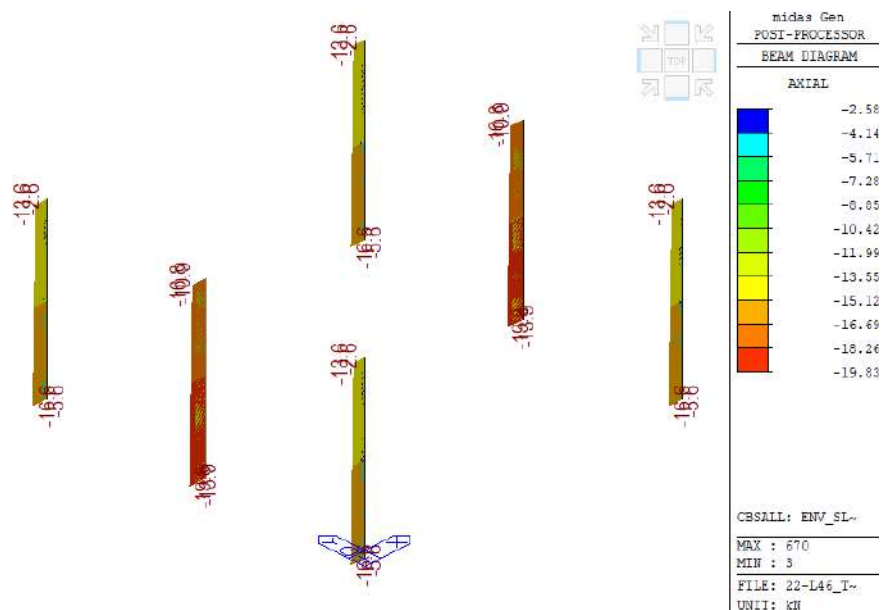


Figura 96 - Sforzo normale  $F_x$

### 10.2.2.2 Travi principali IPE330

Di seguito si riportano gli involuipi delle sollecitazioni.

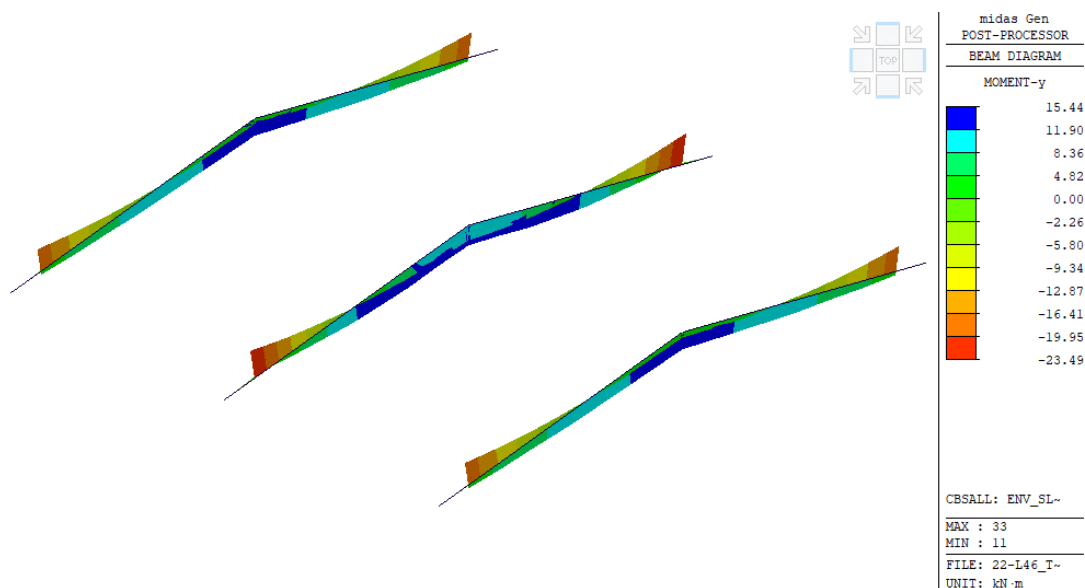


Figura 97 - Momento flettente  $M_y$

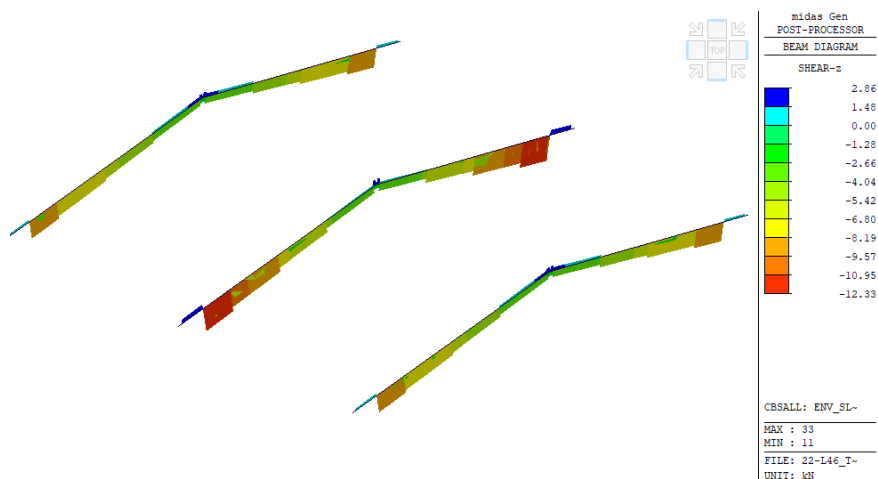


Figura 98 - Taglio Fz

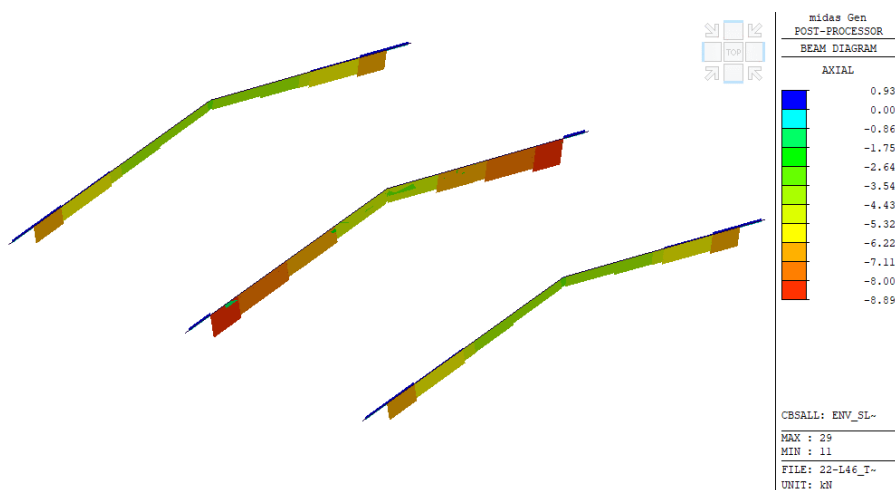


Figura 99 - Sforzo normale Fx

### 10.2.2.3 Travi secondarie HEA120

Per le travi secondarie non si riportano gli involuppi in quanto le sollecitazioni sono molto piccole.

### 10.2.2.4 Controventi - Ø20

Di seguito si riportano le sollecitazioni per l'involuppo agli SLV.

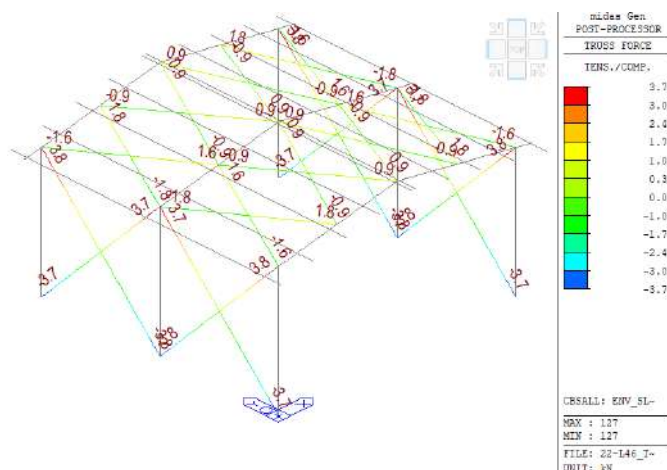


Figura 100 - Trazione Fx

### 10.2.3 Sollecitazioni allo SLE (combinazione rara)

Al fine di mostrare una distribuzione realistica delle sollecitazioni, si sceglie di mostrare i risultati per una combinazione di carico specifica allo SLE rara, piuttosto che mostrare gli involuپی delle sollecitazioni.

#### 10.2.3.1 Pilastri HEA240

Di seguito si riportano le sollecitazioni per la combinazione SLE-r\_17.

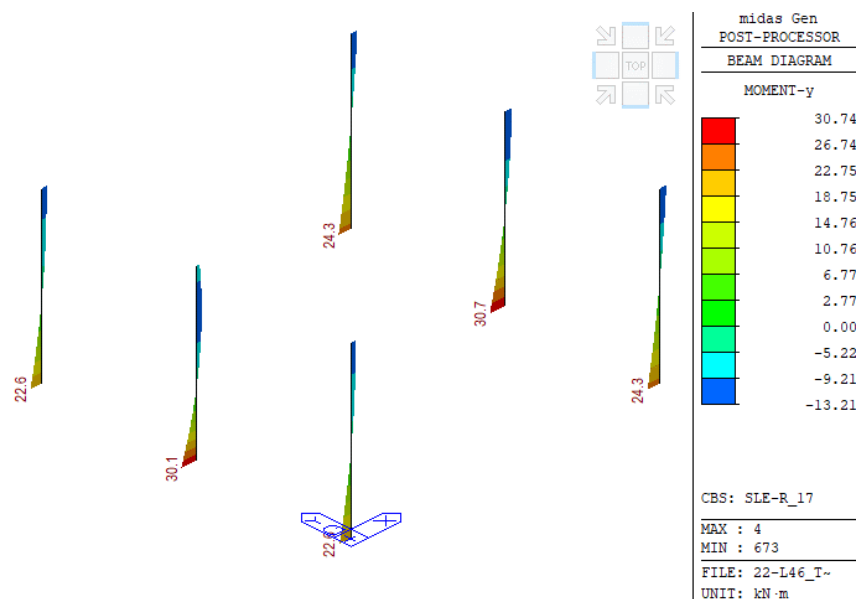


Figura 101 - Momento flettente  $M_y$

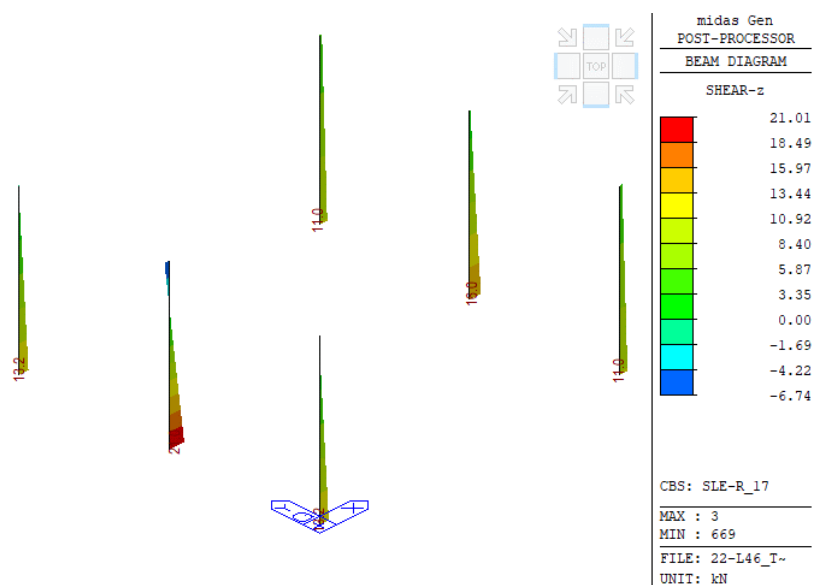


Figura 102 - Taglio  $F_z$



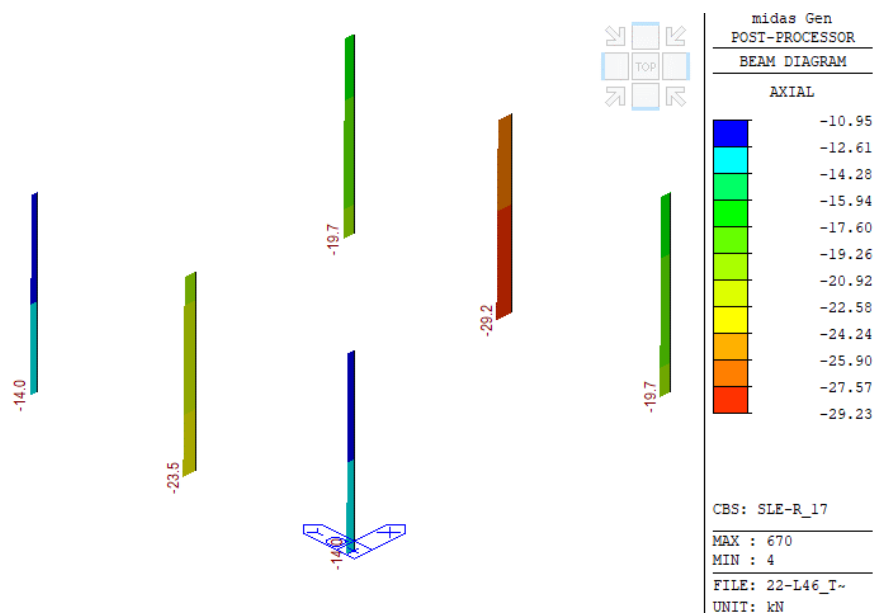


Figura 103 - Sforzo normale Fx

### 10.2.3.2 Travi principali IPE330

Di seguito si riportano le sollecitazioni per la combinazione SLE-r\_35.

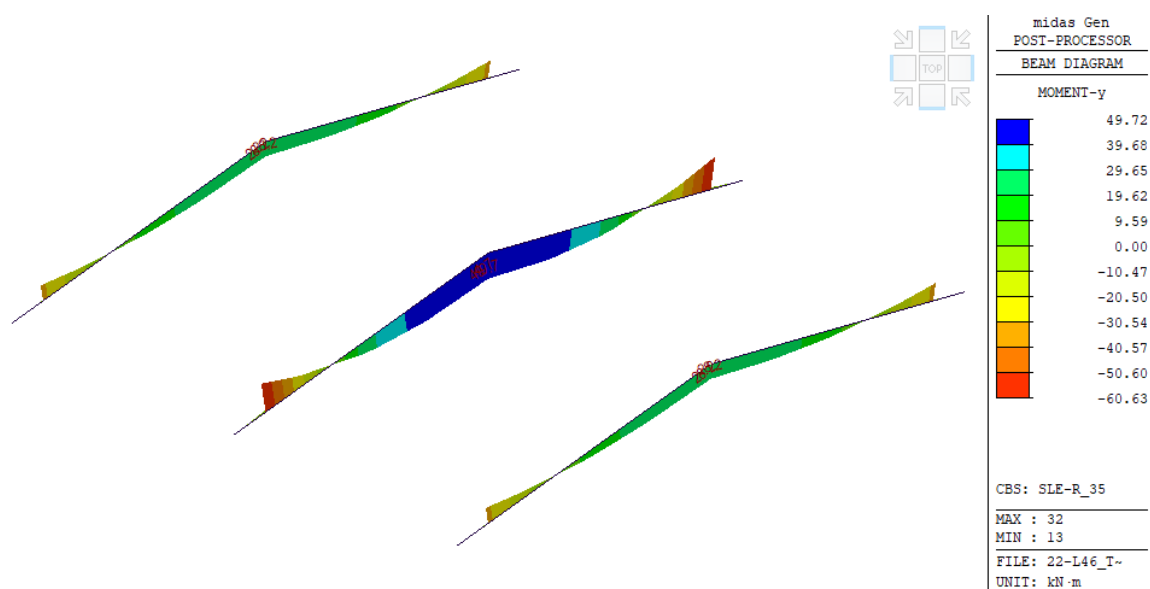


Figura 104 - Momento flettente My

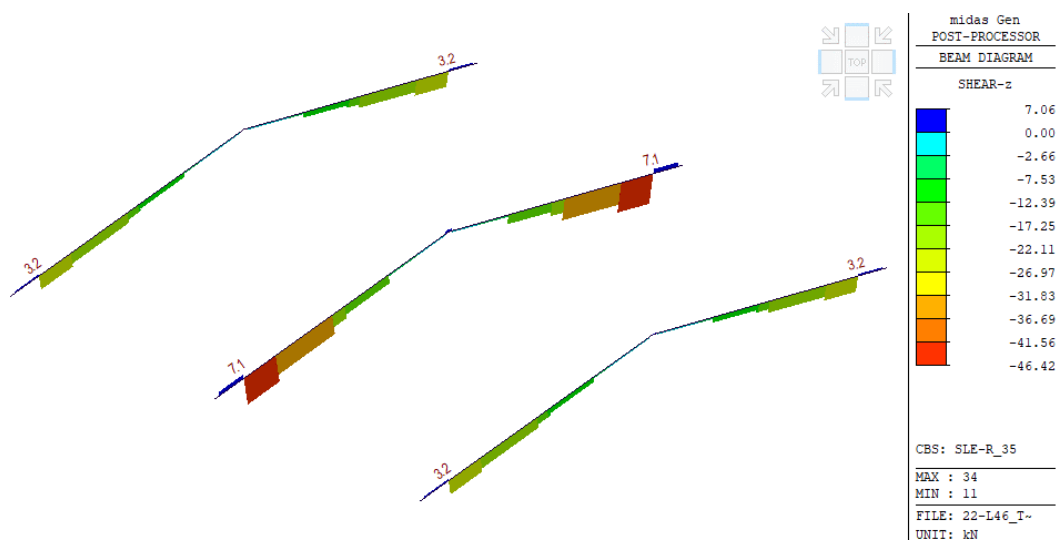


Figura 105 - Taglio Fz

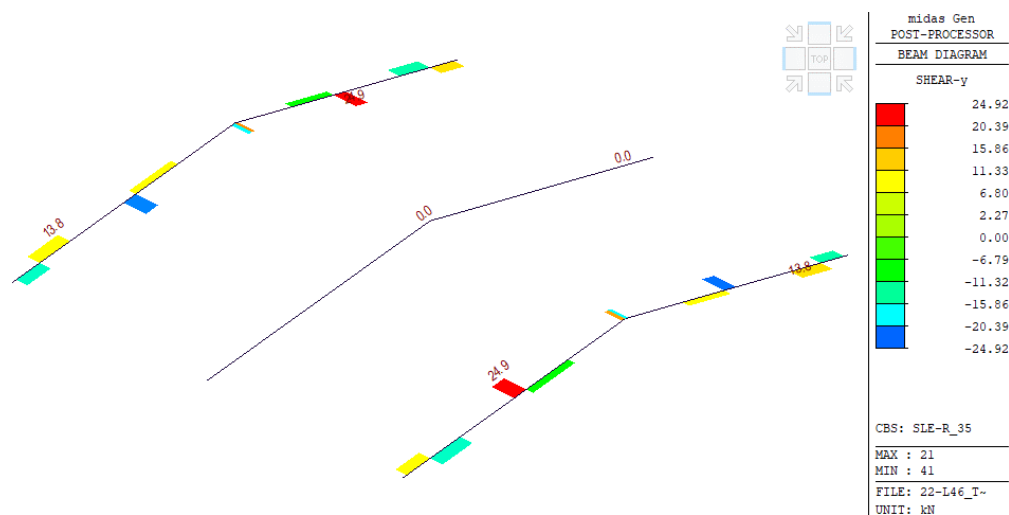


Figura 106 - Taglio Fy

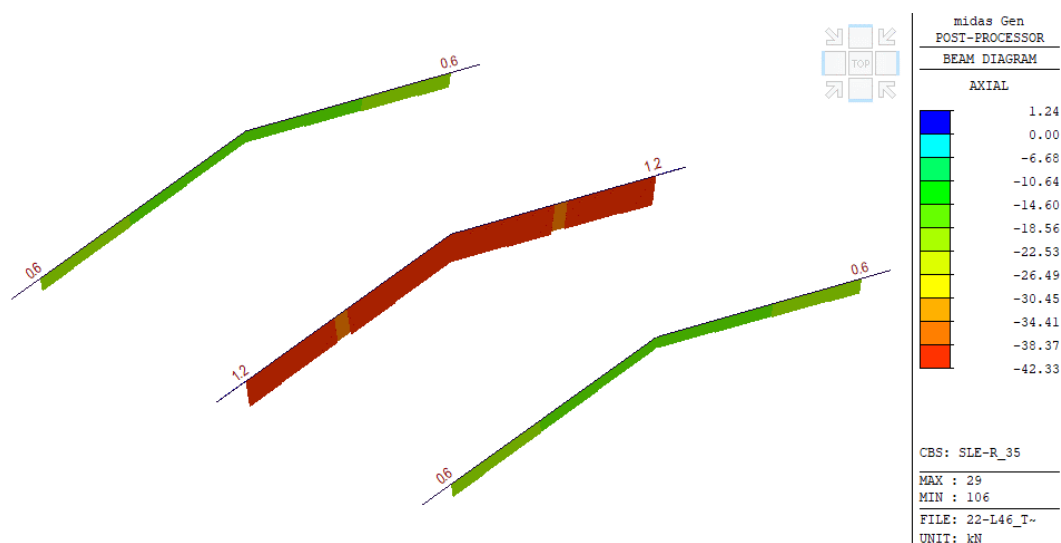


Figura 107 - Sforzo normale Fx

### 10.2.3.3 Travi secondarie HEA140

Di seguito si riportano le sollecitazioni per la combinazione SLE-r\_16.

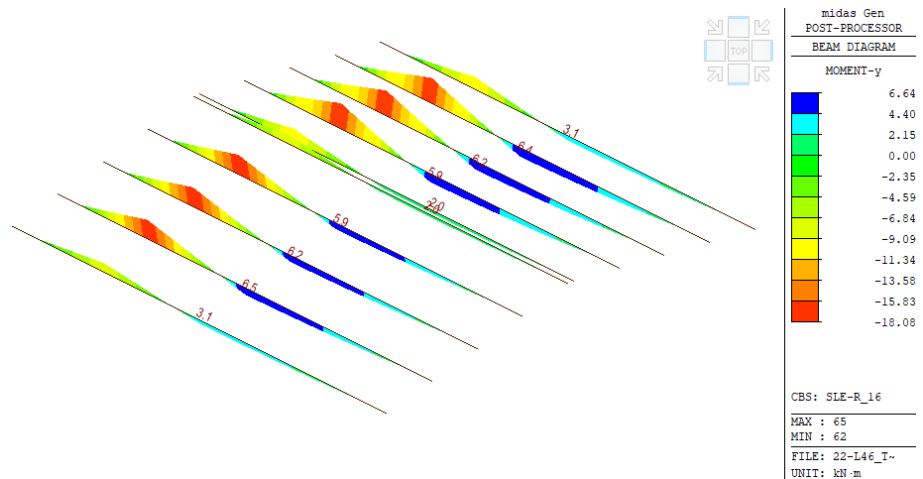


Figura 108 - Momento flettente  $M_y$

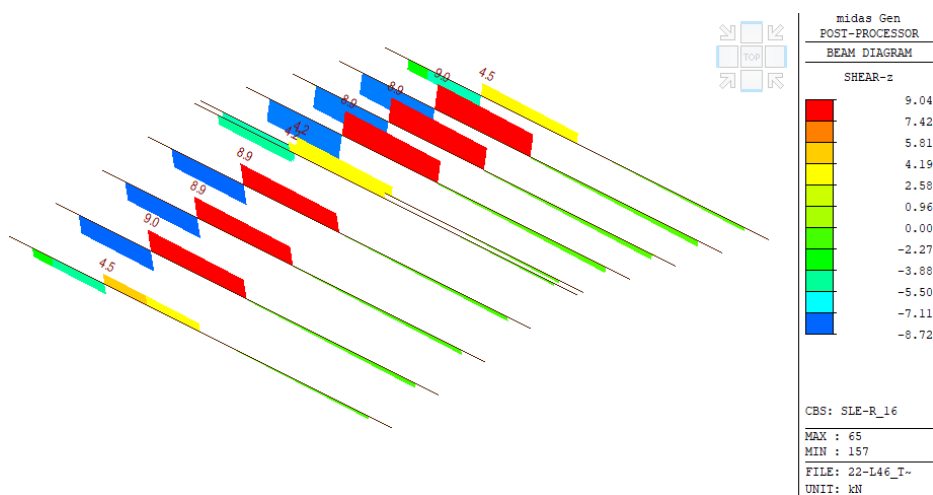


Figura 109 - Taglio  $F_z$

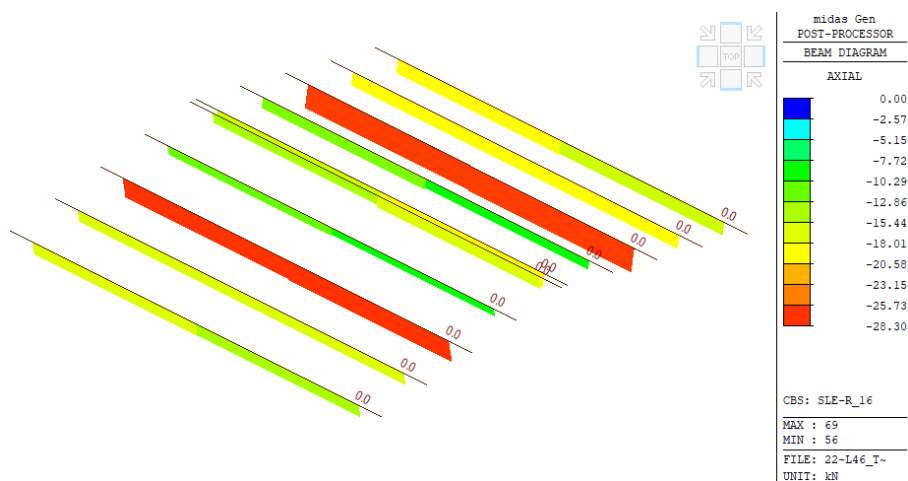


Figura 110 - Sforzo normale  $F_x$

### 10.3 CALCOLO DELLE DEFORMAZIONI

Al fine di mostrare una distribuzione realistica delle deformazioni, si sceglie di mostrare i risultati per una combinazione di carico specifica allo SLU significativa, piuttosto che mostrare gli inviluppi delle deformazioni.

#### 10.3.1 Deformazioni SLU

Di seguito si riportano le deformazioni per la combinazione SLU<sub>17</sub>

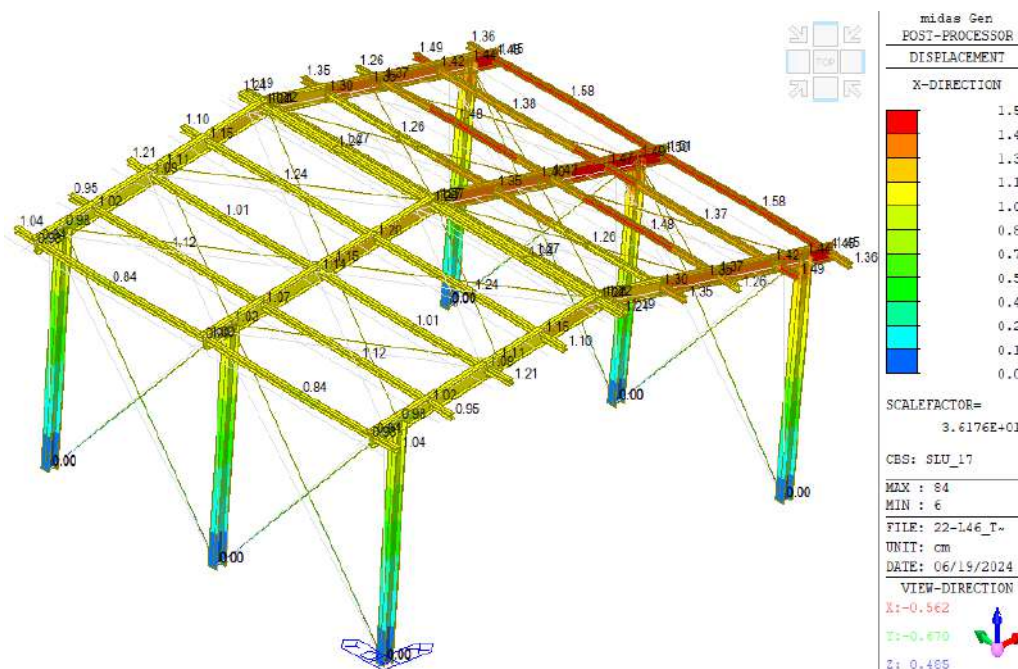


Figura 111 - Spostamenti in X

Di seguito si riportano le deformazioni per la combinazione SLU<sub>19</sub>

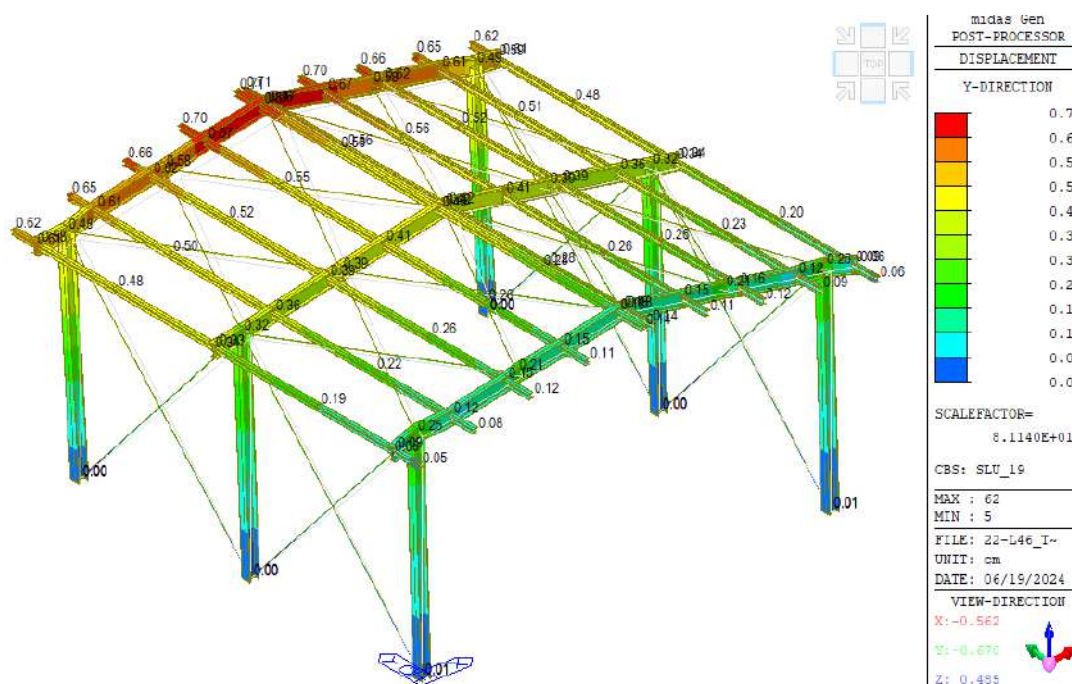


Figura 112 - Spostamenti in Y

Di seguito si riportano le deformazioni per la combinazione SLU<sub>16</sub>

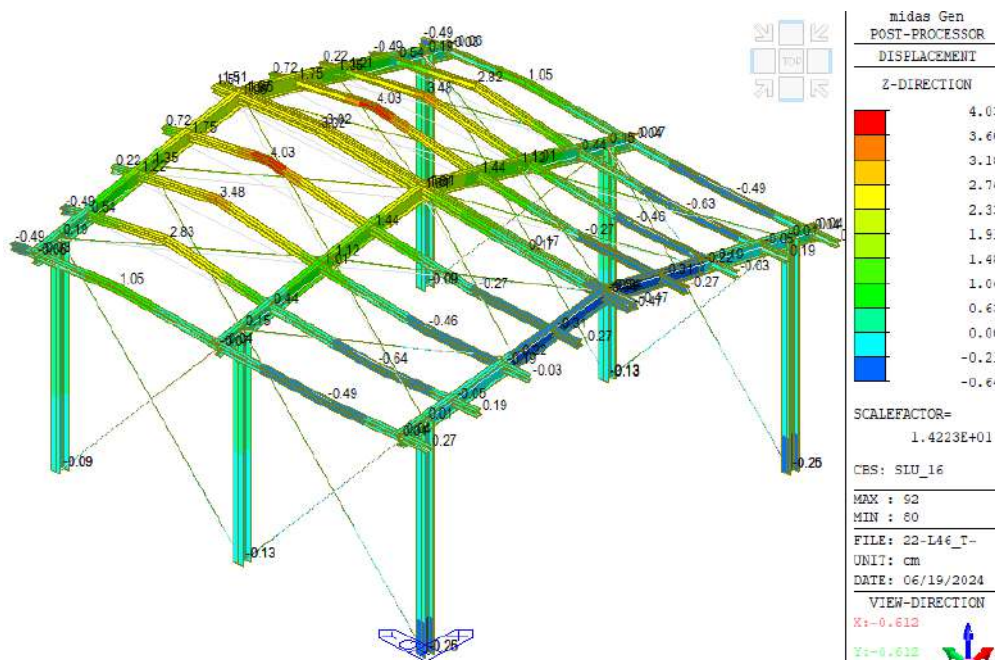


Figura 113 - Spostamenti in Z

### 10.3.2 Deformazioni SLE (combinazione rara)

Di seguito si riportano le deformazioni per la combinazione SLE-r<sub>17</sub>

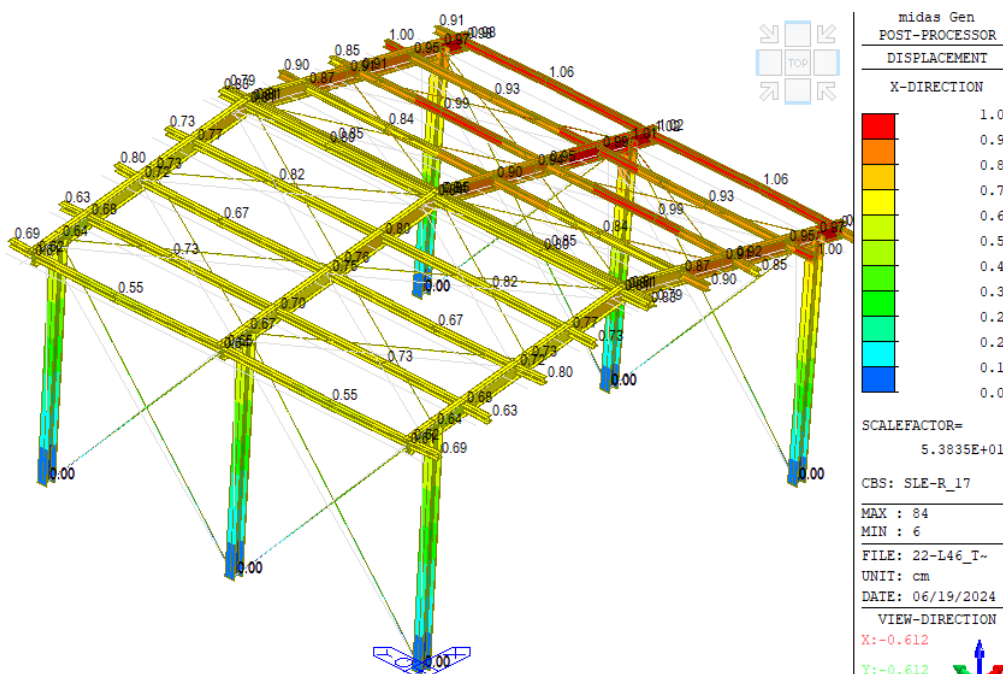


Figura 114 - Spostamenti in X



Di seguito si riportano le deformazioni per la combinazione SLE-r\_19

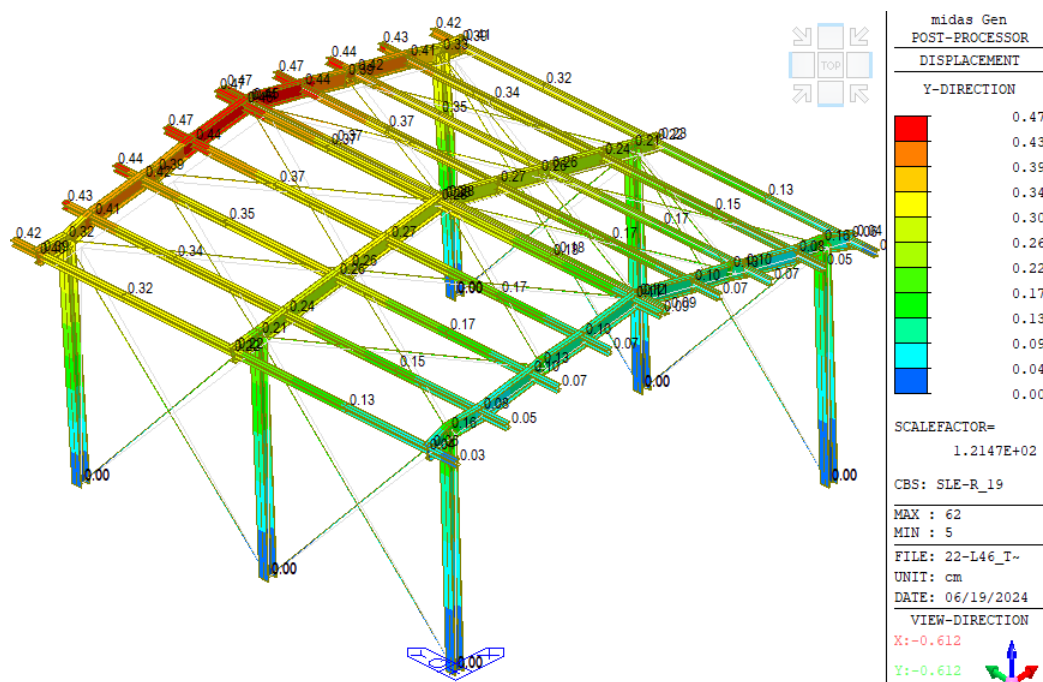


Figura 115 - Spostamenti in Y

Di seguito si riportano le deformazioni per la combinazione SLE-r\_16

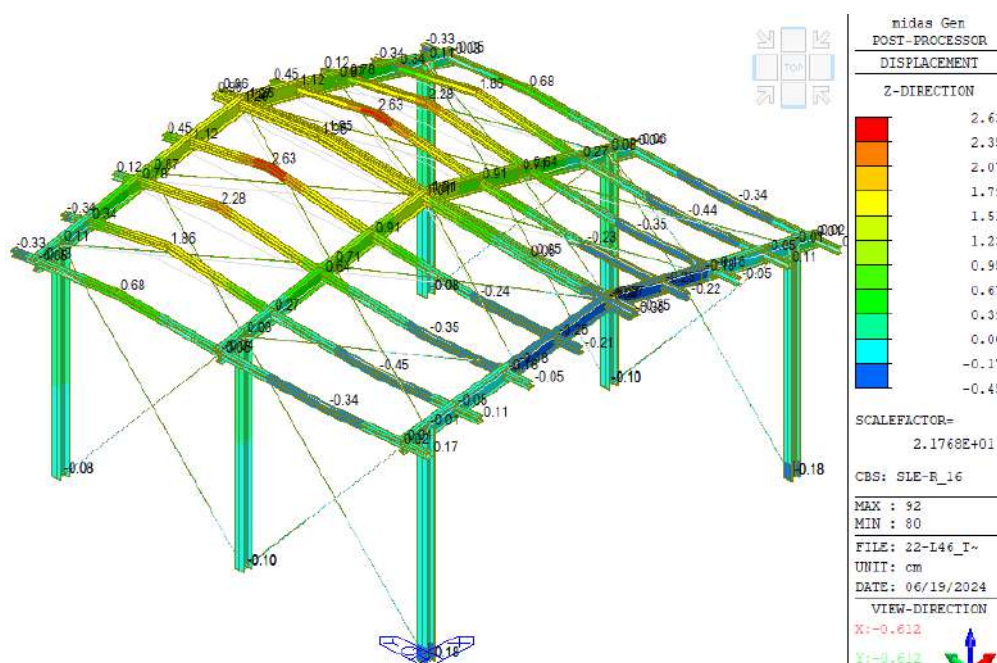
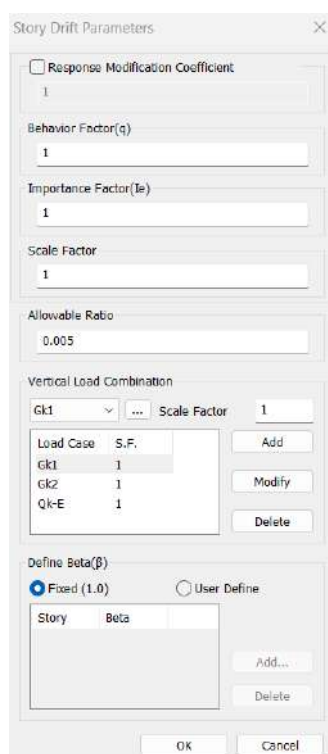


Figura 116 - Spostamenti in Z

## 11 VERIFICHE

### 11.1 VERIFICHE SLD

Si esegue la verifica di rigidezza degli elementi strutturali secondo NTC18 - 7.3.6.1 che si ritiene soddisfatta qualora la deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Si riporta un estratto della norma e i valori imposti nel software



a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$q d_r \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$q d_r \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

Essendo l'azione del vento più gravosa, si effettua questa verifica anche per le condizioni del vento.

Load Case	Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
					Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Drift Factor (Maximum/Current)	Story Drift Ratio	Remark
RMC,Not Used, q=1, Ie=1, Scale Factor=1, Allowable Ratio=0.005 Press right mouse button and click 'Set Story Drift Parameters...' menu to change RMC or Cd/Ie/Scale Factor/Allowable Ratio/Beta!														
Q_vento X+	B2	5.15	1.00	0.0050	3	0.0101	0.0101	0.0020	OK	-0.0000	-0.0000	383.1562	-0.0000	OK
Q_vento X-	B2	5.15	1.00	0.0050	4	-0.0101	-0.0101	-0.0020	OK	0.0000	0.0000	383.1857	0.0000	OK
Q_vento Y+	B2	5.15	-0.00	0.0050	3	0.0012	0.0012	0.0002	OK	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	OK
Q_vento Y-	B2	5.15	-0.00	0.0050	4	-0.0012	-0.0012	-0.0002	OK	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	OK
SLD X(RS)	B2	5.15	1.00	0.0050	4	0.0027	0.0027	0.0005	OK	0.0000	0.0000	678.6296	0.0000	OK
SLD Y(RS)	B2	5.15	-0.05	0.0050	6	0.0000	0.0000	0.0000	OK	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	OK

Figura 117 - spostamento di interpiano in X

Load Case	Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
					Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Drift Factor (Maximum/Current)	Story Drift Ratio	Remark
RMC,Not Used, q=1, Ie=1, Scale Factor=1, Allowable Ratio=0.005 Press right mouse button and click 'Set Story Drift Parameters...' menu to change RMC or Cd/Ie/Scale Factor/Allowable Ratio/Beta!														
Q_vento X+	B2	5.15	1.00	0.0050	2	-0.0002	-0.0002	-0.0000	OK	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	OK
Q_vento X-	B2	5.15	1.00	0.0050	1	-0.0002	-0.0002	-0.0000	OK	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	OK
Q_vento Y+	B2	5.15	1.00	0.0050	2	0.0026	0.0026	0.0005	OK	-0.0000	-0.0000	93.7295	-0.0000	OK
Q_vento Y-	B2	5.15	1.00	0.0050	6	-0.0026	-0.0026	-0.0005	OK	0.0000	0.0000	93.7373	0.0000	OK
SLD X(RS)	B2	5.15	-1.20	0.0050	2	0.0000	0.0000	0.0000	OK	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	OK
SLD Y(RS)	B2	5.15	1.00	0.0050	5	0.0004	0.0004	0.0001	OK	0.0000	0.0000	108.8283	0.0000	OK

Figura 118 - spostamento di interpiano in Y



## 11.2 VERIFICHE DI RESISTENZA ELEVAZIONE

### 11.2.1 Elementi in acciaio

Per la verifica degli elementi monodimensionali (travi e pilastri) in carpenteria metallica si è scelto di usare gli strumenti automatici messi a disposizione dal software di calcolo Midas Gen.

Si mostrano nel seguito i principali passaggi seguiti per consentire al software di effettuare sugli elementi le verifiche previste dalle norme vigenti.

Si impostano alcuni valori generali di seguito riportati. In primo luogo, si imposta che la struttura può essere sottoposta a instabilità nelle due direzioni x-y.

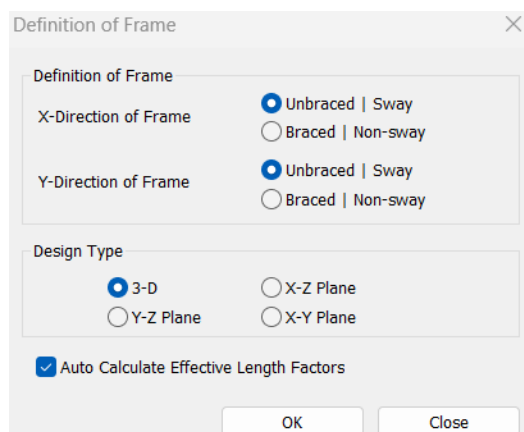


Figura 119 - Definition of Frame

Poi si imposta il limite di snellezza lambda per la verifica come definito da NTC 18 cap. 4.2.4.1.3.1

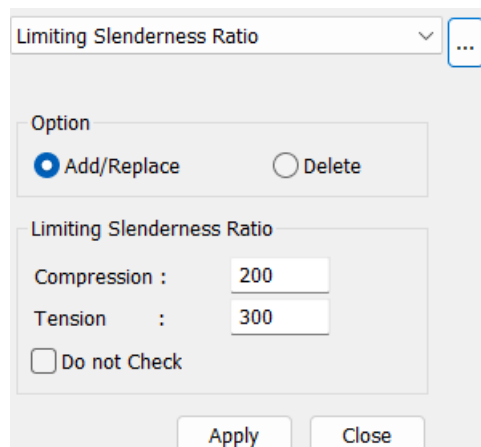


Figura 120 - Limiting Slenderness Ratio

Infine, siccome il programma distingue gli elementi per il design sulla base della loro geometria e considera di default tutti gli elementi finiti che vanno da nodo a nodo, si raggruppano gli elementi beam assegnando loro un unico 'Member' al fine di considerarli come un'unica entità per il progetto e la verifica. Il nuovo member sarà rinominato con l'ID dell'elemento più basso del gruppo.

L'unica eccezione viene fatta per le travi secondarie HEA140, per le quali non viene creato un member unico, ma viene spezzato in corrispondenza delle travi principali, in modo da poter effettuare le verifiche di limitazione della freccia sulla lunghezza da appoggio-appoggio e non sulla lunghezza totale.

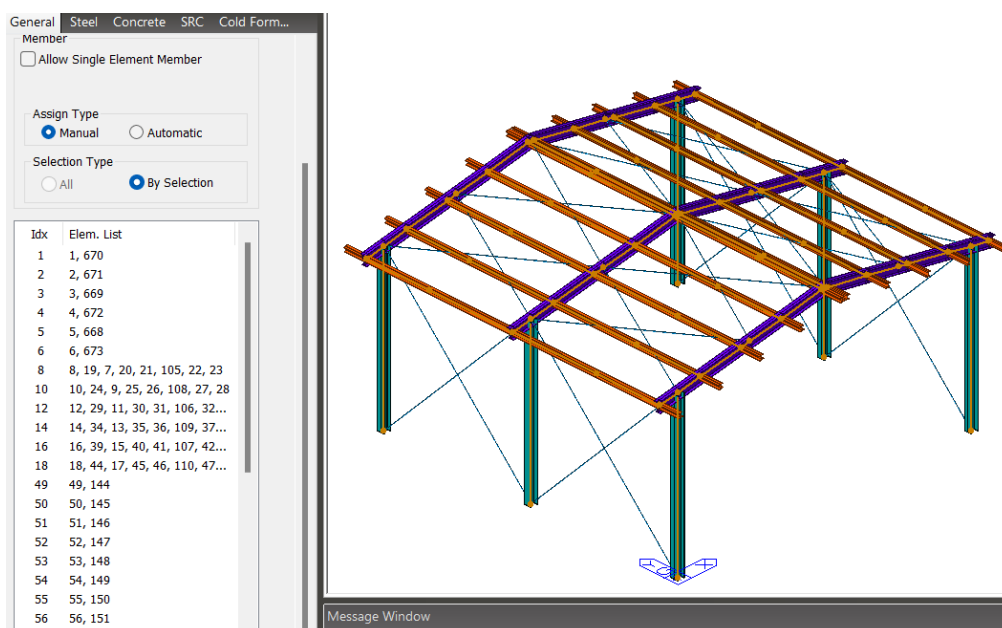


Figura 121 - Visualizzazione Member

Successivamente, si impostano i parametri principali per le verifiche strutturali sull'acciaio, selezionando, in primo luogo, il codice di progettazione desiderato (nel caso di studio si utilizza l'Eurocodice 3 del 2005, sostanzialmente equivalente rispetto alle NTC del 2018 italiane):

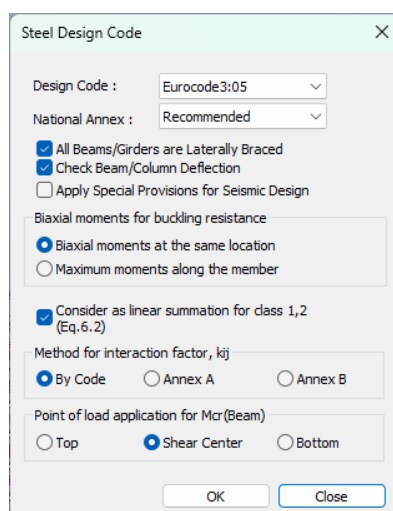
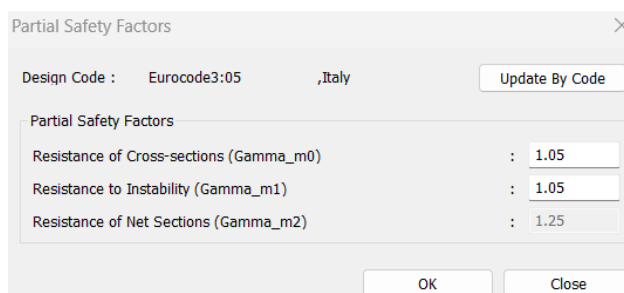


Figura 122 - Steel Design Code

In secondo luogo, si impostano i coefficienti parziali di sicurezza sui materiali (pari a 1.05 sia per la resistenza delle sezioni sia per le verifiche di stabilità) previsti dalla normativa nazionale:



Partial Safety Factors

Design Code : Eurocode3:05 ,Italy Update By Code

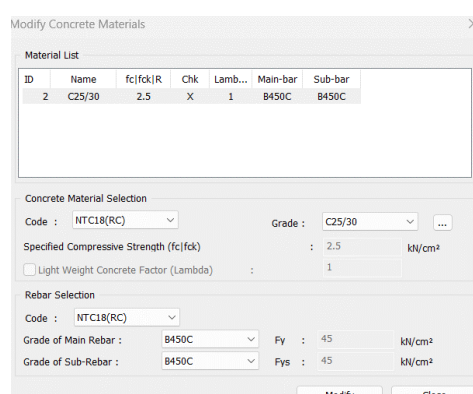
Partial Safety Factors

Resistance of Cross-sections (Gamma_m0)	:	1.05
Resistance to Instability (Gamma_m1)	:	1.05
Resistance of Net Sections (Gamma_m2)	:	1.25

OK Close

**Figura 123 - Partial Safety Factors**

Successivamente, si impostano le caratteristiche dei materiali costituenti la carpenteria metallica oggetto di verifica:



Modify Concrete Materials

ID	Name	fc fck R	Chk	Lamb...	Main-bar	Sub-bar
2	C25/30	2.5	X	1	B450C	B450C

Concrete Material Selection

Code : NTC18(RC) Grade : C25/30 ...

Specified Compressive Strength (fc|fck) : 2.5 kN/cm²

☐ Light Weight Concrete Factor (Lambda) : 1

Rebar Selection

Code : NTC18(RC)

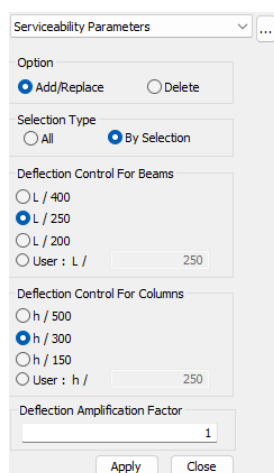
Grade of Main Rebar : B450C P<sub>y</sub> : 45 kN/cm²

Grade of Sub-Rebar : B450C P<sub>ys</sub> : 45 kN/cm²

Modify Close

**Figura 124 - Modify Steel Material**

Si impostano poi i parametri per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio di deformazione sugli elementi strutturali (travi e pilastri) sui quali si intende effettuare tali controlli. Si imposta, in accordo al §4.2.4.2.2 delle NTC2018, un valore limite per tutte le travi pari a L/250 e h/300 per i pilastri.



Serviceability Parameters ...

Option

☒ Add/Replace ☐ Delete

Selection Type

☐ All ☒ By Selection

Deflection Control For Beams

☐ L / 400

☒ L / 250

☐ L / 200

☐ User : L /

Deflection Control For Columns

☐ h / 500

☒ h / 300

☐ h / 150

☐ User : h /

Deflection Amplification Factor

Apply Close

**Figura 125 - Impostazione dei Serviceability Parameters**

A questo punto, impostato tutto quanto precedentemente mostrato, è possibile avviare lo strumento dello "Steel Check" automatico di Midas Gen.

Eurocode3:05 Code Checking Result Dialog

Code : EC3:05 Unit : kN , cm Primary Sorting Option

Sorted by ☐ Member ☒ Property Change... Update... ☐ SECT ☒ MEMB

CH	MEM	SECT	SE	Section	LCB	Class	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
K	COM	SHR	L	Material	Fy	Req.	Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	6	1		HEA240		Class1	515.00	1.0000	2.100	0.850	-6.2203	-	-4008.7	-3102.7	30.620	23.731	-	1.0046
	0.642	0.073		S235	23.5000	-	1.0000	1.0000	2.100	0.850	1718.8	-	16651.	7799.6	792.74	324.85	-	1.7166
OK	12	2		IPE330		Class1	578.76	507.68	1.000	1.000	-59.452	-	7214.7	-0.0577	5.6063	68.097	-	2.1112
	0.443	0.171		S235	23.5000	-	0.0000	8.6849	1.000	1.000	1401.0	-	17994.	3391.1	511.37	398.01	-	2.3150
OK	61	3		HEA140		Class1	500.00	500.00	1.000	1.000	-42.318	-	-2252.8	188.92	3.0970	13.135	-	1.6090
	0.793	0.101		S235	23.5000	-	0.0000	500.00	1.000	1.000	218.21	-	3880.8	1883.9	323.30	130.60	-	2.0000
OK	142	5		Tirante Ø20		Class1	717.79	717.79	1.000	1.000	54.366	-	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-	-
	0.773	0.000		S235	23.5000	-	717.79	717.79	1.000	1.000	70.311	-	29.841	29.841	40.594	40.594	-	-

Legenda:

- MEM: member
- COM: coeff. di verifica massimo
- SECT: numero della sezione
- SHR: coeff. di verifica per forza di taglio
- LCB: combinazione di carico peggiore

Di seguito si riportano a video gli indici di sfruttamento di ogni elemento.

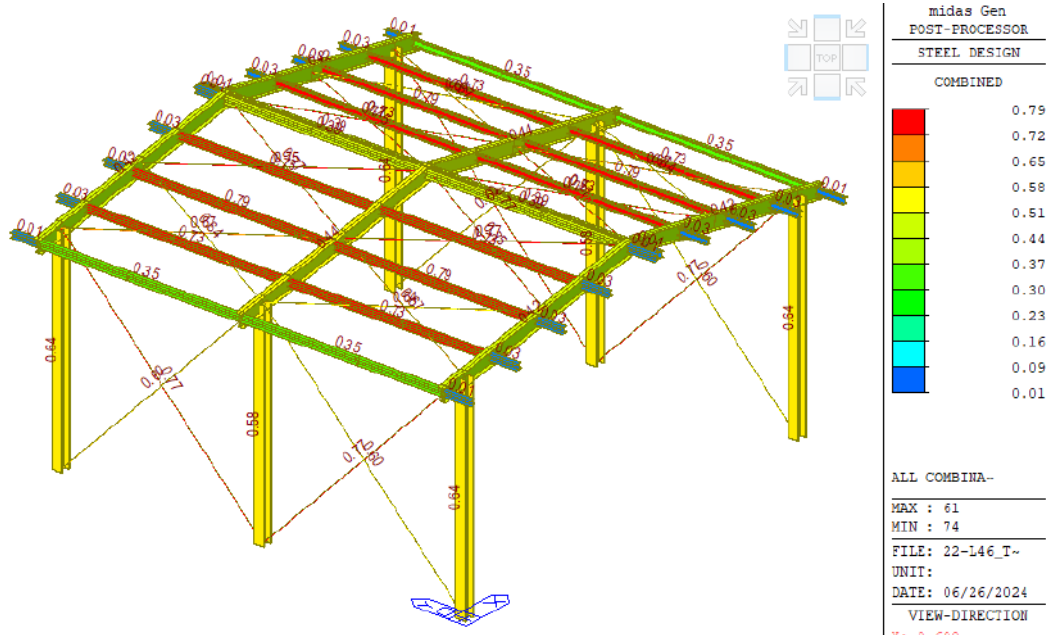


Figura 126 - Contour degli indici di sfruttamento degli elementi

### 11.2.1.1 Pilastri HEA240

Si riportano in questo paragrafo le verifiche eseguite sui pilastri. Si tratta di elementi in acciaio di classe S235 formati da profili HEA240.

Di seguito si riportano a video gli indici di sfruttamento e la tabella riassuntiva delle verifiche di ogni pilastro, ognuno per la sua combinazione peggiore.

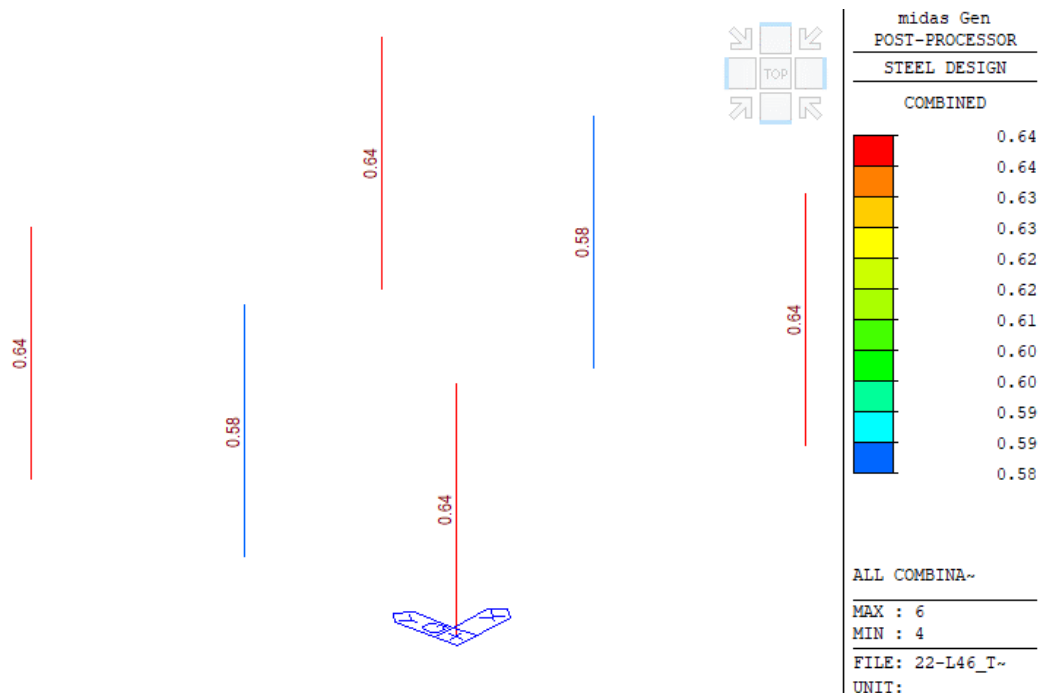


Figura 127 - Contour degli indici di sfruttamento degli elementi

CHK	MEMB	SECT	Section	LCB	Class	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def	
CHK	COM	SHR	Material	LCB	Req.	Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa	
OK	1,00	1,00	HEA240	3,00	Class1	515,00	1,00	2,10	0,85	-	6,23	-	4 008,88	3 102,20	30,62	23,73	-	0,96
OK	0,64	0,07	S235	3,00	-	1,00	1,00	2,10	0,85	1 718,86	-	16 651,40	7 799,69	792,74	324,85	-	1,72	
OK	2,00	1,00	HEA240	4,00	Class1	515,00	1,00	2,10	0,85	-	6,22	-	4 009,20	3 096,50	30,59	23,73	-	0,96
OK	0,64	0,07	S235	4,00	-	1,00	1,00	2,10	0,85	1 718,86	-	16 651,40	7 799,69	792,74	324,85	-	1,72	
OK	3,00	1,00	HEA240	35,00	Class1	515,00	515,00	2,10	0,85	-	113,07	-	8 286,15	-	0,06	39,45	-	1,00
OK	0,58	0,12	S235	35,00	-	514,00	514,00	2,10	0,85	362,99	-	16 651,40	7 799,69	792,74	324,85	-	1,72	
OK	4,00	1,00	HEA240	35,00	Class1	515,00	515,00	2,10	0,85	-	113,05	-	8 286,00	0,00	0,03	39,45	-	1,00
OK	0,58	0,12	S235	35,00	-	514,00	514,00	2,10	0,85	362,99	-	16 651,40	7 799,69	792,74	324,85	-	1,72	
OK	5,00	1,00	HEA240	3,00	Class1	515,00	1,00	2,10	0,85	-	6,23	-	4 008,69	3 102,50	30,62	23,73	-	0,97
OK	0,64	0,07	S235	3,00	-	1,00	1,00	2,10	0,85	1 718,86	-	16 651,40	7 799,69	792,74	324,85	-	1,72	
OK	6,00	1,00	HEA240	4,00	Class1	515,00	1,00	2,10	0,85	-	6,22	-	4 008,70	3 102,70	30,62	23,73	-	0,96
OK	0,64	0,07	S235	4,00	-	1,00	1,00	2,10	0,85	1 718,86	-	16 651,40	7 799,69	792,74	324,85	-	1,72	

Legenda:

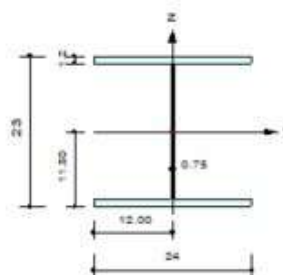
- MEM: member
- COM: coeff. di verifica massimo
- SECT: numero della sezione
- SHR: coeff. di verifica per forza di taglio
- LCB: combinazione di carico peggiore

Tutte le verifiche sono dunque risultate soddisfatte.

Si riportano i risultati in forma compatta e successivamente il dettaglio dei calcoli effettuati dal software per l'elemento e la combinazione più gravosi.

## 1. Design Information

Design Code	Eurocode3.05
Unit System	kN, cm
Member No	6
Material	S235 (No.1) ( $F_y = 23.5000$ , $E_s = 21000.0$ )
Section Name	HEA240 (No.1) (Rolled : HEA240)
Member Length	: 515.000



## 2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = -6.2203$ (LCB: 4, POS:I)
Bending Moments	$M_y = -4008.7$ , $M_z = -3102.7$
End Moments	$M_{yi} = -4008.7$ , $M_{yj} = -3985.0$ (for Lb) $M_{yi} = -4008.7$ , $M_{yj} = -3985.0$ (for Ly) $M_{zi} = -3102.7$ , $M_{zj} = -3072.1$ (for Lz)
Shear Forces	$F_{yy} = 30.6203$ (LCB: 4, POS:I) $F_{zz} = 23.7317$ (LCB: 4, POS:I)

Depth	23.0000	Web Thick	0.78000
Top Fl Width	24.0000	Top Fl Thick	1.20000
Bot Fl Width	24.0000	Bot Fl Thick	1.20000
Area	79.8000	Asx	17.2900
Oy	471.605	Oy	72.0000
Iy	7760.00	Iz	2770.00
Ybar	12.0000	Zbar	11.3000
Wely	675.000	Wetx	231.000
ry	10.1000	rx	6.00000

## 3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 1.00000$ , $L_z = 1.00000$ , $L_b = 1.00000$
Effective Length Factors	$K_y = 2.10$ , $K_z = 2.10$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 0.85$ , $C_{mz} = 0.85$ , $C_{mLT} = 1.00$

## 4. Checking Result

### Slenderness Ratio

$$KL/r = 179.9 < 200.0 \text{ (Memb:6, LCB: 4)} \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

### Axial Resistance

$$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 6.22/1718.86 = 0.004 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

### Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 4008.7/16651.4 = 0.241 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 3102.7/7799.69 = 0.398 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

### Combined Resistance

$$R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$$

$$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^\beta$$

$$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$$

$$R_{cLT1} = N_{Ed}/(x_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{bLT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (x_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{cLT2} = N_{Ed}/(x_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{bLT2} = (k_{zy} \cdot M_{Edy}) / (x_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{max} = MAX[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX(R_{cLT1} + R_{bLT1}, R_{cLT2} + R_{bLT2})] = 0.642 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

### Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.039 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.073 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

## 5. Deflection Checking Results

$$L/300.0 = 1.7167 > 1.0047 \text{ (Memb:4, LCB: 135, Dir-X)} \dots\dots\dots \text{O.K.}$$





midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]

Gen 2024

```

*. PROJECT      :
*. MEMBER NO    =      6,  ELEMENT TYPE = Beam
*. LOADCOMB NO  =      4,  MATERIAL NO  =      1,  SECTION NO  =      1
*. UNIT SYSTEM : kN, cm

*. SECTION PROPERTIES : Designation = HEA240
  Shape      = I - Section. (Rolled)
  Depth      =      23.000,  Top F Width =      24.000,  Bot.F Width =      24.000
  Web Thick  =      0.750,  Top F Thick =      1.200,  Bot.F Thick =      1.200

  Area = 7,68000e+01,  Avy = 6,13500e+01,  Avz = 2,51400e+01
  Ybar = 1,20000e+01,  Zbar = 1,15000e+01,  Qyb = 4,71605e+02,  Qzb = 7,20000e+01
  Wely = 6,75000e+02,  Welz = 2,31000e+02,  Wply = 7,44000e+02,  Wplz = 3,48497e+02
  Iyy = 7,76000e+03,  Izz = 2,77000e+03,  Iyz = 0,00000e+00
  iy  = 1,01000e+01,  iz  = 6,00000e+00
  J   = 3,07136e+01,  Cwp = 3,28486e+05

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :
  Ly  = 1,00000e+00,  Lz  = 1,00000e+00,  Lb  = 1,00000e+00
  Ky  = 2,10000e+00,  Kz  = 2,10000e+00

*. MATERIAL PROPERTIES :
  Fy  = 2,35000e+01,  Es  = 2,10000e+04,  MATERIAL NAME = S235

*. FORCES AND MOMENTS AT (I) POINT :
  Axial Force      Fxx =-6,22029e+00
  Shear Forces     Fyy =-3,06043e+01,  Fzz =-2,37317e+01
  Bending Moments    My  =-4,00871e+03,  Mz  =-3,10274e+03
  End Moments        Myi =-4,00871e+03,  Myj =-3,98498e+03  (for Lb)
                   Myi =-4,00871e+03,  Myj =-3,98498e+03  (for Ly)
                   Mzi =-3,10274e+03,  Mzj =-3,07214e+03  (for Lz)

*. Sign conventions for stress and axial force.
  - Stress : Compression positive.
  - Axial force: Tension positive.

```

[[[\*]]] CLASSIFY LEFT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).

```

( ). Determine classification of bending and compression outstand flanges.
[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5 ]
-. e      = SQRT( 235/fy ) =      1.00
-. b/t    = BTR =      7.94
-. sigma1 =      3.596 kN/cm^2.
-. sigma2 =     -3.471 kN/cm^2.
-. Psi    = sigma2 / sigma1 =  -0.965
-. Alpha  =      1.000
-. BTR < 9*e/Alpha  ( Class 1 : Plastic ).

```



midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]

Gen 2024

[[[\*]]] CLASSIFY RIGHT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).

( ). Determine classification of tension outstand flanges.  
-. Not Checking the Section Classification.

[[[\*]]] CLASSIFY LEFT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).

( ). Determine classification of compression outstand flanges.  
[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5 ]  
-.  $e = \sqrt{235/f_y} = 1.00$   
-.  $b/t = BTR = 7.94$   
-.  $\sigma_{m1} = 14.372 \text{ kN/cm}^2$ .  
-.  $\sigma_{m2} = 7.305 \text{ kN/cm}^2$ .  
-.  $BTR < 9 \cdot e$  ( Class 1 : Plastic ).

[[[\*]]] CLASSIFY RIGHT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).

( ). Determine classification of tension outstand flanges.  
-. Not Checking the Section Classification.

[[[\*]]] CLASSIFY WEB OF SECTION (HTR).

( ). Determine classification of bending and compression Internal Parts.  
[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5 ]  
-.  $e = \sqrt{235/f_y} = 1.00$   
-.  $d/t = HTR = 21.87$   
-.  $\sigma_{m1} = 3.923 \text{ kN/cm}^2$ .  
-.  $\sigma_{m2} = -3.761 \text{ kN/cm}^2$ .  
-.  $\Psi = [2 \cdot (N_{Ed}/A) \cdot (1/f_y)] - 1 = -0.993$   
-.  $\alpha = 0.511 > 0.5$   
-.  $HTR < 396 \cdot e / (13 \cdot \alpha - 1)$  ( Class 1 : Plastic ).

[[[\*]]] APPLIED FACTORS.

( ). Calculate equivalent uniform moment factors ( $C_{m1}, C_{m2}, C_{mLT}$ ).  
[ Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2 ]  
-.  $C_{m1,0} = 0.999$   
-.  $C_{m2,0} = 0.998$   
-.  $C_{m1}$  (Default or User Defined Value) = 0.850  
-.  $C_{m2}$  (Default or User Defined Value) = 0.850  
-.  $C_{mLT}$  (Default or User Defined Value) = 1.000



midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]

Gen 2024

```
( ). Partial Factors (Gamma_Mi).
[ Eurocode3:05 6.1 ]
-. Gamma_M0 = 1.05
-. Gamma_M1 = 1.05
-. Gamma_M2 = 1.25
```

[[[\*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.

```
( ). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/i).
-. Kl/i = 0.3 < 200.0 ---> O.K.

( ). Calculate axial compressive resistance (Nc_Rd).
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.4 ]
-. Nc_Rd = fy * Area / Gamma_M0 = 1718.86 kN.

( ). Check ratio of axial resistance (N_Ed/Nc_Rd).
N_Ed 6.22
-. ----- = ----- = 0.004 < 1.000 ---> O.K.
Nc_Rd 1718.86

( ). Calculate buckling resistance of compression member (Nb_Rdy, Nb_Rdz).
[ Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2 ]
-. Beta_A = Aeff / Area = 1.000
-. Lambdal = Pi * SQRT(Es/fy) = 93.913
-. Lambda_by = {(Ky*Ly/iy)/Lambdal} * SQRT(Beta_A) = 0.002
-. Ncry = Pi^2*Es*Iyy / (Ky*Ly)^2 = 364705381.68 kN.
-. Lambda_by < 0.2 or N_Ed/Ncry < 0.04 --> No need to check.

-. Lambda_bz = {(Kz*Lz/iz)/Lambdal} * SQRT(Beta_A) = 0.004
-. Ncrz = Pi^2*Es*Izz / (Kz*Lz)^2 = 130184781.86 kN.
-. Lambda_bz < 0.2 or N_Ed/Ncrz < 0.04 --> No need to check.
```

[[[\*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.

```
( ). Calculate shear area.
[ Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2 ]
-. eta = 1.2 (Fy < 460 MPa.)
-. r = 2.1000 cm.
-. Avy = Area - hw*tw = 61.3500 cm^2.
-. Avz1 = eta*hw*tw = 18.5400 cm^2.
-. Avz2 = Area - 2*B*tf + (tw + 2*r)*tf = 25.1400 cm^2.
-. Avz = MAX[ Avz1, Avz2 ] = 25.1400 cm^2.

( ). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (Vpl_Rdy).
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.6 ]
-. Vpl_Rdy = [ Avy*fy/SQRT(3) ] / Gamma_M0 = 792.74 kN.
```



midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]

Gen 2024

```
( ). Check ratio of shear resistance (V_Edy/Vpl_Rdy).
( LCB = 3, POS = I )
-. Applied shear force : V_Edy = 30.62 kN.
   V_Edy = 30.62
-. ----- = ----- = 0.039 < 1.000 ---> O.K.
   Vpl_Rdy = 792.74

( ). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (Vpl_Rdz).
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.6 ]
-. Vpl_Rdz = [ Avz*fy/SQRT(3) ] / Gamma_M0 = 324.85 kN.

( ). Shear Buckling Check.
[ Eurocode3:05 6.2.6 ]
-. HTR < 72*e/Eta ---> No need to check!

( ). Check ratio of shear resistance (V_Edz/Vpl_Rdz).
( LCB = 4, POS = I )
-. Applied shear force : V_Edz = 23.73 kN.
   V_Edz = 23.73
-. ----- = ----- = 0.073 < 1.000 ---> O.K.
   Vpl_Rdz = 324.85
```

[[[\*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.

```
( ). Calculate plastic resistance moment about major axis.
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.5 ]
-. Wply = 744.0000 cm^3.
-. Mc_Rdy = Wply * fy / Gamma_M0 = 16651.43 kN-cm.

( ). Check ratio of moment resistance (M_Edy/Mc_Rdy).
   M_Edy = 4008.71
-. ----- = ----- = 0.241 < 1.000 ---> O.K.
   Mc_Rdy = 16651.43
```

[[[\*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.

```
( ). Calculate plastic resistance moment about minor axis.
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.5 ]
-. Wplz = 348.4968 cm^3.
-. Mc_Rdz = Wplz * fy / Gamma_M0 = 7799.69 kN-cm.

( ). Check ratio of moment resistance (M_Edz/Mc_Rdz).
   M_Edz = 3102.74
-. ----- = ----- = 0.398 < 1.000 ---> O.K.
   Mc_Rdz = 7799.69
```

midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]

Gen 2024

[[[\*]]] CHECK LATERAL-TORSIONAL BUCKLING RESISTANCE.

```
( ). Calculate lateral-torsional buckling resistance (Mb_Rd).
[ Eurocode3:05 6.1, 6.3.2 ]
-. Por = 0.300
-. Gs = Es / [ 2*(1+Por) ] = 8076.923 kN/cm^2.
-. Ncr = Pi^2*Es*Izz / Lu^2 = 574114888.01 kN.
-. psi = 0.994
-. C1 = 1.003
-. C2 = 0.000
-. C3 = 1.000
-. zs = -0.0000 cm.
-. za = -0.0000 cm. (Shear center)
-. zg = za - zs = 0.0000 cm.
-. zj = zs - 0.5*Sum[(yi^2 + zi^2)*zi*Ai]/Iyy = 0.0000 cm.
-. Mcr = C1 * Ncr * [ SQRT { (Cwp/Izz) + (Gs*J)/Ncr + (C2*zg-C3*zj)^2 } - (C2*zg-C3*zj) ]
= 6272861022.91 kN-cm.

-. Lambda_LT_bar = SQRT [ Wply*fy / Mcr ] = 0.002
-. Lambda_LT_bar0 = 0.400

-. Lambda_LT_bar = 0.002 < Lambda_LT_bar0 = 0.400
-. M_Ed/Mcr = 6.391e-07 < Lambda_LT_bar0^2 = 0.160
If Lambda_LT_bar < Lambda_LT_bar0 or M_Ed/Mcr < Lambda_LT_bar0^2,
No allowance for lateral-torsional buckling necessary.
```

[[[\*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.

```
( ). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.
[ Eurocode3:05 6.2.8 (6.30) ]
-. In case of V_Edz / Vpl_Rdz < 0.5
-. My_Rd = Mc_Rdy = 16651.43 kN-cm.

( ). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.
[ Eurocode3:05 6.2.8 (6.30) ]
-. In case of V_Edy / Vpl_Rdy < 0.5
-. Mz_Rd = Mc_Rdz = 7799.69 kN-cm.

( ). Check general interaction ratio.
[ Eurocode3:05 6.2.1 (6.2) ] - Class1 or Class2
      N_Ed      M_Edy      M_Edz
-. Rmax1 = ----- + ----- + -----
      N_Rd      My_Rd      Mz_Rd
= 0.642 < 1.000 ---> O.K.
```

midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]

Gen 2024

```
( ). Check interaction ratio of bending and axial force member.
[ Eurocode3:05 6.2.9 (6.31 ~ 6.41) ] - Class1 or Class2
-. n      = N_Ed / Npl_Rd      = 0.004
-. a      = MIN[ (Area-2b*tf)/Area, 0.5 ] = 0.250
-. Alpha  = 2.000
-. Beta   = MAX[ 5*n, 1.0 ] = 1.000

-. N_Ed < 0.25*Npl_Rd      = 429.71 kN.
-. N_Ed < 0.5*hw*tw*fy/Gamma_M0 = 172.89 kN.
  Therefore, No allowance for the effect of axial force.
-. Mny_Rd = Mply_Rd      = 16651.43 kN-cm.
-. Rmaxy  = M_Edy / Mny_Rd = 0.241 < 1.000 ---> O.K.

-. N_Ed < hw*tw*fy/Gamma_M0 = 553.26 kN.
  Therefore, No allowance for the effect of axial force.
-. Mnz_Rd = Mplz_Rd      = 7799.69 kN-cm.
-. Rmaxz  = M_Edz / Mnz_Rd = 0.398 < 1.000 ---> O.K.

-. Rmax2  = [ | M_Edy | ^ (Alpha) | M_Edz | ^ (Beta) ]
            [ |-----| + |-----| ]
            [ | Mny_Rd | | Mnz_Rd | ]
            = 0.456 < 1.000 ---> O.K.

( ). Check interaction ratio of bending and axial compression member.
[ Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A ]
-. N_Ed      = -6.22 kN.
-. M_Edy     = -4008.71 kN-cm.
-. M_Edz     = -3102.74 kN-cm.
-. kyy       = 0.849
-. kyz       = 0.593
-. kzy       = 0.437
-. kzz       = 0.850
-. Xiy       = 1.000
-. Xiz       = 1.000
-. XiLT      = 1.000
-. N_Rk      = A*fy      = 1804.80 kN.
-. My_Rk     = Wply*fy    = 17484.00 kN-cm.
-. Mz_Rk     = Wplz*fy    = 8189.67 kN-cm.
-. N_Ed*eNy  = 0.0 (Not Slender)
-. N_Ed*eNz  = 0.0 (Not Slender)
-. Rmax_LT1  = ----- + kyy * ----- + kyz * -----
              N_Ed              M_Edy + N_Ed*eNy      M_Edz + N_Ed*eNz
              Xiy*N_Rk/Gamma_M1  XiLT*My_Rk/Gamma_M1  Mz_Rk/Gamma_M1
              = 0.444 < 1.000 ---> O.K.
-. Rmax_LT2  = ----- + kzy * ----- + kzz * -----
              N_Ed              M_Edy + N_Ed*eNy      M_Edz + N_Ed*eNz
              Xiz*N_Rk/Gamma_M1  XiLT*My_Rk/Gamma_M1  Mz_Rk/Gamma_M1
              = 0.447 < 1.000 ---> O.K.

-. Rmax      = MAX[ MAX(Rmax1, Rmax2), MAX(Rmax_LT1, Rmax_LT2) ] = 0.642 < 1.000 ---> O.K.
```

[[[\*]]] CHECK DEFLECTION.

```
( ). Compute Maximum Deflection.
-. LCB      = 135
-. DAF      = 1.000 (Deflection Amplification Factor).
-. Def      = 1.005 * DAF = 1.005cm (Global X)
-. Def_Lim  = 1.717cm
  Def < Def_Lim ---> O.K !
```

### 11.2.1.2 Travi principali IPE330

Si riportano in questo paragrafo le verifiche eseguite sulle travi principali. Si tratta di elementi in acciaio di classe S235 formati da profili IPE330.

Di seguito si riportano a video gli indici di sfruttamento e la tabella riassuntiva delle verifiche di ogni pilastro, ognuno per la sua combinazione peggiore.

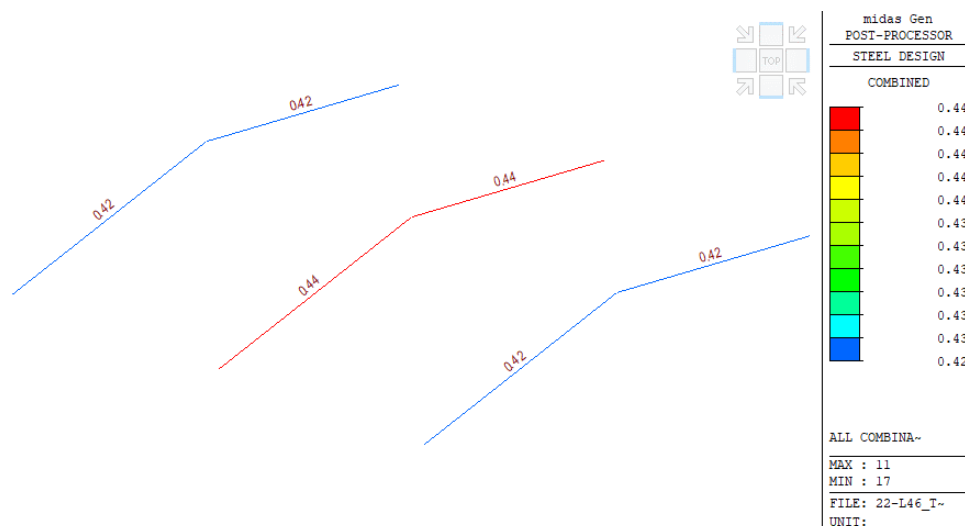


Figura 128 - Contour degli indici di sfruttamento degli elementi

CHK	MEMB	SECT	Section	LCB	Class	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def		
CHK	COM	SHR	Material	LCB	Req.	Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa		
OK	8,00	2,00	IPE330	14,00	Class1	578,76	507,69	1,00	1,00	-	9,50	-	4 783,90	-	514,89	48,25	36,94	-	1,28
OK	0,42	0,09	S235	14,00	-	-	8,68	1,00	1,00	1 401,05	-	17 994,30	3 391,10	511,37	398,02	-	2,32		
OK	10,00	2,00	IPE330	14,00	Class1	578,76	507,69	1,00	1,00	-	9,50	-	4 783,90	-	514,67	48,24	36,99	-	1,28
OK	0,42	0,09	S235	14,00	-	-	8,68	1,00	1,00	1 401,05	-	17 994,30	3 391,10	511,37	398,02	-	2,32		
OK	12,00	2,00	IPE330	35,00	Class1	578,76	507,69	1,00	1,00	-	59,45	-	7 214,74	-	0,06	5,61	68,10	-	2,11
OK	0,44	0,17	S235	35,00	-	-	8,68	1,00	1,00	1 401,05	-	17 994,30	3 391,10	511,37	398,02	-	2,32		
OK	14,00	2,00	IPE330	35,00	Class1	578,76	507,69	1,00	1,00	-	59,45	-	7 214,74	-	0,05	5,61	68,08	-	2,11
OK	0,44	0,17	S235	35,00	-	-	8,68	1,00	1,00	1 401,05	-	17 994,30	3 391,10	511,37	398,02	-	2,32		
OK	16,00	2,00	IPE330	16,00	Class1	578,76	507,69	1,00	1,00	-	9,51	-	4 785,00	-	513,69	48,25	36,94	-	1,28
OK	0,42	0,09	S235	16,00	-	-	8,68	1,00	1,00	1 401,05	-	17 994,30	3 391,10	511,37	398,02	-	2,32		
OK	18,00	2,00	IPE330	16,00	Class1	578,76	507,69	1,00	1,00	-	9,51	-	4 785,00	-	513,65	48,24	36,92	-	1,28
OK	0,42	0,09	S235	16,00	-	-	8,68	1,00	1,00	1 401,05	-	17 994,30	3 391,10	511,37	398,02	-	2,32		

Legenda:

- MEM: member
- COM: coeff. di verifica massimo
- SECT: numero della sezione
- SHR: coeff. di verifica per forza di taglio
- LCB: combinazione di carico peggiore

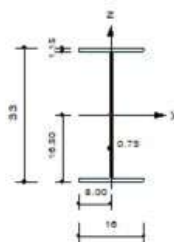
Tutte le verifiche sono dunque risultate soddisfatte.

Si riportano i risultati in forma compatta e successivamente il dettaglio dei calcoli effettuati dal software per l'elemento e la combinazione più gravosi.



## 1. Design Information

Design Code Eurocode3:05  
Unit System kN, cm  
Member No 12  
Material S235 (No.1)  
( $F_y = 23.5000$ ,  $E_s = 21000.0$ )  
Section Name IPE330 (No.2)  
(Rolled : IPE330).  
Member Length : 578.761



## 2. Member Forces

Axial Force  $F_{xx} = -59.452$  (LCB: 35, POS:J)  
Bending Moments  $M_y = 7214.74$ ,  $M_z = -0.0577$   
End Moments  $M_{y1} = 7264.10$ ,  $M_{y2} = 7214.74$  (for  $L_y$ )  
 $M_{z1} = -8930.1$ ,  $M_{z2} = 7214.74$  (for  $L_y$ )  
 $M_{z1} = -0.0084$ ,  $M_{z2} = -0.0577$  (for  $L_z$ )  
Shear Forces  $F_{yy} = 5.60637$  (LCB: 35, POS:J)  
 $F_{zz} = 68.0971$  (LCB: 35, POS:1/4)

Depth	33.0000	Web Thick	0.75000
Top Fl Width	16.0000	Top Fl Thick	1.15000
Bot Fl Width	16.0000	Bot Fl Thick	1.15000
Area	82.8000	Asx	24.7500
Cy	208.205	Cy	32.0000
Iy	11770.0	Iz	788.000
Ybar	8.00000	Zbar	16.5000
Vy	713.000	Vy	98.5000
ry	12.0490	rz	3.62502

## 3. Design Parameters

Unbraced Lengths  $L_y = 507.685$ ,  $L_z = 8.68494$ ,  $L_b = 0.00000$   
Effective Length Factors  $K_y = 1.00$ ,  $K_z = 1.00$   
Equivalent Uniform Moment Factors  $C_{my} = 1.00$ ,  $C_{mz} = 1.00$ ,  $C_{mLT} = 1.00$

## 4. Checking Result

Slenderness Ratio  
 $KL/r = 38.6 < 200.0$  (Mem:12, LCB: 35) ..... O.K  
Axial Resistance  
 $N_{Ed}/M[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 59.45/1401.05 = 0.042 < 1.000$  ..... O.K  
Bending Resistance  
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 7214.7/17994.3 = 0.401 < 1.000$  ..... O.K  
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.06/3391.10 = 0.000 < 1.000$  ..... O.K  
Combined Resistance  
 $R_{MNRd} = \max[M_{Edy}/M_{Ny,Rd}, M_{Edz}/M_{Nz,Rd}]$   
 $R_{BIM} = (M_{Edy}/M_{Ny,Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{Nz,Rd})^\beta$   
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$ ,  $R_{byM} = M_{Edy}/M_{Ny,Rd} + M_{Edz}/M_{Nz,Rd}$   
 $R_{cLT1} = N_{Ed}/(x_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$   
 $R_{bLT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (x_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$   
 $R_{cLT2} = N_{Ed}/(x_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$   
 $R_{bLT2} = (k_{zy} \cdot M_{Edy}) / (x_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$   
 $R_{max} = \max[R_{MNRd}, R_{BIM}, (R_{byN} + R_{byM}), \max(R_{cLT1} + R_{bLT1}, R_{cLT2} + R_{bLT2})] = 0.443 < 1.000$  .. O.K  
Shear Resistance  
 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.011 < 1.000$  ..... O.K  
 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.171 < 1.000$  ..... O.K

## 5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 2.3150 > 2.1113$  (Mem:12, LCB: 153, POS: 0.0cm, Dir:Z) ..... O.K

midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]

Gen 2024

```

*. PROJECT      :
*. MEMBER NO    =    12,  ELEMENT TYPE = Beam
*. LOADCOMB NO  =    35,  MATERIAL NO  =     1,  SECTION NO  =     2
*. UNIT SYSTEM : kN, cm

*. SECTION PROPERTIES : Designation = IPE330
  Shape      = I - Section. (Rolled)
  Depth      =    33.000,  Top F Width =    16.000,  Bot.F Width =    16.000
  Web Thick  =     0.750,  Top F Thick =     1.150,  Bot.F Thick =     1.150

  Area = 6,26000e+01,  Avy = 3,95750e+01,  Avz = 3,08025e+01
  Ybar = 8,00000e+00,  Zbar = 1,65000e+01,  Qyb = 5,08505e+02,  Qzb = 3,20000e+01
  Wely = 7,13000e+02,  Welz = 9,85000e+01,  Wply = 8,04000e+02,  Wplz = 1,51517e+02
  Iyy = 1,17700e+04,  Izz = 7,88000e+02,  Iyz = 0,00000e+00
  iy = 1,36490e+01,  iz = 3,62502e+00
  J = 2,07016e+01,  Cwp = 1,99097e+05

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :
  Ly = 5,07685e+02,  Lz = 8,68494e+00,  Lb = 0,00000e+00
  Ky = 1,00000e+00,  Kz = 1,00000e+00

*. MATERIAL PROPERTIES :
  Fy = 2,35000e+01,  Es = 2,10000e+04,  MATERIAL NAME = S235

*. FORCES AND MOMENTS AT (J) POINT :
  Axial Force      Fxx =-5,94524e+01
  Shear Forces     Fyy = 5,66774e-03,  Fzz = 5,70985e+00
  Bending Moments    My = 7,21474e+03,  Mz =-5,76681e-02
  End Moments        Myi = 7,26410e+03,  Myj = 7,21474e+03  (for Lb)
                   Myi =-8,93014e+03,  Myj = 7,21474e+03  (for Ly)
                   Mzi =-8,44411e-03,  Mzj =-5,76681e-02  (for Lz)

*. Sign conventions for stress and axial force.
  - Stress : Compression positive.
  - Axial force: Tension positive.

```

[[[\*]]] CLASSIFY LEFT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).

```

( ). Determine classification of compression outstand flanges.
  [ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5 ]
  -. e      = SQRT( 235/fy ) =    1.00
  -. b/t     = BTR =    5.07
  -. sigma1 =    9.924 kN/cm^2.
  -. sigma2 =    9.923 kN/cm^2.
  -. BTR < 9*e  ( Class 1 : Plastic ).

```



midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]

Gen 2024

[[[\*]]] CLASSIFY RIGHT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).

( ). Determine classification of compression outstand flanges.  
[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5 ]  
-.  $e = \sqrt{235/f_y} = 1.00$   
-.  $b/t = BTR = 5.07$   
-.  $\sigma_1 = 9.923 \text{ kN/cm}^2$ .  
-.  $\sigma_2 = 9.923 \text{ kN/cm}^2$ .  
-.  $BTR < 9 \cdot e$  ( Class 1 : Plastic ).

[[[\*]]] CLASSIFY LEFT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).

( ). Determine classification of tension outstand flanges.  
-. Not Checking the Section Classification.

[[[\*]]] CLASSIFY RIGHT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).

( ). Determine classification of tension outstand flanges.  
-. Not Checking the Section Classification.

[[[\*]]] CLASSIFY WEB OF SECTION (HTR).

( ). Determine classification of bending and compression Internal Parts.  
[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5 ]  
-.  $e = \sqrt{235/f_y} = 1.00$   
-.  $d/t = HTR = 36.13$   
-.  $\sigma_1 = 8.319 \text{ kN/cm}^2$ .  
-.  $\sigma_2 = -6.419 \text{ kN/cm}^2$ .  
-.  $\Psi = [2 \cdot (N_{Ed}/A) \cdot (1/f_y)] - 1 = -0.919$   
-.  $\alpha = 0.562 > 0.5$   
-.  $HTR < 396 \cdot e / (13 \cdot \alpha - 1)$  ( Class 1 : Plastic ).

[[[\*]]] APPLIED FACTORS.

( ). Calculate equivalent uniform moment factors (C<sub>my</sub>, C<sub>mz</sub>, C<sub>mLT</sub>).  
[ Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2 ]  
-. C<sub>my,0</sub> = 1.014  
-. C<sub>mz,0</sub> = 0.821  
-. C<sub>my</sub> (Default or User Defined Value) = 1.000  
-. C<sub>mz</sub> (Default or User Defined Value) = 1.000  
-. C<sub>mLT</sub> (Default or User Defined Value) = 1.000

midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]

Gen 2024

```
( ). Partial Factors (Gamma_Mi).
[ Eurocode3:05 6.1 ]
-. Gamma_M0 = 1.05
-. Gamma_M1 = 1.05
-. Gamma_M2 = 1.25
```

[[[\*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.

```
( ). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/i).
-. Kl/i = 37.2 < 200.0 ---> O.K.

( ). Calculate axial compressive resistance (Nc_Rd).
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.4 ]
-. Nc_Rd = fy * Area / Gamma_M0 = 1401.05 kN.

( ). Check ratio of axial resistance (N_Ed/Nc_Rd).
N_Ed 59.45
-. ---- = ----- = 0.042 < 1.000 ---> O.K.
Nc_Rd 1401.05

( ). Calculate buckling resistance of compression member (Nb_Rdy, Nb_Rdz).
[ Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2 ]
-. Beta_A = Aeff / Area = 1.000
-. Lambda1 = Pi * SQRT(Es/fy) = 93.913
-. Lambda_by = { (Ky*Ly/iy)/Lambda1 } * SQRT(Beta_A) = 0.396
-. Ncry = Pi^2*Es*Iyy / (Ky*Ly)^2 = 9464.70 kN.
-. Lambda_by < 0.2 or N_Ed/Ncry < 0.04 --> No need to check.

-. Lambda_bz = { (Kz*Lz/iz)/Lambda1 } * SQRT(Beta_A) = 0.026
-. Ncrz = Pi^2*Es*Izz / (Kz*Lz)^2 = 2165266.94 kN.
-. Lambda_bz < 0.2 or N_Ed/Ncrz < 0.04 --> No need to check.
```

[[[\*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.

```
( ). Calculate shear area.
[ Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2 ]
-. eta = 1.2 (Fy < 460 MPa.)
-. r = 1.8000 cm.
-. Avy = Area - hw*tw = 39.5750 cm^2.
-. Avz1 = eta*hw*tw = 27.6300 cm^2.
-. Avz2 = Area - 2*B*tf + (tw + 2*r)*tf = 30.8025 cm^2.
-. Avz = MAX[ Avz1, Avz2 ] = 30.8025 cm^2.

( ). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (Vpl_Rdy).
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.6 ]
-. Vpl_Rdy = [ Avy*fy/SQRT(3) ] / Gamma_M0 = 511.37 kN.
```



midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]

Gen 2024

```
( ). Check ratio of shear resistance (V_Edy/Vpl_Rdy).
( LCB = 19, POS = 1/4 )
-. Applied shear force : V_Edy = 5.61 kN.
   V_Edy = 5.61
-. ----- = ----- = 0.011 < 1.000 ---> O.K.
   Vpl_Rdy = 511.37

( ). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (Vpl_Rdz).
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.6 ]
-. Vpl_Rdz = [ Avz*fy/SQRT(3) ] / Gamma_M0 = 398.02 kN.

( ). Shear Buckling Check.
[ Eurocode3:05 6.2.6 ]
-. HTR < 72*e/Eta ---> No need to check!

( ). Check ratio of shear resistance (V_Edz/Vpl_Rdz).
( LCB = 35, POS = 1/4 )
-. Applied shear force : V_Edz = 68.10 kN.
   V_Edz = 68.10
-. ----- = ----- = 0.171 < 1.000 ---> O.K.
   Vpl_Rdz = 398.02
```

[[[\*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.

```
( ). Calculate plastic resistance moment about major axis.
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.5 ]
-. Wply = 804.0000 cm^3.
-. Mc_Rdy = Wply * fy / Gamma_M0 = 17994.29 kN-cm.

( ). Check ratio of moment resistance (M_Edy/Mc_Rdy).
   M_Edy = 7214.74
-. ----- = ----- = 0.401 < 1.000 ---> O.K.
   Mc_Rdy = 17994.29
```

[[[\*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.

```
( ). Calculate plastic resistance moment about minor axis.
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.5 ]
-. Wplz = 151.5171 cm^3.
-. Mc_Rdz = Wplz * fy / Gamma_M0 = 3391.10 kN-cm.

( ). Check ratio of moment resistance (M_Edz/Mc_Rdz).
   M_Edz = 0.06
-. ----- = ----- = 1.701e-05 < 1.000 ---> O.K.
   Mc_Rdz = 3391.10
```

midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]

Gen 2024

[[[\*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.

( ). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.  
[ Eurocode3:05 6.2.8 (6.30) ]  
-. In case of  $V_{Edz} / V_{pl\_Rdz} < 0.5$   
-.  $M_{y\_Rd} = M_{c\_Rdy} = 17994.29$  kN-cm.

( ). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.  
[ Eurocode3:05 6.2.8 (6.30) ]  
-. In case of  $V_{Edy} / V_{pl\_Rdy} < 0.5$   
-.  $M_{z\_Rd} = M_{c\_Rdz} = 3391.10$  kN-cm.

( ). Check general interaction ratio.  
[ Eurocode3:05 6.2.1 (6.2) ] - Class1 or Class2  
$$R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y\_Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z\_Rd}}$$
  
= 0.443 < 1.000 ---> O.K.

( ). Check interaction ratio of bending and axial force member.  
[ Eurocode3:05 6.2.9 (6.31 ~ 6.41) ] - Class1 or Class2  
-.  $n = N_{Ed} / N_{pl\_Rd} = 0.042$   
-.  $a = \text{MIN}[(\text{Area}-2b*tf)/\text{Area}, 0.5] = 0.412$   
-.  $\alpha = 2.000$   
-.  $\beta = \text{MAX}[5*n, 1.0] = 1.000$   
  
-.  $N_{Ed} < 0.25*N_{pl\_Rd} = 350.26$  kN.  
-.  $N_{Ed} < 0.5*hw*tw*fy/\gamma_{M0} = 257.66$  kN.  
Therefore, No allowance for the effect of axial force.  
-.  $M_{ny\_Rd} = M_{ply\_Rd} = 17994.29$  kN-cm.  
-.  $R_{maxy} = M_{Edy} / M_{ny\_Rd} = 0.401 < 1.000$  ---> O.K.  
  
-.  $N_{Ed} < hw*tw*fy/\gamma_{M0} = 790.16$  kN.  
Therefore, No allowance for the effect of axial force.  
-.  $M_{nz\_Rd} = M_{plz\_Rd} = 3391.10$  kN-cm.  
-.  $R_{maxz} = M_{Edz} / M_{nz\_Rd} = 1.701e-05 < 1.000$  ---> O.K.

-.  $R_{max2} = \left[ \frac{M_{Edy}}{M_{ny\_Rd}} \right]^{\alpha} + \left[ \frac{M_{Edz}}{M_{nz\_Rd}} \right]^{\beta}$   
= 0.161 < 1.000 ---> O.K.



midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]

Gen 2024

```
( ). Check interaction ratio of bending and axial compression member.
[ Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A ]
-. N_Ed = -59.45 kN.
-. M_Edy = 7214.74 kN-cm.
-. M_Edz = -0.06 kN-cm.
-. kyy = 1.000
-. kyz = 0.668
-. kzy = 0.521
-. kzz = 0.971
-. Xiy = 1.000
-. Xiz = 1.000
-. XiLT = 1.000
-. N_Rk = A*fy = 1471.10 kN.
-. My_Rk = Wply*fy = 18894.00 kN-cm.
-. Mz_Rk = Wplz*fy = 3560.65 kN-cm.
-. N_Ed*eNy = 0.0 (Not Slender)
-. N_Ed*eNz = 0.0 (Not Slender)
-. Rmax_LT1 = (N_Ed / (Xiy*N_Rk/Gamma_M1) + kyy * (M_Edy + N_Ed*eNy) / (XiLT*My_Rk/Gamma_M1) + kyz * (M_Edz + N_Ed*eNz) / (Mz_Rk/Gamma_M1))
              = 0.443 < 1.000 ---> O.K.
-. Rmax_LT2 = (N_Ed / (Xiz*N_Rk/Gamma_M1) + kzy * (M_Edy + N_Ed*eNy) / (XiLT*My_Rk/Gamma_M1) + kzz * (M_Edz + N_Ed*eNz) / (Mz_Rk/Gamma_M1))
              = 0.251 < 1.000 ---> O.K.
-. Rmax = MAX[ MAX(Rmax1, Rmax2), MAX(Rmax_LT1, Rmax_LT2) ] = 0.443 < 1.000 ---> O.K.
```

midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]

Gen 2024

[[[\*]]] CHECK DEFLECTION.

```
( ). Compute Maximum Deflection.
-. LCB = 153
-. DAF = 1.000 (Deflection Amplification Factor).
-. Position = 0.000cm From i-end(Node 18).
-. Def = 2.111 * DAF = 2.111cm (Global Z)
-. Def_Lim = 2.315cm
  Def < Def_Lim ---> O.K !
```



### 11.2.1.3 Travi secondarie HEA140

Si riportano in questo paragrafo le verifiche eseguite sulle travi secondarie. Si tratta di elementi in acciaio di classe S235 formati da profili HEA140.

Di seguito si riportano a video gli indici di sfruttamento e la tabella riassuntiva delle verifiche di ogni pilastro, ognuno per la sua combinazione peggiore.

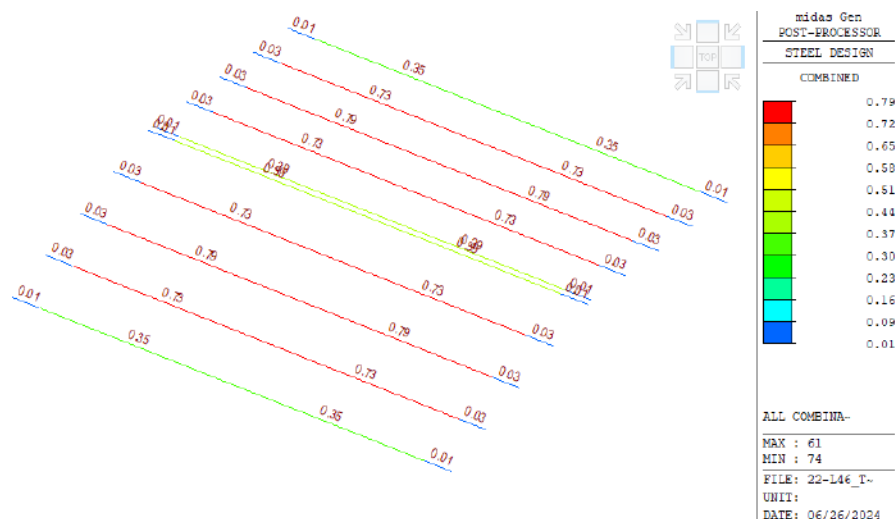


Figura 129 - Contour degli indici di sfruttamento degli elementi

CHK	MEMB	SECT	Section	LCB	Class	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Rd	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
CHK	COM	SHR	Material	LCB	Req.	Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	49,00	3,00	HEA140	14,00	Class1	500,00	500,00	1,00	1,00	25,52	-	1 064,00	69,39	1,84	6,65	-	0,72
OK	0,35	0,05	S235	14,00	-	-	500,00	1,00	1,00	218,22	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	2,00
OK	50,00	3,00	HEA140	14,00	Class1	500,00	500,00	1,00	1,00	23,71	-	2 213,20	238,00	2,48	13,29	-	1,56
OK	0,73	0,10	S235	14,00	-	-	500,00	1,00	1,00	218,22	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	2,00
OK	51,00	3,00	HEA140	14,00	Class1	500,00	500,00	1,00	1,00	42,31	-	2 252,80	188,94	3,10	13,14	-	1,57
OK	0,79	0,10	S235	14,00	-	-	500,00	1,00	1,00	218,22	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	2,00
OK	52,00	3,00	HEA140	14,00	Class1	500,00	500,00	1,00	1,00	16,90	-	2 281,60	223,19	2,63	13,02	-	1,61
OK	0,73	0,10	S235	14,00	-	-	500,00	1,00	1,00	218,22	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	2,00
OK	53,00	3,00	HEA140	14,00	Class1	500,00	500,00	1,00	1,00	21,74	-	1 139,40	116,43	1,40	6,72	-	0,80
OK	0,39	0,05	S235	14,00	-	-	500,00	1,00	1,00	218,22	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	2,00
OK	54,00	3,00	HEA140	14,00	Class1	500,00	500,00	1,00	1,00	25,45	-	1 064,00	69,52	1,84	6,65	-	0,72
OK	0,35	0,05	S235	14,00	-	-	500,00	1,00	1,00	218,22	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	2,00
OK	55,00	3,00	HEA140	14,00	Class1	500,00	500,00	1,00	1,00	23,71	-	2 197,60	237,96	2,48	13,24	-	1,54
OK	0,73	0,10	S235	14,00	-	-	500,00	1,00	1,00	218,22	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	2,00
OK	56,00	3,00	HEA140	14,00	Class1	500,00	500,00	1,00	1,00	42,32	-	2 252,50	188,94	3,10	13,13	-	1,57
OK	0,79	0,10	S235	14,00	-	-	500,00	1,00	1,00	218,22	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	2,00
OK	57,00	3,00	HEA140	14,00	Class1	500,00	500,00	1,00	1,00	16,90	-	2 276,50	223,19	2,63	13,00	-	1,60
OK	0,73	0,10	S235	14,00	-	-	500,00	1,00	1,00	218,22	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	2,00
OK	58,00	3,00	HEA140	14,00	Class1	500,00	500,00	1,00	1,00	21,73	-	1 143,70	116,42	1,40	6,70	-	0,81
OK	0,39	0,05	S235	14,00	-	-	500,00	1,00	1,00	218,22	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	2,00
OK	59,00	3,00	HEA140	16,00	Class1	500,00	500,00	1,00	1,00	25,53	-	1 064,00	69,38	1,84	6,65	-	0,72
OK	0,35	0,05	S235	16,00	-	-	500,00	1,00	1,00	218,22	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	2,00
OK	60,00	3,00	HEA140	16,00	Class1	500,00	500,00	1,00	1,00	23,72	-	2 213,20	238,01	2,48	13,29	-	1,56
OK	0,73	0,10	S235	16,00	-	-	500,00	1,00	1,00	218,22	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	2,00
OK	61,00	3,00	HEA140	16,00	Class1	500,00	500,00	1,00	1,00	42,32	-	2 252,80	188,93	3,10	13,14	-	1,57
OK	0,79	0,10	S235	16,00	-	-	500,00	1,00	1,00	218,22	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	2,00
OK	62,00	3,00	HEA140	16,00	Class1	500,00	500,00	1,00	1,00	16,90	-	2 281,60	223,20	2,63	13,02	-	1,61
OK	0,73	0,10	S235	16,00	-	-	500,00	1,00	1,00	218,22	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	2,00
OK	63,00	3,00	HEA140	16,00	Class1	500,00	500,00	1,00	1,00	21,75	-	1 139,40	116,38	1,41	6,72	-	0,80
OK	0,39	0,05	S235	16,00	-	-	500,00	1,00	1,00	218,22	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	2,00
OK	64,00	3,00	HEA140	16,00	Class1	500,00	500,00	1,00	1,00	25,52	-	1 064,00	69,42	1,84	6,65	-	0,72
OK	0,35	0,05	S235	16,00	-	-	500,00	1,00	1,00	218,22	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	2,00
OK	65,00	3,00	HEA140	16,00	Class1	500,00	500,00	1,00	1,00	23,72	-	2 207,30	238,00	2,48	13,32	-	1,55
OK	0,73	0,10	S235	16,00	-	-	500,00	1,00	1,00	218,22	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	2,00
OK	66,00	3,00	HEA140	16,00	Class1	500,00	500,00	1,00	1,00	42,31	-	2 252,80	188,93	3,10	13,14	-	1,57
OK	0,79	0,10	S235	16,00	-	-	500,00	1,00	1,00	218,22	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	2,00
OK	67,00	3,00	HEA140	16,00	Class1	500,00	500,00	1,00	1,00	16,90	-	2 280,00	223,20	2,63	13,03	-	1,61
OK	0,73	0,10	S235	16,00	-	-	500,00	1,00	1,00	218,22	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	2,00
OK	68,00	3,00	HEA140	16,00	Class1	500,00	500,00	1,00	1,00	21,74	-	1 140,80	116,38	1,41	6,73	-	0,81
OK	0,39	0,05	S235	16,00	-	-	500,00	1,00	1,00	218,22	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	2,00
OK	69,00	3,00	HEA140	44,00	Class1	70,00	500,00	1,00	1,00	-	-	40,53	7,15	0,20	1,16	-	0,00
OK	0,01	0,01	S235	44,00	-	-	70,00	1,00	1,00	702,76	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	0,28
OK	70,00	3,00	HEA140	44,00	Class1	70,00	500,00	1,00	1,00	-	-	73,47	12,95	0,37	2,10	-	0,00
OK	0,03	0,02	S235	44,00	-	-	70,00	1,00	1,00	702,76	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	0,28
OK	71,00	3,00	HEA140	44,00	Class1	70,00	500,00	1,00	1,00	-	-	73,45	12,95	0,37	2,10	-	0,00
OK	0,03	0,02	S235	44,00	-	-	70,00	1,00	1,00	702,76	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	0,28
OK	72,00	3,00	HEA140	44,00	Class1	70,00	500,00	1,00	1,00	-	-	73,45	12,95	0,37	2,10	-	0,00
OK	0,03	0,02	S235	44,00	-	-	70,00	1,00	1,00	702,76	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	0,28
OK	73,00	3,00	HEA140	44,00	Class1	70,00	500,00	1,00	1,00	-	-	40,52	7,14	0,20	1,16	-	0,00
OK	0,01	0,01	S235	44,00	-	-	70,00	1,00	1,00	702,76	-	3 880,86	1 883,97	323,30	130,61	-	0,28



OK	74,00	3,00	HEA140	44,00	Class1	70,00	500,00	1,00	1,00	-	-	-	40,52	-	7,14	0,20	1,16	-	0,00
OK	0,01	0,01	S235	44,00	-	-	70,00	1,00	1,00	702,76	-	-	3880,86	-	1883,97	323,30	130,61	-	0,28
OK	75,00	3,00	HEA140	44,00	Class1	70,00	500,00	1,00	1,00	-	-	-	73,45	-	12,95	0,37	2,10	-	0,00
OK	0,03	0,02	S235	44,00	-	-	70,00	1,00	1,00	702,76	-	-	3880,86	-	1883,97	323,30	130,61	-	0,28
OK	76,00	3,00	HEA140	44,00	Class1	70,00	500,00	1,00	1,00	-	-	-	73,45	-	12,95	0,37	2,10	-	0,00
OK	0,03	0,02	S235	44,00	-	-	70,00	1,00	1,00	702,76	-	-	3880,86	-	1883,97	323,30	130,61	-	0,28
OK	77,00	3,00	HEA140	44,00	Class1	70,00	500,00	1,00	1,00	-	-	-	73,47	-	12,95	0,37	2,10	-	0,00
OK	0,03	0,02	S235	44,00	-	-	70,00	1,00	1,00	702,76	-	-	3880,86	-	1883,97	323,30	130,61	-	0,28
OK	78,00	3,00	HEA140	44,00	Class1	70,00	500,00	1,00	1,00	-	-	-	40,53	-	7,15	0,20	1,16	-	0,00
OK	0,01	0,01	S235	44,00	-	-	70,00	1,00	1,00	702,76	-	-	3880,86	-	1883,97	323,30	130,61	-	0,28
OK	79,00	3,00	HEA140	44,00	Class1	70,00	500,00	1,00	1,00	-	-	-	40,53	-	7,15	0,20	1,16	-	0,00
OK	0,01	0,01	S235	44,00	-	-	70,00	1,00	1,00	702,76	-	-	3880,86	-	1883,97	323,30	130,61	-	0,28
OK	80,00	3,00	HEA140	44,00	Class1	70,00	500,00	1,00	1,00	-	-	-	73,47	-	12,95	0,37	2,10	-	0,00
OK	0,03	0,02	S235	44,00	-	-	70,00	1,00	1,00	702,76	-	-	3880,86	-	1883,97	323,30	130,61	-	0,28
OK	81,00	3,00	HEA140	44,00	Class1	70,00	500,00	1,00	1,00	-	-	-	73,45	-	12,95	0,37	2,10	-	0,00
OK	0,03	0,02	S235	44,00	-	-	70,00	1,00	1,00	702,76	-	-	3880,86	-	1883,97	323,30	130,61	-	0,28
OK	82,00	3,00	HEA140	44,00	Class1	70,00	500,00	1,00	1,00	-	-	-	73,45	-	12,95	0,37	2,10	-	0,00
OK	0,03	0,02	S235	44,00	-	-	70,00	1,00	1,00	702,76	-	-	3880,86	-	1883,97	323,30	130,61	-	0,28
OK	83,00	3,00	HEA140	44,00	Class1	70,00	500,00	1,00	1,00	-	-	-	40,52	-	7,14	0,20	1,16	-	0,00
OK	0,01	0,01	S235	44,00	-	-	70,00	1,00	1,00	702,76	-	-	3880,86	-	1883,97	323,30	130,61	-	0,28
OK	84,00	3,00	HEA140	44,00	Class1	70,00	500,00	1,00	1,00	-	-	-	40,52	-	7,14	0,20	1,16	-	0,00
OK	0,01	0,01	S235	44,00	-	-	70,00	1,00	1,00	702,76	-	-	3880,86	-	1883,97	323,30	130,61	-	0,28
OK	85,00	3,00	HEA140	44,00	Class1	70,00	500,00	1,00	1,00	-	-	-	73,45	-	12,95	0,37	2,10	-	0,00
OK	0,03	0,02	S235	44,00	-	-	70,00	1,00	1,00	702,76	-	-	3880,86	-	1883,97	323,30	130,61	-	0,28
OK	86,00	3,00	HEA140	44,00	Class1	70,00	500,00	1,00	1,00	-	-	-	73,45	-	12,95	0,37	2,10	-	0,00
OK	0,03	0,02	S235	44,00	-	-	70,00	1,00	1,00	702,76	-	-	3880,86	-	1883,97	323,30	130,61	-	0,28
OK	87,00	3,00	HEA140	44,00	Class1	70,00	500,00	1,00	1,00	-	-	-	73,47	-	12,95	0,37	2,10	-	0,00
OK	0,03	0,02	S235	44,00	-	-	70,00	1,00	1,00	702,76	-	-	3880,86	-	1883,97	323,30	130,61	-	0,28
OK	88,00	3,00	HEA140	44,00	Class1	70,00	500,00	1,00	1,00	-	-	-	40,53	-	7,15	0,20	1,16	-	0,00
OK	0,01	0,01	S235	44,00	-	-	70,00	1,00	1,00	702,76	-	-	3880,86	-	1883,97	323,30	130,61	-	0,28

#### Legenda:

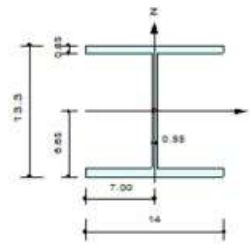
- MEM: member
- COM: coeff. di verifica massimo
- SECT: numero della sezione
- SHR: coeff. di verifica per forza di taglio
- LCB: combinazione di carico peggiore

Tutte le verifiche sono dunque risultate soddisfatte.

Si riportano i risultati in forma compatta e successivamente il dettaglio dei calcoli effettuati dal software per l'elemento e la combinazione più gravosi.

## 1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, cm
Member No	61
Material	S235 (No:1) ( $F_y = 23.5000$ , $E_s = 21000.0$ )
Section Name	HEA140 (No:3) (Rolled : HEA140).
Member Length	: 500.000



## 2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = -42.318$ (LCB: 16, POS:1/2)
Bending Moments	$M_y = -2252.8$ , $M_z = 188.928$
End Moments	$M_{yi} = 872.873$ , $M_{yj} = -12.783$ (for $L_b$ ) $M_{yi} = 872.873$ , $M_{yj} = -12.783$ (for $L_y$ ) $M_{zi} = -145.45$ , $M_{zj} = -422.83$ (for $L_z$ )
Shear Forces	$F_{yy} = 3.09709$ (LCB: 16, POS:3/4) $F_{zz} = 13.1351$ (LCB: 16, POS:1/2)

Depth	13.3000	Web Thick	0.55000
Top Fl Width	14.0000	Top Fl Thick	0.85000
Bot Fl Width	14.0000	Bot Fl Thick	0.85000
Area	31.4000	Asx	7.31900
Cy1	151.506	Cys	-34.5000
Iy1	1030.00	Izs	389.000
Iy2	7.00000	Izs2	6.85000
Iy3	155.000	Iy32	55.6000
Iy4	5.73000	Iy32	3.52000

## 3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 500.000$ , $L_z = 500.000$ , $L_b = 0.00000$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$ , $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 1.00$ , $C_{mz} = 1.00$ , $C_{mLT} = 1.00$

## 4. Checking Result

Slenderness Ratio	$KL/r = 142.0 < 200.0$ (Memb:61, LCB: 16)..... O.K
Axial Resistance	$N_{Ed}/[N_{ch}/R_d, N_{b,Rd}] = 42.318/218.215 = 0.194 < 1.000$ ..... O.K
Bending Resistance	$M_{Edy}/M_{Rdy} = 2252.83/3880.86 = 0.580 < 1.000$ ..... O.K $M_{Edz}/M_{Rdz} = 188.93/1883.97 = 0.100 < 1.000$ ..... O.K
Combined Resistance	$R_{MNRd} = \max[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$ $R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^\beta$ $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$ , $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$ $R_{cLT1} = N_{Ed}/(x_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$ $R_{bLT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (x_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$ $R_{cLT2} = N_{Ed}/(x_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$ $R_{bLT2} = (k_{zy} \cdot M_{Edy}) / (x_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$ $R_{max} = \max[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), \max(R_{cLT1} + R_{bLT1}, R_{cLT2} + R_{bLT2})] = 0.793 < 1.000$ ..... O.K
Shear Resistance	$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.010 < 1.000$ ..... O.K $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.101 < 1.000$ ..... O.K

## 5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 2.0000 > 1.5091$ (Memb:62, LCB: 134, POS: 269.2cm, Dir-Z)..... O.K
---



midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]

Gen 2024

```

* . PROJECT      :
* . MEMBER NO    =    61, ELEMENT TYPE = Beam
* . LOADCOMB NO  =    16, MATERIAL NO  =    1, SECTION NO  =    3
* . UNIT SYSTEM : kN, cm

* . SECTION PROPERTIES : Designation = HEA140
Shape      = I - Section. (Rolled)
Depth      =    13.300, Top F Width =    14.000, Bot.F Width =    14.000
Web Thick  =     0.550, Top F Thick =     0.850, Bot.F Thick =     0.850

Area = 3,14000e+01, Avy = 2,50200e+01, Avz = 1,01075e+01
Ybar = 7,00000e+00, Zbar = 6,65000e+00, Qyb = 1,51506e+02, Qzb = 2,45000e+01
Wely = 1,55000e+02, Welz = 5,56000e+01, Wply = 1,73400e+02, Wplz = 8,41773e+01
Iyy = 1,03000e+03, Izz = 3,89000e+02, Iyz = 0,00000e+00
iy  = 5,73000e+00, iz  = 3,52000e+00
J   = 6,42229e+00, Cwp = 1,50637e+04

* . DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :
Ly  = 5,00000e+02, Lz  = 5,00000e+02, Lb  = 0,00000e+00
Ky  = 1,00000e+00, Kz  = 1,00000e+00

* . MATERIAL PROPERTIES :
Fy  = 2,35000e+01, Es  = 2,10000e+04, MATERIAL NAME = S235

* . FORCES AND MOMENTS AT (1/2) POINT :
Axial Force   Fxx =-4,23178e+01
Shear Forces  Fyy =-1,44897e+00, Fzz = 1,31351e+01
Bending Moments My =-2,25283e+03, Mz = 1,88928e+02
End Moments     Myi = 8,72873e+02, Myj =-1,27834e+01 (for Lb)
               Myi = 8,72873e+02, Myj =-1,27834e+01 (for Ly)
               Mzi =-1,45446e+02, Mzj =-4,22826e+02 (for Lz)

* . Sign conventions for stress and axial force.
- Stress : Compression positive.
- Axial force: Tension positive.

```

[[[\*]]] CLASSIFY LEFT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).

( ). Determine classification of tension outstand flanges.  
-. Not Checking the Section Classification.

[[[\*]]] CLASSIFY RIGHT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).

( ). Determine classification of tension outstand flanges.  
-. Not Checking the Section Classification.



midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]

Gen 2024

[[[\*]]] CLASSIFY LEFT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).

```
( ). Determine classification of compression outstand flanges.
[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5 ]
-. e      = SQRT( 235/fy ) = 1.00
-. b/t    = BTR = 6.50
-. sigma1 = 13.867 kN/cm^2.
-. sigma2 = 12.095 kN/cm^2.
-. BTR < 9*e ( Class 1 : Plastic ).
```

[[[\*]]] CLASSIFY RIGHT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).

```
( ). Determine classification of compression outstand flanges.
[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5 ]
-. e      = SQRT( 235/fy ) = 1.00
-. b/t    = BTR = 6.50
-. sigma1 = 16.584 kN/cm^2.
-. sigma2 = 14.813 kN/cm^2.
-. BTR < 9*e ( Class 1 : Plastic ).
```

[[[\*]]] CLASSIFY WEB OF SECTION (HTR).

```
( ). Determine classification of bending and compression Internal Parts.
[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5 ]
-. e      = SQRT( 235/fy ) = 1.00
-. d/t    = HTR = 16.73
-. sigma1 = 10.335 kN/cm^2.
-. sigma2 = -7.639 kN/cm^2.
-. Psi    = [2*(NEd/A)*(1/fy)]-1 = -0.885
-. Alpha  = 0.678 > 0.5
-. HTR < 396*e/(13*Alpha-1) ( Class 1 : Plastic ).
```

[[[\*]]] APPLIED FACTORS.

```
( ). Calculate equivalent uniform moment factors (Cmy,Cmz,CmLT).
[ Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2 ]
-. Cmy,0  = 0.995
-. Cmz,0  = 0.869
-. Cmy (Default or User Defined Value) = 1.000
-. Cmz (Default or User Defined Value) = 1.000
-. CmLT (Default or User Defined Value) = 1.000
```

midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]

Gen 2024

```
( ). Partial Factors (Gamma_Mi).
[ Eurocode3:05 6.1 ]
-. Gamma_M0 = 1.05
-. Gamma_M1 = 1.05
-. Gamma_M2 = 1.25
```

[[[\*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.

```
( ). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/i).
-. Kl/i = 142.0 < 200.0 ---> O.K.

( ). Calculate axial compressive resistance (Nc_Rd).
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.4 ]
-. Nc_Rd = fy * Area / Gamma_M0 = 702.76 kN.

( ). Check ratio of axial resistance (N_Ed/Nc_Rd).
N_Ed 42.32
-. ---- = ----- = 0.060 < 1.000 ---> O.K.
Nc_Rd 702.76

( ). Calculate buckling resistance of compression member (Nb_Rdy, Nb_Rdz).
[ Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2 ]
-. Beta_A = Aeff / Area = 1.000
-. Lambda_dal = Pi * SQRT(Es/fy) = 93.913
-. Lambda_by = {(Ky*Ly/iy)/Lambda_dal} * SQRT(Beta_A) = 0.929
-. Ncry = Pi^2*Es*Iyy / (Ky*Ly)^2 = 853.92 kN.
-. Lambda_by > 0.2 and N_Ed/Ncry > 0.04 --> Need to check.
-. Alphay = 0.340
-. Phiy = 0.5 * [ 1 + Alphay*(Lambda_by-0.2) + Lambda_by^2 ] = 1.056
-. Xiy = MIN [ 1 / [Phiy + SQRT(Phiy^2 - Lambda_by^2)], 1.0 ] = 0.642
-. Nb_Rdy = Xiy*Beta_A*Area*fy / Gamma_M1 = 451.46 kN.

-. Lambda_bz = {(Kz*Lz/iz)/Lambda_dal} * SQRT(Beta_A) = 1.513
-. Ncrz = Pi^2*Es*Izz / (Kz*Lz)^2 = 322.50 kN.
-. Lambda_bz > 0.2 and N_Ed/Ncrz > 0.04 --> Need to check.
-. Alphaz = 0.490
-. Phiz = 0.5 * [ 1 + Alphaz*(Lambda_bz-0.2) + Lambda_bz^2 ] = 1.965
-. Xiz = MIN [ 1 / [Phiz + SQRT(Phiz^2 - Lambda_bz^2)], 1.0 ] = 0.311
-. Nb_Rdz = Xiz*Beta_A*Area*fy / Gamma_M1 = 218.22 kN.

( ). Check ratio of buckling resistance (N_Ed/Nb_Rd).
-. Nb_Rd = MIN[ Nb_Rdy, Nb_Rdz ] = 218.22 kN.
N_Ed 42.32
-. ---- = ----- = 0.194 < 1.000 ---> O.K.
Nb_Rd 218.22
```



=====  
[[[\*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.  
=====

•

midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]

Gen 2024  
=====

```
( ). Calculate shear area.
[ Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2 ]
-. eta = 1.2 (Fy < 460 MPa.)
-. r = 1.2000 cm.
-. Avy = Area - hw*tw = 25.0200 cm^2.
-. Avz1 = eta*hw*tw = 7.6560 cm^2.
-. Avz2 = Area - 2*B*tf + (tw + 2*r)*tf = 10.1075 cm^2.
-. Avz = MAX[ Avz1, Avz2 ] = 10.1075 cm^2.

( ). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (Vpl_Rdy).
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.6 ]
-. Vpl_Rdy = [ Avy*fy/SQRT(3) ] / Gamma_M0 = 323.30 kN.

( ). Check ratio of shear resistance (V_Edy/Vpl_Rdy).
( LCB = 16, POS = 3/4 )
-. Applied shear force : V_Edy = 3.10 kN.
V_Edy 3.10
-. ----- = ----- = 0.010 < 1.000 ----> O.K.
Vpl_Rdy 323.30

( ). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (Vpl_Rdz).
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.6 ]
-. Vpl_Rdz = [ Avz*fy/SQRT(3) ] / Gamma_M0 = 130.61 kN.

( ). Shear Buckling Check.
[ Eurocode3:05 6.2.6 ]
-. HTR < 72*e/Eta ----> No need to check!

( ). Check ratio of shear resistance (V_Edz/Vpl_Rdz).
( LCB = 16, POS = 1/2 )
-. Applied shear force : V_Edz = 13.14 kN.
V_Edz 13.14
-. ----- = ----- = 0.101 < 1.000 ----> O.K.
Vpl_Rdz 130.61
```

=====  
[[[\*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.  
=====

```
( ). Calculate plastic resistance moment about major axis.
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.5 ]
-. Wply = 173.4000 cm^3.
-. Mc_Rdy = Wply * fy / Gamma_M0 = 3880.86 kN-cm.

( ). Check ratio of moment resistance (M_Edy/Mc_Rdy).
M_Edy 2252.83
-. ----- = ----- = 0.580 < 1.000 ----> O.K.
Mc_Rdy 3880.86
```



midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]

Gen 2024

[[[\*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.

( ). Calculate plastic resistance moment about minor axis.

[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.5 ]

-. Wplz = 84.1773 cm<sup>3</sup>.

-. Mc\_Rdz = Wplz \* fy / Gamma\_M0 = 1883.97 kN-cm.

( ). Check ratio of moment resistance (M\_Edz/Mc\_Rdz).

M\_Edz 188.93

-.  $\frac{M_{Edz}}{Mc_{Rdz}} = \frac{188.93}{1883.97} = 0.100 < 1.000 \rightarrow$  O.K.

[[[\*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.

( ). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.

[ Eurocode3:05 6.2.8 (6.30) ]

-. In case of V\_Edz / Vpl\_Rdz < 0.5

-. My\_Rd = Mc\_Rdy = 3880.86 kN-cm.

( ). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.

[ Eurocode3:05 6.2.8 (6.30) ]

-. In case of V\_Edy / Vpl\_Rdy < 0.5

-. Mz\_Rd = Mc\_Rdz = 1883.97 kN-cm.

( ). Check general interaction ratio.

[ Eurocode3:05 6.2.1 (6.2) ] - Class1 or Class2

-.  $R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{yRd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{zRd}}$   
= 0.741 < 1.000  $\rightarrow$  O.K.

( ). Check interaction ratio of bending and axial force member.

[ Eurocode3:05 6.2.9 (6.31 ~ 6.41) ] - Class1 or Class2

-. n = N\_Ed / Npl\_Rd = 0.060

-. a = MIN[ (Area-2b\*tf)/Area, 0.5 ] = 0.242

-. Alpha = 2.000

-. Beta = MAX[ 5\*n, 1.0 ] = 1.000

-. N\_Ed < 0.25\*Npl\_Rd = 175.69 kN.

-. N\_Ed < 0.5\*hw\*tw\*fy/Gamma\_M0 = 71.40 kN.

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

-. Mny\_Rd = Mply\_Rd = 3880.86 kN-cm.

-. Rmaxy = M\_Edy / Mny\_Rd = 0.580 < 1.000  $\rightarrow$  O.K.

-. N\_Ed < hw\*tw\*fy/Gamma\_M0 = 220.68 kN.

Therefore, No allowance for the effect of axial force.



midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]

Gen 2024

```
-. Mnz_Rd = Mplz_Rd = 1883.97 kN-cm.
-. Rmaxz = M_Edz / Mnz_Rd = 0.100 < 1.000 ---> O.K.
```

```
-. Rmax2 = [ | M_Edy |^(Alpha) | M_Edz |^(Beta) |
            [ |-----| + |-----| ]
            [ | Mny_Rd | | Mnz_Rd | ]
            = 0.437 < 1.000 ---> O.K.
```

( ). Check interaction ratio of bending and axial compression member.  
[ Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A ]

```
-. N_Ed = -42.32 kN.
-. M_Edy = -2252.83 kN-cm.
-. M_Edz = 188.93 kN-cm.
```

```
-. kyy = 1.059
```

```
-. kyz = 0.841
```

```
-. kzy = 0.559
```

```
-. kzz = 1.111
```

```
-. Xiy = 0.642
```

```
-. Xiz = 0.310
```

```
-. XiLT = 1.000
```

```
-. N_Rk = A*fy = 737.90 kN.
```

```
-. My_Rk = Wply*fy = 4074.90 kN-cm.
```

```
-. Mz_Rk = Wplz*fy = 1978.17 kN-cm.
```

```
-. N_Ed*eNy = 0.0 (Not Slender)
```

```
-. N_Ed*eNz = 0.0 (Not Slender)
```

```
-. Rmax_LT1 = ----- + kyy * ----- + kyz * -----
              N_Ed                      M_Edy + N_Ed*eNy          M_Edz + N_Ed*eNz
              Xiy*N_Rk/Gamma_M1          XiLT*My_Rk/Gamma_M1          Mz_Rk/Gamma_M1
              = 0.793 < 1.000 ---> O.K.
```

```
-. Rmax_LT2 = ----- + kzy * ----- + kzz * -----
              N_Ed                      M_Edy + N_Ed*eNy          M_Edz + N_Ed*eNz
              Xiz*N_Rk/Gamma_M1          XiLT*My_Rk/Gamma_M1          Mz_Rk/Gamma_M1
              = 0.630 < 1.000 ---> O.K.
```

```
-. Rmax = MAX[ MAX(Rmax1, Rmax2), MAX(Rmax_LT1, Rmax_LT2) ] = 0.793 < 1.000 ---> O.K.
```

midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]

Gen 2024

[[[\*]]] CHECK DEFLECTION.

( ). Compute Maximum Deflection.

```
-. LCB = 134
```

```
-. DAF = 1.000 (Deflection Amplification Factor).
```

```
-. Position = 269.167cm From i-end(Node 36).
```

```
-. Def = 1.609 * DAF = 1.609cm (Global Z)
```

```
-. Def_Lim = 2.000cm
```

```
Def < Def_Lim ---> O.K !
```

### 11.2.1.4 Controventi Ø20

Si riportano in questo paragrafo le verifiche eseguite sui controventi di falda in copertura. Si tratta di elementi in acciaio di classe S235 formati da tondini Ø20.

Di seguito si riportano a video gli indici di sfruttamento e la tabella riassuntiva delle verifiche di ogni elemento, ognuno per la sua combinazione peggiore.

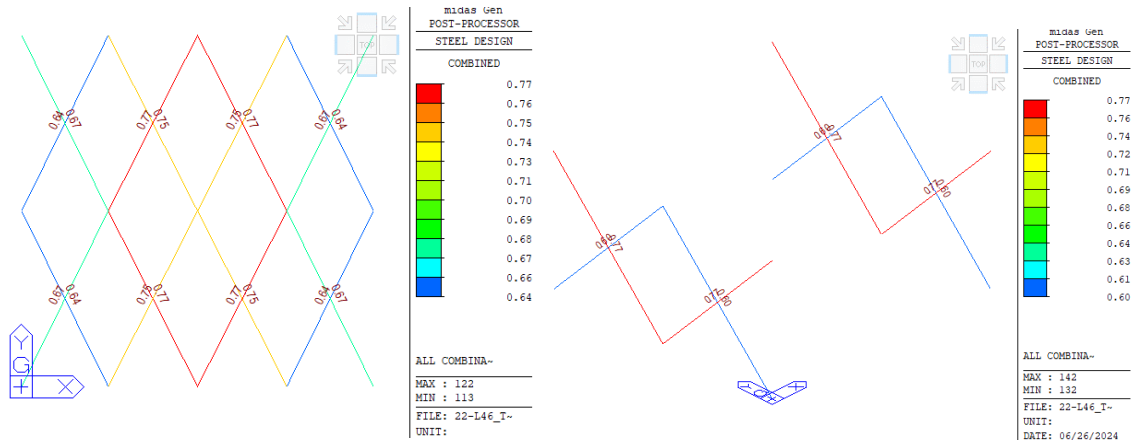


Figura 130 - Contour degli indici di sfruttamento dei controventi di falda e verticali

CHK	MEMB	SECT	Section	LCB	Class	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Rd	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
CHK	COM	SHR	Material	LCB	Req.	Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	111.00	5,00	Tirante Ø20	45,00	Class1	559,02	559,02	1,00	1,00	46,96	-	-	-	-	-	-	-
OK	0,67	-	S235	45,00	-	559,02	559,02	1,00	1,00	70,31	-	29,84	29,84	40,59	40,59	-	-
OK	112.00	5,00	Tirante Ø20	49,00	Class1	559,02	559,02	1,00	1,00	45,26	-	-	-	-	-	-	-
OK	0,64	-	S235	49,00	-	559,02	559,02	1,00	1,00	70,31	-	29,84	29,84	40,59	40,59	-	-
OK	113.00	5,00	Tirante Ø20	49,00	Class1	559,02	559,02	1,00	1,00	45,26	-	-	-	-	-	-	-
OK	0,64	-	S235	49,00	-	559,02	559,02	1,00	1,00	70,31	-	29,84	29,84	40,59	40,59	-	-
OK	114.00	5,00	Tirante Ø20	45,00	Class1	559,02	559,02	1,00	1,00	46,96	-	-	-	-	-	-	-
OK	0,67	-	S235	45,00	-	559,02	559,02	1,00	1,00	70,31	-	29,84	29,84	40,59	40,59	-	-
OK	115.00	5,00	Tirante Ø20	49,00	Class1	562,50	562,50	1,00	1,00	54,28	-	-	-	-	-	-	-
OK	0,77	-	S235	49,00	-	562,50	562,50	1,00	1,00	70,31	-	29,84	29,84	40,59	40,59	-	-
OK	116.00	5,00	Tirante Ø20	54,00	Class1	562,50	562,50	1,00	1,00	52,40	-	-	-	-	-	-	-
OK	0,75	-	S235	54,00	-	562,50	562,50	1,00	1,00	70,31	-	29,84	29,84	40,59	40,59	-	-
OK	117.00	5,00	Tirante Ø20	49,00	Class1	562,50	562,50	1,00	1,00	54,28	-	-	-	-	-	-	-
OK	0,77	-	S235	49,00	-	562,50	562,50	1,00	1,00	70,31	-	29,84	29,84	40,59	40,59	-	-
OK	118.00	5,00	Tirante Ø20	52,00	Class1	562,50	562,50	1,00	1,00	52,40	-	-	-	-	-	-	-
OK	0,75	-	S235	52,00	-	562,50	562,50	1,00	1,00	70,31	-	29,84	29,84	40,59	40,59	-	-
OK	119.00	5,00	Tirante Ø20	46,00	Class1	559,02	559,02	1,00	1,00	46,96	-	-	-	-	-	-	-
OK	0,67	-	S235	46,00	-	559,02	559,02	1,00	1,00	70,31	-	29,84	29,84	40,59	40,59	-	-
OK	120.00	5,00	Tirante Ø20	49,00	Class1	559,02	559,02	1,00	1,00	45,26	-	-	-	-	-	-	-
OK	0,64	-	S235	49,00	-	559,02	559,02	1,00	1,00	70,31	-	29,84	29,84	40,59	40,59	-	-
OK	121.00	5,00	Tirante Ø20	54,00	Class1	562,50	562,50	1,00	1,00	52,40	-	-	-	-	-	-	-
OK	0,75	-	S235	54,00	-	562,50	562,50	1,00	1,00	70,31	-	29,84	29,84	40,59	40,59	-	-
OK	122.00	5,00	Tirante Ø20	49,00	Class1	562,50	562,50	1,00	1,00	54,28	-	-	-	-	-	-	-
OK	0,77	-	S235	49,00	-	562,50	562,50	1,00	1,00	70,31	-	29,84	29,84	40,59	40,59	-	-
OK	123.00	5,00	Tirante Ø20	49,00	Class1	559,02	559,02	1,00	1,00	45,26	-	-	-	-	-	-	-
OK	0,64	-	S235	49,00	-	559,02	559,02	1,00	1,00	70,31	-	29,84	29,84	40,59	40,59	-	-
OK	124.00	5,00	Tirante Ø20	46,00	Class1	559,02	559,02	1,00	1,00	46,96	-	-	-	-	-	-	-
OK	0,67	-	S235	46,00	-	559,02	559,02	1,00	1,00	70,31	-	29,84	29,84	40,59	40,59	-	-
OK	125.00	5,00	Tirante Ø20	52,00	Class1	562,50	562,50	1,00	1,00	52,41	-	-	-	-	-	-	-
OK	0,75	-	S235	52,00	-	562,50	562,50	1,00	1,00	70,31	-	29,84	29,84	40,59	40,59	-	-
OK	126.00	5,00	Tirante Ø20	49,00	Class1	562,50	562,50	1,00	1,00	54,28	-	-	-	-	-	-	-
OK	0,77	-	S235	49,00	-	562,50	562,50	1,00	1,00	70,31	-	29,84	29,84	40,59	40,59	-	-
OK	127.00	5,00	Tirante Ø20	47,00	Class1	717,79	717,79	1,00	1,00	54,36	-	-	-	-	-	-	-
OK	0,77	-	S235	47,00	-	717,79	717,79	1,00	1,00	70,31	-	29,84	29,84	40,59	40,59	-	-
OK	132.00	5,00	Tirante Ø20	47,00	Class1	717,79	717,79	1,00	1,00	41,86	-	-	-	-	-	-	-
OK	0,60	-	S235	47,00	-	717,79	717,79	1,00	1,00	70,31	-	29,84	29,84	40,59	40,59	-	-
OK	136.00	5,00	Tirante Ø20	47,00	Class1	717,79	717,79	1,00	1,00	54,36	-	-	-	-	-	-	-
OK	0,77	-	S235	47,00	-	717,79	717,79	1,00	1,00	70,31	-	29,84	29,84	40,59	40,59	-	-
OK	139.00	5,00	Tirante Ø20	47,00	Class1	717,79	717,79	1,00	1,00	41,87	-	-	-	-	-	-	-
OK	0,60	-	S235	47,00	-	717,79	717,79	1,00	1,00	70,31	-	29,84	29,84	40,59	40,59	-	-
OK	140.00	5,00	Tirante Ø20	48,00	Class1	717,79	717,79	1,00	1,00	54,36	-	-	-	-	-	-	-
OK	0,77	-	S235	48,00	-	717,79	717,79	1,00	1,00	70,31	-	29,84	29,84	40,59	40,59	-	-
OK	141.00	5,00	Tirante Ø20	48,00	Class1	717,79	717,79	1,00	1,00	41,86	-	-	-	-	-	-	-
OK	0,60	-	S235	48,00	-	717,79	717,79	1,00	1,00	70,31	-	29,84	29,84	40,59	40,59	-	-
OK	142.00	5,00	Tirante Ø20	48,00	Class1	717,79	717,79	1,00	1,00	54,37	-	-	-	-	-	-	-
OK	0,77	-	S235	48,00	-	717,79	717,79	1,00	1,00	70,31	-	29,84	29,84	40,59	40,59	-	-
OK	143.00	5,00	Tirante Ø20	48,00	Class1	717,79	717,79	1,00	1,00	41,87	-	-	-	-	-	-	-
OK	0,60	-	S235	48,00	-	717,79	717,79	1,00	1,00	70,31	-	29,84	29,84	40,59	40,59	-	-

Legenda:

- MEM: member
- COM: coeff. di verifica massimo

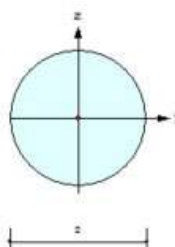
- SECT: numero della sezione
- SHR: coeff. di verifica per forza di taglio
- LCB: combinazione di carico peggiore

Tutte le verifiche sono dunque risultate soddisfatte.

Si riportano i risultati in forma compatta e successivamente il dettaglio dei calcoli effettuati dal software per l'elemento e la combinazione più gravosi.

#### 1. Design Information

Design Code: Eurocode3.05  
Unit System: kN, cm  
Member No: 142  
Material: S235 (No.1)  
( $F_y = 23.5000$ ,  $E_s = 21000.0$ )  
Section Name: Tirante Ø20 (No.5)  
(Built-up Section)  
Member Length: 717.792



#### 2. Member Forces

Axial Force:  $F_{xx} = 54.3663$  (LCB: 48, POS:I)  
Bending Moments:  $M_y = 0.00000$ ,  $M_z = 0.00000$   
End Moments:  $M_{yi} = 0.00000$ ,  $M_{yj} = 0.00000$  (for Lb)  
 $M_{zi} = 0.00000$ ,  $M_{zj} = 0.00000$  (for Lz)  
Shear Forces:  $F_{yy} = 0.00000$  (LCB: 48, POS:I)  
 $F_{zz} = 0.00000$  (LCB: 48, POS:I)

Outer Dia: 2.00000			
Area	3.14159	Acx	2.82743
I <sub>yy</sub>	0.33333	I <sub>zz</sub>	0.33333
I <sub>xy</sub>	0.78540	I <sub>yz</sub>	0.78540
I <sub>xx</sub>	1.00000	I <sub>zz</sub>	1.00000
I <sub>yy</sub>	0.78540	I <sub>zz</sub>	0.78540
I <sub>xy</sub>	0.50000	I <sub>yz</sub>	0.50000

#### 3. Design Parameters

Unbraced Lengths:  $L_y = 717.792$ ,  $L_z = 717.792$ ,  $L_b = 717.792$   
Effective Length Factors:  $K_y = 1.00$ ,  $K_z = 1.00$   
Equivalent Uniform Moment Factors:  $C_{my} = 1.00$ ,  $C_{mz} = 1.00$ ,  $C_{mLT} = 1.00$

#### 4. Checking Result

Axial Resistance  
 $N_{Ed}/N_{t,Rd} = 54.3663/70.3118 = 0.773 < 1.000$  ..... O.K

Bending Resistance  
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.0000/29.8413 = 0.000 < 1.000$  ..... O.K  
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/29.8413 = 0.000 < 1.000$  ..... O.K

Combined Resistance  
 $R_{MNRd} = \max[M_{Edy}/M_{Rdy}, M_{Edz}/M_{Rdz}]$   
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y/M_0)$ ,  $R_{byM} = M_{Edy}/M_{Rdy} + M_{Edz}/M_{Rdz}$   
 $R_{max} = \max[R_{MNRd}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.773 < 1.000$  ..... O.K

Shear Resistance  
 $V_{Edy}/V_{Rd} = 0.000 < 1.000$  ..... O.K  
 $V_{Edz}/V_{Rd} = 0.000 < 1.000$  ..... O.K



-----  
midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]

Gen 2024  
=====

```
*. PROJECT      :
*. MEMBER NO    =   142, ELEMENT TYPE = Tension-Truss
*. LOADCOMB NO  =    48, MATERIAL NO  =     1, SECTION NO =     5
*. UNIT SYSTEM : kN, cm

*. SECTION PROPERTIES : Designation = Tirante Ø20
  Shape          = SR - Section. (Built-up)
  Outer Dia.     =     2.000

  Area = 3,14159e+00,  Avy = 3,14159e+00,  Avz = 3,14159e+00
  Ybar = 1,00000e+00,  Zbar = 1,00000e+00,  Qyb = 3,33333e-01,  Qzb = 3,33333e-01
  Wely = 7,85398e-01,  Welz = 7,85398e-01,  Wply = 1,33333e+00,  Wplz = 1,33333e+00
  Iyy = 7,85398e-01,  Izz = 7,85398e-01,  Iyz = 0,00000e+00
  iy = 5,00000e-01,  iz = 5,00000e-01
  J = 1,57080e+00,  Cwp = 1,00000e+28

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :
  Ly = 7,17792e+02,  Lz = 7,17792e+02,  Lb = 7,17792e+02
  Ky = 1,00000e+00,  Kz = 1,00000e+00

*. MATERIAL PROPERTIES :
  Fy = 2,35000e+01,  Es = 2,10000e+04,  MATERIAL NAME = S235

*. FORCES AND MOMENTS AT (I) POINT :
  Axial Force      Fxx = 5,43663e+01
  Shear Forces     Fyy = 0,00000e+00,  Fzz = 0,00000e+00
  Bending Moments    My = 0,00000e+00,  Mz = 0,00000e+00
  End Moments        Myi = 0,00000e+00,  Myj = 0,00000e+00 (for Lb)
                   Myi = 0,00000e+00,  Myj = 0,00000e+00 (for Ly)
                   Mzi = 0,00000e+00,  Mzj = 0,00000e+00 (for Lz)

*. Sign conventions for stress and axial force.
  - Stress : Compression positive.
  - Axial force: Tension positive.
```

=====  
[[[\*]]] CLASSIFY TUBULAR SECTION (DTR).  
=====

```
( ). Determine classification of tublar section(solid pipe).
  -. Not Checking the Section Classification.
```



[[[\*]]] APPLIED FACTORS.

•

midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]

Gen 2024

( ). Partial Factors (Gamma\_Mi).

[ Eurocode3:05 6.1 ]

-. Gamma\_M0 = 1.05

-. Gamma\_M1 = 1.05

-. Gamma\_M2 = 1.25

[[[\*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.

( ). Calculate parameters for combined resistance.

-. Lambda1 =  $\pi \cdot \sqrt{E_s/f_y}$  = 93.913

-. Lambda\_bz =  $(K L_z / i_z) / \text{Lambda1}$  = 15.286

( ). Calculate axial tensile resistance (Nt\_Rd).

[ Eurocode3:05 6.2.3 ]

-. Nt\_Rd =  $f_y \cdot \text{Area} / \text{Gamma\_M0}$  = 70.31 kN.

( ). Check ratio of axial resistance (N\_Ed/N\_Rd).

N\_Ed 54.37

-.  $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{54.37}{70.31} = 0.773 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

[[[\*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.

( ). Calculate shear area.

[ Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2 ]

-. Avy = Area = 3.1416 cm<sup>2</sup>.

-. Avz = Area = 3.1416 cm<sup>2</sup>.

( ). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (Vpl\_Rdy).

[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.6 ]

-. Vpl\_Rdy =  $[ \text{Avy} \cdot f_y / \sqrt{3} ] / \text{Gamma\_M0}$  = 40.59 kN.

( ). Check ratio of shear resistance (V\_Edy/Vpl\_Rdy).

( LCB = 54, POS = J )

-. Applied shear force : V\_Edy = 0.00 kN.

V\_Edy 0.00

-.  $\frac{V_{Edy}}{V_{pl\_Rdy}} = \frac{0.00}{40.59} = 0.000 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

( ). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (Vpl\_Rdz).

[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.6 ]

-. Vpl\_Rdz =  $[ \text{Avz} \cdot f_y / \sqrt{3} ] / \text{Gamma\_M0}$  = 40.59 kN.

( ). Shear Buckling Check.

[ Eurocode3:05 6.2.6 ]

-.  $HTR < 72 \cdot e / \eta \rightarrow \text{No need to check!}$





```
( ). Check ratio of shear resistance (V_Edz/Vpl_Rdz).
( LCB = 54, POS = J )
-. Applied shear force : V_Edz = 0.00 kN.
   V_Edz 0.00
-. ----- = ----- = 0.000 < 1.000 ---> O.K.
   Vpl_Rdz 40.59
```

=====  
[[[\*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.  
=====

```
( ). Calculate plastic resistance moment about major axis.
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.5 ]
-. Wply = 1.3333 cm^3.
-. Mc_Rdy = Wply * fy / Gamma_M0 = 29.84 kN-cm.

( ). Check ratio of moment resistance (M_Edy/Mc_Rdy).
   M_Edy 0.00
-. ----- = ----- = 0.000 < 1.000 ---> O.K.
   Mc_Rdy 29.84
```

=====  
[[[\*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.  
=====

```
( ). Calculate plastic resistance moment about minor axis.
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.5 ]
-. Wplz = 1.3333 cm^3.
-. Mc_Rdz = Wplz * fy / Gamma_M0 = 29.84 kN-cm.

( ). Check ratio of moment resistance (M_Edz/Mc_Rdz).
   M_Edz 0.00
-. ----- = ----- = 0.000 < 1.000 ---> O.K.
   Mc_Rdz 29.84
```

=====  
[[[\*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.  
=====

```
( ). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.
[ Eurocode3:05 6.2.8 (6.30) ]
-. In case of V_Edz / Vpl_Rdz < 0.5
-. My_Rd = Mc_Rdy = 29.84 kN-cm.

( ). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.
[ Eurocode3:05 6.2.8 (6.30) ]
-. In case of V_Edy / Vpl_Rdy < 0.5
-. Mz_Rd = Mc_Rdz = 29.84 kN-cm.
```



```
( ). Check general interaction ratio.
[ Eurocode3:05 6.2.1 (6.2) ] - Class1 or Class2
      N_Ed      M_Edy      M_Edz
-. Rmax1 = ----- + ----- + -----
      N_Rd      My_Rd      Mz_Rd
      = 0.773 < 1.000 ---> O.K.

( ). Check interaction ratio of bending and axial force member.
[ Eurocode3:05 6.2.9 (6.31 ~ 6.41) ] - Class1 or Class2
-. Alpha = 2.000
-. Beta  = 2.000

-. N_Ed > 0.25*Npl_Rd          =          17.58 kN.
  Therefore, Allowance for the effect of axial force.
[ Eurocode3:1993-1-1:1992 5.4.8.1(10) ]
-. n      = N_Ed / Npl_Rd = 0.773
-. Mny_Rd = MIN[ 1.04 * Mply_Rd*(1-n^1.7), Mply_Rd ] =          10.57 kN-cm.
-. Rmaxy  = M_Edy / Mny_Rd = 0.000 < 1.000 ---> O.K.
-. Mnz_Rd = MIN[ 1.04 * Mplz_Rd*(1-n^1.7), Mplz_Rd ] =          10.57 kN-cm.
-. Rmaxz  = M_Edz / Mnz_Rd = 0.000 < 1.000 ---> O.K.

-. Rmax2  = MAX[ Rmaxy, Rmaxz ] = 0.000 < 1.000 ---> O.K.
-. Rmax   = MAX[ Rmax1, Rmax2 ] = 0.773 < 1.000 ---> O.K.
```

### 11.2.2 Pannelli sandwich copertura

La tettoia di nuova costruzione prevede la presenza di una copertura a due falde che possiede un'inclinazione di 10° (circa il 18% di pendenza). Tale tettoia, composta strutturalmente da travi principali inclinate IPE330, arcarecci HEA140 e controventi Ø20, sarà completata mediante dei pannelli sandwich prefabbricati connessi ai sottostanti arcarecci mediante chiodature.

Per il dimensionamento e la verifica di tali elementi, lo scrivente sceglie di fare riferimento alle tabelle di calcolo del prefabbricatore, in questo caso la "Alubel". Nel caso in cui, in fase costruttiva, venga scelta un'altra tipologia di pannello sandwich per la copertura, si raccomanda che esso sia selezionato con caratteristiche di resistenza strutturale analoghe o superiori a quelle quivi mostrate.

I carichi caratteristici gravanti sui pannelli prefabbricati, trascurando il peso proprio del pannello, sono i seguenti:

Carico della neve	$q_n =$	120 Kg/m <sup>2</sup>
Carico del vento	$q_v =$	132 Kg/m <sup>2</sup>

Il carico da vento si considera cautelativamente pari al massimo ( $p=132$  Kg/m<sup>2</sup>) nonostante agisca in direzione opposta alla neve.

Non si considera il carico di manutenzione Cat.H poiché esso possiede un coefficiente di combinazione con la neve pari a zero.

Carico di progetto copertura	$q_{tot,Ed} = 1,5 \cdot 120 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot 132 =$	299 Kg/m <sup>2</sup>
------------------------------	--	-----------------------

Alla luce di questi dati di input, considerando un pannello di tipo "Alutech Dach cinque greche" della Alubel con le seguenti caratteristiche:

Spessore pannello	$s =$	40 mm
Materiale supporto esterno		acciaio
Materiale supporto interno		acciaio
Spessore supporto esterno	$s_e =$	0,40 mm
Spessore supporto interno	$s_i =$	0,40 mm
Peso pannello	$p_{pann} =$	8,2 kg/m <sup>2</sup>
Luce di calcolo (appoggio – appoggio)	$L =$	140 cm

### Carichi ammissibili / Permitted load

Carico uniforme ammissibile [kg/m<sup>2</sup>] su 2 appoggi\* / Permitted uniform load [kg/m<sup>2</sup>] on 2 supports\*

Pannello Alutech Dach composto da:  
laminato **superiore in acciaio sp. 0,4 mm**  
laminato **inferiore in acciaio sp. 0,4 mm**

Alutech Dach panel consisting of:  
laminated **at the top in steel, 0,4 mm thick**  
laminated **on the bottom in steel, 0,4 mm thick**

luce/gap (m)	30 mm	40 mm	50 mm	60 mm	80 mm	100 mm	120 mm	150 mm	200 mm
1,5	245	290	326	345	385	>500	>500	>500	>500
2	160	190	215	235	270	310	350	410	>500
2,5	105	135	157	175	210	250	285	340	372



In proporzione alla portata corrispondente alla luce di 150cm si trova la portata corrispondente alla luce di 140cm (tale considerazione è cautelativa, in quanto la portata per una luce più piccola è maggiore rispetto ad una proporzione lineare):

Portata allo Stato Limite Ultimo  $L=140\text{cm}$

$q_{Rd} = 310 \text{ Kg/m}^2$

Verifica  $q_{tot,Ed} / q_{Rd} = 0,96 \text{ VERIFICATO}$

### 11.3 VERIFICHE CONNESSIONI

Nel presente capitolo si procederà alla verifica delle principali connessioni tra le membrature strutturali nelle peggiori combinazioni di carico agenti.

Per rogni connessione si riporteranno le sollecitazioni peggiori individuate dall'involuppo di tutte le combinazioni. Nei fogli di calcolo le sollecitazioni agenti vengono arrotondate, cautelativamente, per eccesso.

#### 11.3.1 Platea – Pilastri HEA240

Si effettua la verifica della connessione presente alla base dei pilastri con la platea di fondazione. I pilastri sono costituiti da profili HEA240 in acciaio di categoria S235, la platea di spessore 30 cm è in c.a. di classe C25/30.

Alla base del pilastro è saldata una piastra che si connette alla platea tramite 8 tirafondi M16 dotati di rosetta quadrangolare 10x10 cm annegati nel getto di calcestruzzo.

Per effettuare le verifiche della connessione si sono considerate le peggiori combinazioni che si riportano di seguito. Tra quelle sotto esplicitate si è riportata la verifica per la combinazione SLU\_3 sugli elementi 1 e 5, in quanto anche se non aveva le massime sollecitazioni presenta dei momenti in entrambe le direzioni che comportano la peggior verifica (la combinazione SLU\_4 sugli elementi 2 e 6 è speculare).

Combinazione	SLU_3
Pilastro	1 e 5
Sforzo normale (+ trazione, - compressione)	$N_{Ed} = -4,60 \text{ kN}$
Taglio in Y	$V_{y,Ed} = 30,50 \text{ kN}$
Taglio in Z	$V_{z,Ed} = 23,40 \text{ kN}$
Momento in Y	$M_{y,Ed} = 38,00 \text{ kNm}$
Momento in Z	$M_{z,Ed} = 30,03 \text{ kNm}$
Combinazione	SLU_14
Pilastro	1 e 5
Sforzo normale (+ trazione, - compressione)	$N_{Ed} = +21,60 \text{ kN}$
Taglio in Y	$V_{y,Ed} = 0,10 \text{ kN}$
Taglio in Z	$V_{z,Ed} = 10,45 \text{ kN}$
Momento in Y	$M_{y,Ed} = 12,00 \text{ kNm}$
Momento in Z	$M_{z,Ed} = 0,70 \text{ kNm}$
Combinazione	SLU_4
Pilastro	2 e 6
Sforzo normale (+ trazione, - compressione)	$N_{Ed} = -4,60 \text{ kN}$

Taglio in Y	$V_{y,Ed} = 30,50$ kN
Taglio in Z	$V_{z,Ed} = 23,40$ kN
Momento in Y	$M_{y,Ed} = 38,00$ kNm
Momento in Z	$M_{z,Ed} = 30,20$ kNm

Combinazione	SLU_3
Pilastro	3 e 4
Sforzo normale (+ trazione, - compressione)	$N_{Ed} = -8,60$ kN
Taglio in Y	$V_{y,Ed} = 0,00$ kN
Taglio in Z	$V_{z,Ed} = 39,00$ kN
Momento in Y	$M_{y,Ed} = 56,20$ kNm
Momento in Z	$M_{z,Ed} = 0,00$ kNm

Combinazione	SLU_35
Pilastro	3 e 4
Sforzo normale (+ trazione, - compressione)	$N_{Ed} = -117,03$ kN
Taglio in Y	$V_{y,Ed} = 0,00$ kN
Taglio in Z	$V_{z,Ed} = 24,77$ kN
Momento in Y	$M_{y,Ed} = 44,69$ kNm
Momento in Z	$M_{z,Ed} = 0,00$ kNm

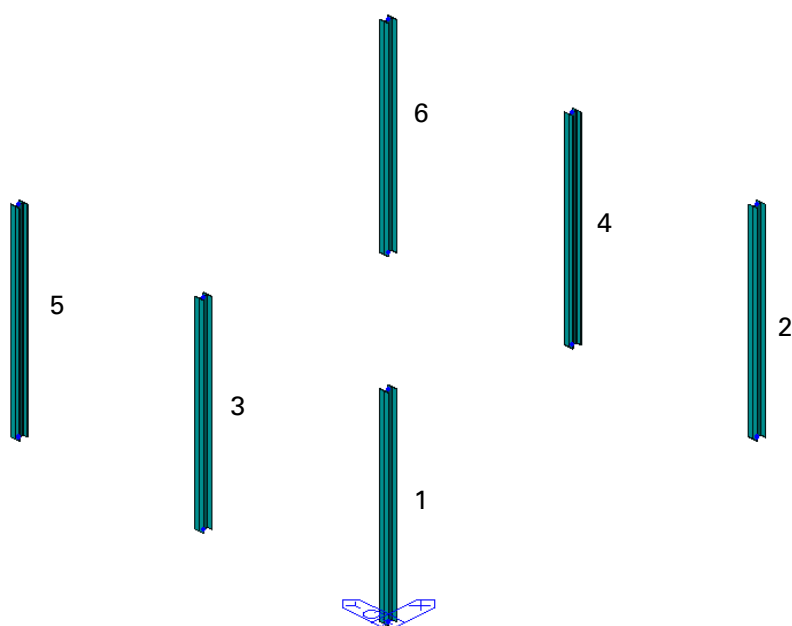


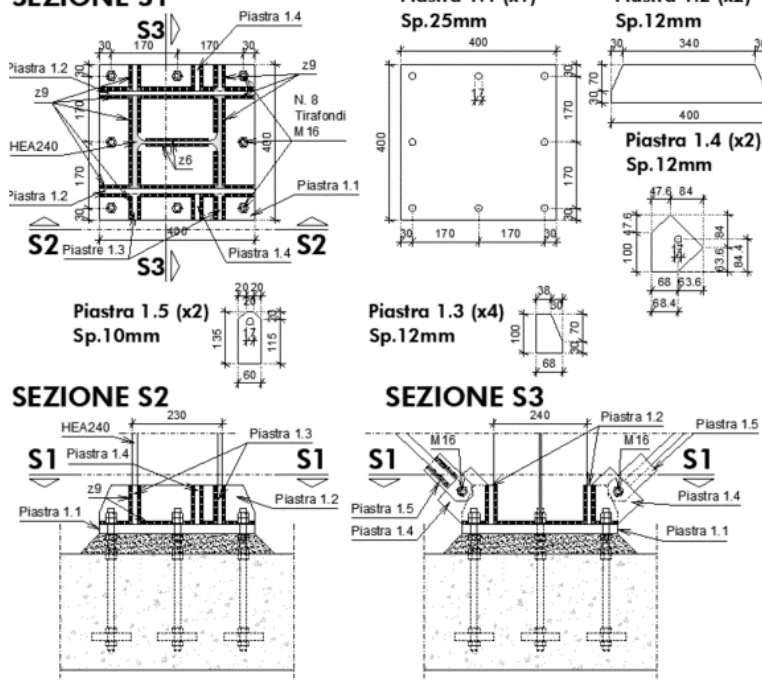
Figura 131 - schema pilastri



### DETTAGLIO TIPO 1: CONNESSIONE DI BASE HEA240

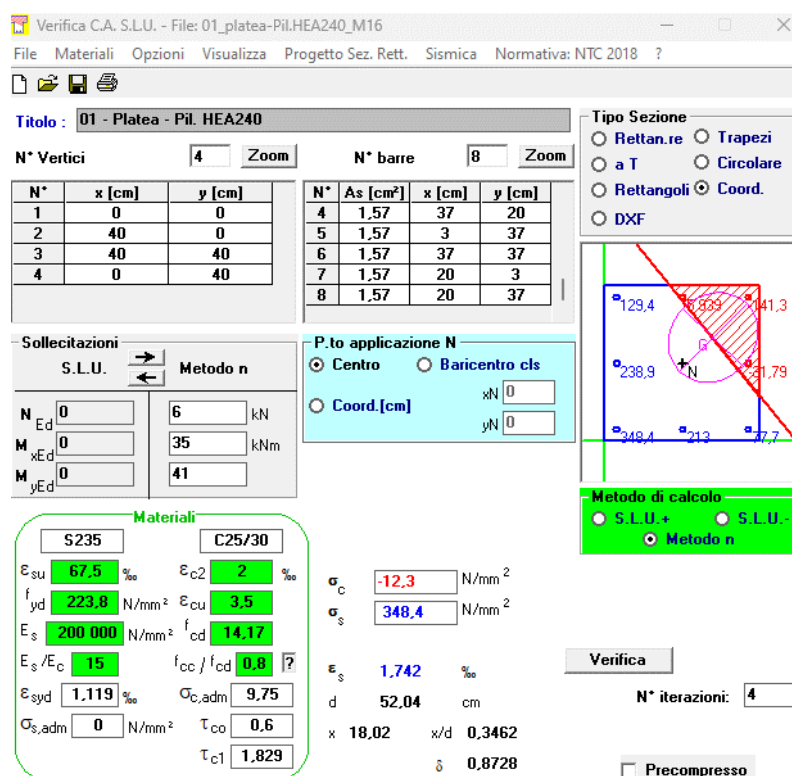
**Scala 1:10**

## SEZIONE S1



Al fine di calcolare le sollecitazioni agenti sulla piastra, sui tirafondi e sul calcestruzzo sottostante, si sceglie di utilizzare il software di calcolo VCA-SLU e di impostare un'equivalenza a sezione in calcestruzzo armato con la faccia di calcestruzzo a contatto con la piastra di base del pilastro.

Utilizzando il metodo n, modellando in VCA-SLU la piastra di base e gli 8 tirafondi M16, si ottiene quanto segue:





Si è ottenuta, sul tirafondo maggiormente sollecitato a trazione, la seguente tensione:

Tensione agente sul tirafondo più sollecitato	$\sigma_{s,Ed} =$	349 N/mm <sup>2</sup>
Area resistente tirafondo M20	$A_{res} =$	157 mm <sup>2</sup>
Sforzo di trazione	$N_{Ed} = \sigma_{s,Ed} \cdot A_{res} =$	55 kN

Utilizzando ora un foglio di calcolo creato e validato dallo scrivente, si eseguono le verifiche lato acciaio e lato calcestruzzo sul tirafondo, oltre che sulla rosetta di ancoraggio nel getto.

### DATI GENERALI

#### Tipo di Acciaio Tirafondo:

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} =$	8,8 649 [N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} =$	800 [N/mm <sup>2</sup> ]

#### Tipo di Acciaio Piastra di estremità:

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} =$	S 235 235 [N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} =$	360 [N/mm <sup>2</sup> ]

#### Coefficienti di sicurezza acciaio:

Resistenza delle sezioni di Classe 1-2-3-4:	$\gamma_{M0} =$	1,05
Resistenza giunzioni:	$\gamma_{M2} =$	1,25

#### Tipo di Calcestruzzo:

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	$f_{ck} =$	C25/30 24,9 [N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di progetto:	$f_{cd} =$	14,11 [N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza a trazione di progetto:	$f_{ctd} =$	1,19 [N/mm <sup>2</sup> ]

#### Sollecitazioni:

Forza di trazione nel Tirafondo:	$F_{Sd} =$	55,00 [kN]
----------------------------------	------------	------------

#### Geometria:

Diametro tirafondo:	$d =$	16 [mm]
Area resistente:	$A_{res} =$	157 [mm <sup>2</sup> ]
Diametro Piastra di estremità:	$D =$	100 [mm]
Spessore Piastra:	$s =$	25 [mm]
Area cls compresso:	$A_c = \pi \cdot (D^2 - d^2) / 4 =$	7653 [mm <sup>2</sup> ]
Lunghezza di ancoraggio:	$l =$	250 [mm]
Posizione Tirafondo:	Completamente immerso nel CLS	

#### Verifica Tirafondo [ $F_{Sd} < \max(F_{t,Rd}; F_{c,Rd})$ ]:

Resistenza ultima acciaio Tirafondo:	$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tk} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$	90,43 [kN]
Resistenza a compressione del cls:	$F_{c,Rd} = A_c \cdot f_{cd} =$	107,98 [kN]

**Ancoraggio a completo ripristino di resistenza**

**COLLEGAMENTO VERIFICATO**

#### Verifica Lunghezza di ancoraggio [ $l_{b,rqd} < l$ ]:

Resistenza tangenziale:	$f_{bd} = 2,25 f_{ctd} =$	2,69 [N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione di compressione CLS:	$\sigma_c =$	11,82 [N/mm <sup>2</sup> ]

Coefficiente di posizione:

$$p = 1,0$$

Lunghezza minima di ancoraggio:

$$l_{b,rqd} = 110 \text{ [mm]}$$

 La  $l_{b,rqd}$  si ottiene dalla seguente uguaglianza:

$$f_{bd} \cdot D \cdot \pi \cdot l_{b,rqd} = \sigma_c \cdot \pi \cdot D^2 / 4$$

### LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO VERIFICATA

#### Verifica Piastra di estremità [ $\sigma_{id} < f_{yd}$ ] :

Rapporto fra i diametri:

$$D/d = 6,25$$

Coefficiente geometrico:

$$\eta = 3,85$$

Nell'ipotesi di piastra anulare incastrata al bordo interno e libera al bordo esterno  
si ottiene la seguente formula per la tensione massima:

Tensione massima nella piastra:

$$\sigma_s = \eta \cdot \sigma_c \cdot [(D/2)/s]^2 = 181,74 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

(La formula si ottiene considerando la teoria delle lastre e il manuale Colombo del  
'65)

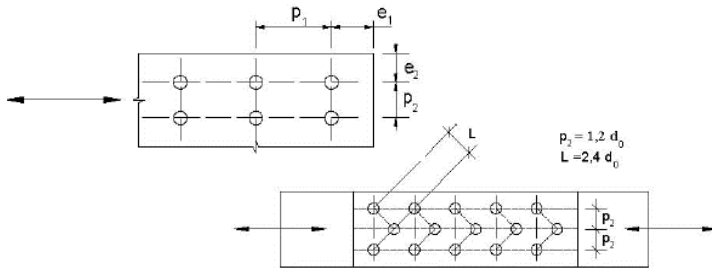
Resistenza di progetto piastra:

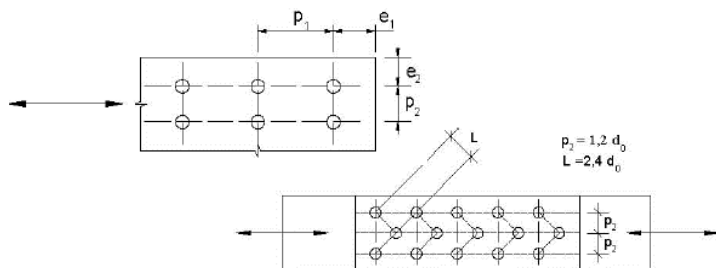
$$f_{yd} = 223,81 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

### PIASTRA VERIFICATA

Di seguito si riportano le verifiche a taglio e trazione sul tirafondo più sollecitato.

#### VERIFICA UNIONI CON BULLONI E CHIODI - §4.2.8.1.1 NTC 2018

Tipologia	Bulloni			
DATI GEOMETRIA				
n. bulloni	n. =	8		
diametro nominale del bullone	d =	16	mm	
area nominale del bullone	A =	201	mm <sup>2</sup>	
area resistente del bullone	A <sub>res</sub> =	157	mm <sup>2</sup>	
diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone	d <sub>0</sub> =	17	mm	
diametro del dado	d <sub>d</sub> =	24	mm	
diametro medio della testa del bullone	d <sub>b</sub> =	24	mm	
spessore della piastra	t =	25	mm	
				
unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali				
	e <sub>1</sub> =	30	mm	ok
	e <sub>2</sub> =	30	mm	ok
	p <sub>1</sub> =	170	mm	ok
	p <sub>2</sub> =	170	mm	ok
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI				
classe bulloni	classe =	8.8		
resistenza a rottura del materiale del bullone	f <sub>tbk</sub> =	800	N/mm <sup>2</sup>	
tipologia acciaio della piastra	classe =	S235		



resistenza caratt. a rottura del materiale della piastra

$$f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

### RESISTENZE DI PROGETTO

coeff. di sicurezza per la verifica delle unioni

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Resistenza di progetto a taglio bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8

$$F_{v,Rd} = 60,29 \text{ kN}$$

posione del bullone rispetto alla direzione del carico

bordo

posione del bullone rispetto alla direzione perp. del carico

bordo

costante per bulloni di bordo, direzione del carico

$$\alpha = 0,59$$

costante per bulloni di bordo, direzione perpend. al carico

$$k = 2,50$$

Resistenza di progetto a rifollamento del piatto

$$F_{b,Rd} = 169,41 \text{ kN}$$

RESISTENZA DI PROGETTO COMPLESSIVA A TAGLIO

$$F_{V,Rd} = 60,29 \text{ kN}$$

Resistenza di progetto a trazione dei bulloni

$$F_{t,Rd} = 90,43 \text{ kN}$$

 minimo tra  $d_d$  e  $d_b$ 

$$d_m = 24 \text{ mm}$$

Resistenza di progetto a punzonamento della piastra

$$B_{p,Rd} = 325,72 \text{ mm}$$

RESISTENZA DI PROGETTO COMPLESSIVA A TRAZIONE

$$F_{T,Rd} = 90,43 \text{ kN}$$

### AZIONI SOLLECITANTI

Taglio totale sollecitante

$$F_{v,Ed,tot} = 40,00 \text{ kN}$$

Trazione totale sollecitante

$$F_{t,Ed,tot} = 55,00 \text{ kN}$$

Taglio sul singolo bullone

$$F_{V,Ed} = 5,00 \text{ kN}$$

Trazione sul singolo bullone

$$F_{T,Ed} = 55,00 \text{ kN}$$

### VERIFICHE

**TAGLIO:**  $F_{V,Ed} / F_{V,Rd} < 1$ 

$$0,08 < 1 \text{ verificata}$$

**TRAZIONE:**  $F_{T,Ed} / F_{T,Rd} < 1$ 

$$0,61 < 1 \text{ verificata}$$

**COMBINATA:**  $F_{V,Ed} / F_{V,Rd} + F_{T,Ed} / (1,4F_{T,Rd}) < 1$ 

$$0,52 < 1 \text{ verificata}$$

Si effettua anche la verifica a flessione della piastra di base. A questo fine si considerano due casi:

- 1) Tirafondo d'angolo, il quale è il più sollecitato;

Tensione agente sul tirafondo

$$\sigma_{s,Ed} = 349 \text{ N/mm}^2$$

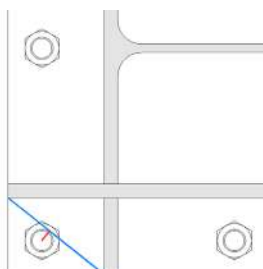
Area resistente tirafondo M20

$$A_{res} = 157 \text{ mm}^2$$

Sforzo di trazione

$$N_{Ed} = \sigma_{s,Ed} * A_{res} = 55 \text{ kN}$$

Essendo presenti gli irrigidimenti si considera il braccio e la larghezza di influenza come da schema seguente:





Braccio della forza (linea rossa)

$b = 11 \text{ mm}$

Larghezza di influenza (linea blu)

$l = 108 \text{ mm}$

Si è quindi ottenuta una sezione di acciaio resistente (porzione della piastra di base alla sezione di incastro del pilastro) di dimensioni 25x108 mm.

Si riporta nel seguito il foglio Excel creato e validato dallo scrivente con la verifica a flessione della piastra di base.

VERIFICA A FLESSIONE PIASTRA DI BASE PILASTRO ACCIAIO		
N <sub>Ed</sub>	55,00	kN
b	11	mm
l	108	mm
s	25	mm
Acciaio	S235	
f <sub>yk</sub>	235	MPa
γ <sub>s</sub>	1,05	
f <sub>yd</sub>	223,81	MPa
W <sub>el</sub>	11250,00	mm <sup>3</sup>
M <sub>Rd</sub>	2,52	kNm
M <sub>Ed</sub>	0,61	kNm
M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub>	0,24	
VERIFICA SODDISFATTA		

## 2) Tirafondo centrale

Tensione agente sul tirafondo

$\sigma_{s,Ed} = 239 \text{ N/mm}^2$

Area resistente tirafondo M20

$A_{res} = 157 \text{ mm}^2$

Sforzo di trazione

$N_{Ed} = \sigma_{s,Ed} * A_{res} = 38 \text{ kN}$

Braccio della forza (distanza tra centro bullone e ala HEA240)

$b = 55 \text{ mm}$

Larghezza di influenza ( $2*b*tg45$ )

$l = 110 \text{ mm}$

VERIFICA A FLESSIONE PIASTRA DI BASE PILASTRO ACCIAIO		
N <sub>Ed</sub>	36,00	kN
b	55	mm
l	110	mm
s	25	mm
Acciaio	S235	
f <sub>yk</sub>	235	MPa
γ <sub>s</sub>	1,05	
f <sub>yd</sub>	223,81	MPa
W <sub>el</sub>	11458,33	mm <sup>3</sup>
M <sub>Rd</sub>	2,56	kNm
M <sub>Ed</sub>	1,98	kNm
M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub>	0,77	
VERIFICA SODDISFATTA		

Si effettua infine la verifica della saldatura tra pilastro e piastra di base.

Per l'esecuzione della verifica della saldatura si utilizza un foglio di calcolo creato e validato dallo scrivente, che utilizza il metodo della sezione di gola ribaltata e considera solo il momento flettente sollecitante nella direzione principale della connessione. La verifica viene svolta sulla combinazione SLU3 sul pilastro centrale, dove è massimo il momento sollecitante. Si utilizzano saldature interne ed



esterne sulle ali del pilastro HEA240 e su entrambi i lati dell'anima. Cautelativamente, non si considerano le saldature sugli irrigidimenti.

Si trascura il momento flettente (comunque molto più basso del principale) presente in direzione perpendicolare a quello considerato. Dato che i tassi di lavoro sono molto bassi, si è trascurata la verifica per le combinazioni in cui c'erano momenti in entrambe le direzioni, i quali sono comunque più bassi del massimo verificato.

VERIFICA SALDATURE PILASTRO HEA240 - PIATTO			
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO			
Momento di progetto	$M_{Ed}$	60,00	kNm
Taglio di progetto	$V_{Ed}$	40,00	kN
Sforzo normale di progetto	$N_{Ed}$	25,00	kN
DATI GEOMETRICI SALDATURA			
Spessore delle ali	$s_{w,ali}$	1,2	cm
Spessore dell'anima	$s_{w,w}$	0,75	cm
Base saldatura ali	$z_{wf}$	0,9	cm
Altezza di gola ali	$a_{wf}$	0,6	cm
Base saldatura anima	$z_{ww}$	0,6	cm
Altezza di gola anima	$a_{ww}$	0,4	cm
Lunghezza saldatura ali lato esterno superiore	$l_1$	24,0	cm
Lunghezza saldatura ali lato interno superiore	$l_2$	19,0	cm
Lunghezza saldatura ali lato esterno inferiore	$l_4$	24,0	cm
Lunghezza saldatura ali lato interno inferiore	$l_5$	19,0	cm
Lunghezza saldatura anima	$l_3$	16,0	cm
Raggio raccordo anima-piattabanda	$r_1$	2,1	cm
Altezza sezione trave	$h_t$	23	cm
Area resistente della saldatura	$A_w$	92,49	cm <sup>2</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse x-x			
da saldatura lunghe ali		0,52	cm <sup>4</sup>
da trasporto saldatura lunghe ali		2133,25	cm <sup>4</sup>
da saldatura corte ali		0,41	cm <sup>4</sup>
da trasporto saldatura corte ali		1204,76	cm <sup>4</sup>
da saldature anima (non trasporto poiché già baricentriche)		144,82	cm <sup>4</sup>
numero di saldature lunghe ali		2	
numero di saldature corte ali		2	
momento di inerzia complessivo	$J_w$	6967,48	cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia saldature ali rispetto all'asse x-x	$J_{w,ali}$	6677,85	cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia saldature anima rispetto all'asse x-x	$J_{w,anima}$	289,63	cm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza intera saldatura	$W_w$	574,10	cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza rispetto all'asse r-r	$W_r$	870,94	cm <sup>3</sup>
Momento statico rispetto all'asse r-r	$S_{wr}$	98,35	cm <sup>3</sup>
Acciaio saldatura		S235-Fe360	/
Tensione di rottura dell'acciaio	$f_{tk}$	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza resistenza membratura	$\gamma_{Mf}$	1,25	/
Coefficiente saldatura	$\beta$	0,8	/
VERIFICA IN POSIZIONE RIBALTATA (SULLA PROIEZIONE DELLA SEZIONE DI GOLA)			
SALDATURE ALI			
Tensione saldature delle ali	$n_{\perp,ali}$	104,47	MPa
	$t_{L,ali}$		trascurabile
	$t_{  ,ali}$		
	$f_{yk}$	235,00	MPa
	primo termine	104,47	MPa
	secondo termine	164,50	MPa
<b>VERIFICA 1</b> $\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$		0,64	VERIFICATO
	primo termine	104,47	MPa
	secondo termine	199,75	MPa
<b>VERIFICA 2</b> $ n_{\perp}  +  t_{\perp}  \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$		0,52	VERIFICATO
SALDATURE ANIMA			
Tensione saldature dell'anima	$n_{\perp,anima}$	71,59	MPa
	$t_{L,anima}$		trascurabile
	$t_{  ,anima}$	29,46	MPa
	$f_{yk}$	235,00	MPa
<b>VERIFICA 1:</b> $\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$			
	primo termine	77,42	MPa
	secondo termine	164,50	MPa
		0,47	VERIFICATO
<b>VERIFICA 2:</b> $ n_{\perp}  +  t_{\perp}  \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$			
	primo termine	71,59	MPa
	secondo termine	199,75	MPa
		0,36	VERIFICATO



### 11.3.2 Pilastri HEA240 – Travi principali IPE330

Nel presente paragrafo si verifica la connessione presente tra le travi principali della copertura IPE330 e i pilastri HEA240. I pilastri hanno una piastra saldata in testa a cui le travi si connettono tramite bulloni alle loro ali.

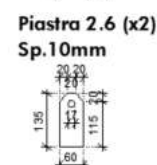
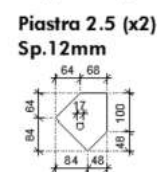
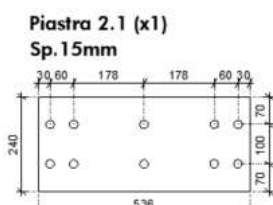
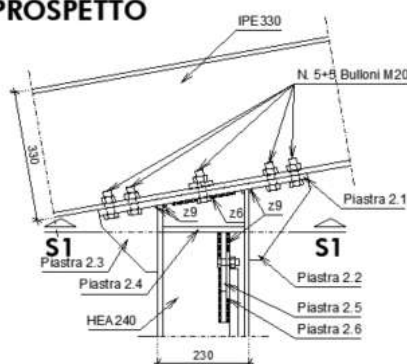
Di seguito si riportano le sollecitazioni massime, cautelativamente prese dall'involuppo delle azioni:

Trazione	$N_{Ed} = 73,98 \text{ kN}$
Taglio in Y	$V_{y,Ed} = 38,42 \text{ kN}$
Taglio in Z	$V_{z,Ed} = 68,55 \text{ kN}$
Momento in Y	$M_{y,Ed} = 89,30 \text{ kNm}$
Momento in Z	$M_{z,Ed} = 21,26 \text{ kNm}$

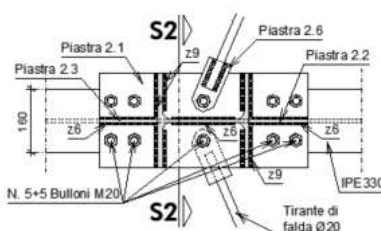
#### DETTAGLIO TIPO 2: CONNESSIONE HEA240 E IPE330

Scala 1:10

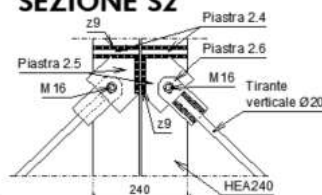
##### PROSPETTO



##### SEZIONE S1



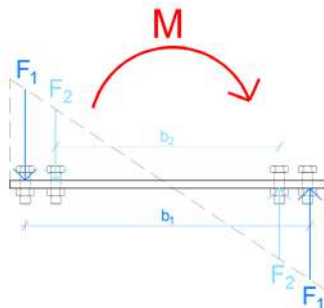
##### SEZIONE S2



Nelle verifiche delle bullonature si è considerato il bullone più sollecitato a trazione e a taglio. Il taglio massimo si ottiene dividendo il taglio sollecitante su tutta la connessione per il numero di bulloni, mentre la trazione massima si è ottenuta dividendo la trazione agente sull'intera bullonatura per il

numero di bulloni e sommando a questa la trazione massima trasmessa dal momento sollecitante, ottenuta come di seguito mostrato:

$$F_2 = F_1 * b_2 / b_1$$



$$M = F_2 * b_2 + F_1 * b_1 = F_1 * (b_2)^2 / b_1 + F_1 * b_1 \rightarrow$$

$$\rightarrow F_1 = M / [b_1 + (b_2)^2 / b_1]$$

La forza viene divisa ulteriormente per il numero di bulloni nella fila.

Questo passaggio viene fatto per entrambe le direzioni.

La trazione agente sul profilo si trasmette come un taglio sui bulloni, mentre il taglio in Z è una sollecitazione che si trasmette direttamente dalla trave al pilastro in quanto essa è appoggiata sopra. Il taglio in direzione Y si combina con il taglio dato dalla trazione.

Di seguito si riportano le verifiche sulle bullonature.

#### VERIFICA UNIONI CON BULLONI E CHIODI - §4.2.8.1.1 NTC 2018

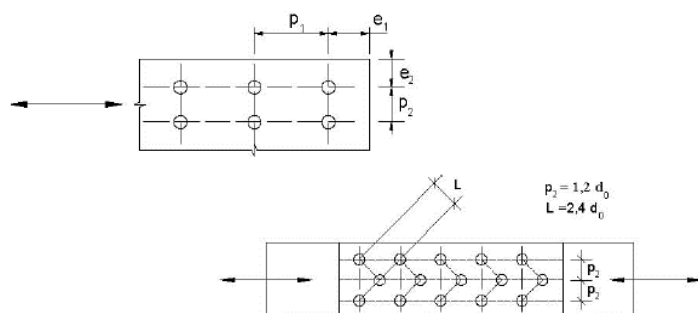
Tipologia

Bulloni

#### DATI GEOMETRIA

base piastra	b =	160 mm
altezza piastra	h =	536 mm
spessore della piastra	t =	15 mm
n. file bulloni	n <sub>f</sub> =	5
n. colonne bulloni	n <sub>c</sub> =	2
n. bulloni	n. =	10
diametro nominale del bullone	d =	20 mm
area nominale del bullone	A =	314 mm <sup>2</sup>
area resistente del bullone	A <sub>res</sub> =	245 mm <sup>2</sup>
diametro nominale del foro di alloggi. del bullone	d <sub>0</sub> =	21 mm
diametro del dado	d <sub>d</sub> =	30 mm
diametro medio della testa del bullone	d <sub>b</sub> =	30 mm

unioni esposte a fenomeni corrosivi o  
ambientali



	min [mm]	max [mm]	
e <sub>1</sub> =	30	30	ok
e <sub>2</sub> =	30	30	ok
p <sub>1</sub> =	60	178	ok
p <sub>2</sub> =	100	100	ok

#### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI



classe bulloni	classe =	8.8
resistenza a rottura del materiale del bullone	$f_{tbk} =$	800 N/mm <sup>2</sup>
tipologia acciaio della piastra	classe =	S235
resistenza caratt. a rottura del materiale della piastra	$f_{tk} =$	360 N/mm <sup>2</sup>

### RESISTENZE DI PROGETTO

coeff. di sicurezza per la verifica delle unioni	$\gamma_{M2} =$	1,25
Resistenza di progetto a taglio bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8	$F_{V,Rd} =$	<b>94,08 kN</b>
posizione del bullone rispetto alla direz. del carico	bordo	
posizione del bullone rispetto alla direz. $\perp$ del carico	bordo	
costante per bulloni di bordo, direzione del carico	$\alpha =$	0,48
costante per bulloni di bordo, direzione $\perp$ al carico	$k =$	2,30

Resistenza di progetto a rifollamento del piatto	$F_{b,Rd} =$	<b>94,63 kN</b>
--	--------------	-----------------

### RESISTENZA DI PROGETTO COMPLESSIVA A TAGLIO

Resistenza di progetto a trazione dei bulloni	$F_{t,Rd} =$	141,12 kN
minimo tra $d_d$ e $d_b$	$d_m =$	30,00 mm

Resistenza di progetto a punzonamento della piastra	$B_{p,Rd} =$	244,29 kN
---	--------------	-----------

<b>RESISTENZA DI PROGETTO COMPLESSIVA A TRAZIONE</b>	$F_{T,Rd} =$	<b>141,12 kN</b>
--	--------------	------------------

### AZIONI SOLLECITANTI

Taglio totale sollecitante	$F_{V,Ed,tot} =$	85,00 kN
Trazione totale sollecitante	$F_{t,Ed,tot} =$	kN
Momento totale sollecitante in Y	$M_{ed,y,tot} =$	90,00 kNm
Momento totale sollecitante in Z	$M_{ed,z,tot} =$	25,00
Soll. max dovuta ad $M_y$ - bullone più soll.	$F_{ed,y,i,max} =$	60,63 kN
Soll. max dovuta ad $M_z$ - bullone più soll.	$F_{ed,z,i,max} =$	50,00 kN
da aggiungere alla sollecitazione di:	trazione	
Taglio sul singolo bullone	$F_{V,Ed} =$	<b>8,50 kN</b>
Trazione sul singolo bullone	$F_{T,Ed} =$	<b>110,63 kN</b>

### VERIFICHE

<b>TAGLIO:</b>	$F_{V,Ed} / F_{V,Rd} < 1$	<b>0,09</b>	<	<b>1</b>	verif.
<b>TRAZIONE:</b>	$F_{T,Ed} / F_{T,Rd} < 1$	<b>0,78</b>	<	<b>1</b>	verif.
<b>COMBINATA:</b>	$F_{V,Ed} / F_{V,Rd} + F_{T,Ed} / (1,4F_{T,Rd}) < 1$	<b>0,65</b>	<	<b>1</b>	verif.

Si effettuano in secondo luogo le verifiche previste dalla normativa sulla saldatura presente tra il pilastro e la piastra di testa. Si utilizza il foglio di calcolo Excel già mostrato in precedenza.

VERIFICA SALDATURE PILASTRO HEA240 - PIATTO			
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO			
Momento di progetto	$M_{Ed}$	90,00	kNm
Taglio di progetto	$V_{Ed}$	85,00	kN
Sforzo normale di progetto	$N_{Ed}$		kN
DATI GEOMETRICI SALDATURA			
Spessore delle ali	$s_{w,ali}$	1,2	cm
Spessore dell'anima	$s_{ww}$	0,75	cm
Base saldatura ali	$Z_{wf}$	0,9	cm
Altezza di gola ali	$a_{wf}$	0,6	cm
Base saldatura anima	$Z_{ww}$	0,6	cm
Altezza di gola anima	$a_{ww}$	0,4	cm
Lunghezza saldatura ali lato esterno superiore	$l_1$	24,0	cm
Lunghezza saldatura ali lato interno superiore	$l_2$	19,0	cm
Lunghezza saldatura ali lato esterno inferiore	$l_4$	24,0	cm
Lunghezza saldatura ali lato interno inferiore	$l_5$	19,0	cm
Lunghezza saldatura anima	$l_3$	16,0	cm
Raggio raccordo anima-piattabanda	$r_1$	2,1	cm
Altezza sezione trave	$h_t$	23	cm
Area resistente della saldatura	$A_w$	92,49	cm <sup>2</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse x-x			
da saldatura lunghe ali		0,52	cm <sup>4</sup>
da trasporto saldatura lunghe ali		2133,25	cm <sup>4</sup>
da saldatura corta ali		0,41	cm <sup>4</sup>
da trasporto saldatura corta ali		1204,76	cm <sup>4</sup>
da saldature anima (non trasporto poiché già baricentriche)		144,82	cm <sup>4</sup>
numero di saldature lunghe ali		2	
numero di saldature corte ali		2	
momento di inerzia complessivo	$J_w$	6967,48	cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia saldature ali rispetto all'asse x-x	$J_{w,ali}$	6677,85	cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia saldature anima rispetto all'asse x-x	$J_{w,anima}$	289,63	cm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza intera saldatura	$W_w$	574,10	cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza rispetto all'asse r-r	$W_r$	870,94	cm <sup>3</sup>
Momento statico rispetto all'asse r-r	$S_{wr}$	98,35	cm <sup>3</sup>
Acciaio saldatura		S235-Fe360	/
Tensione di rottura dell'acciaio	$f_{tk}$	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza resistenza membratura	$\gamma_{MF}$	1,25	/
Coefficiente saldatura	$\beta$	0,8	/
VERIFICA IN POSIZIONE RIBALTATA ( SULLA PROIEZIONE DELLA SEZIONE DI GOLA)			
SALDATURE ALI			
Tensione saldature delle ali	$n_{\perp,ali}$	152,66	MPa
	$t_{\perp,ali}$		trascurabile
	$t_{  ,ali}$		
	$f_{yk}$	235,00	MPa
	primo termine	152,66	MPa
	secondo termine	164,50	MPa
VERIFICA 1 $\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{  }^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$		0,93	VERIFICATO
	primo termine	152,66	MPa
	secondo termine	199,75	MPa
VERIFICA 2 $ n_{\perp}  +  t_{\perp}  \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$		0,76	VERIFICATO
SALDATURE ANIMA			
Tensione saldature dell'anima	$n_{\perp,anima}$	103,34	MPa
	$t_{\perp,anima}$		trascurabile
	$t_{  ,anima}$	62,61	MPa
	$f_{yk}$	235,00	MPa
VERIFICA 1: $\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{  }^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$			
	primo termine	120,82	MPa
	secondo termine	164,50	MPa
		0,73	VERIFICATO
VERIFICA 2: $ n_{\perp}  +  t_{\perp}  \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$			
	primo termine	103,34	MPa
	secondo termine	199,75	MPa
		0,52	VERIFICATO

### 11.3.3 Trave principale IPE330 – Trave principale IPE330

Nel presente paragrafo si verifica la connessione presente tra le travi principali IPE330 della copertura.

Entrambe le travi hanno piastra saldata in testa e si connettono fra di loro tramite bullonatura.

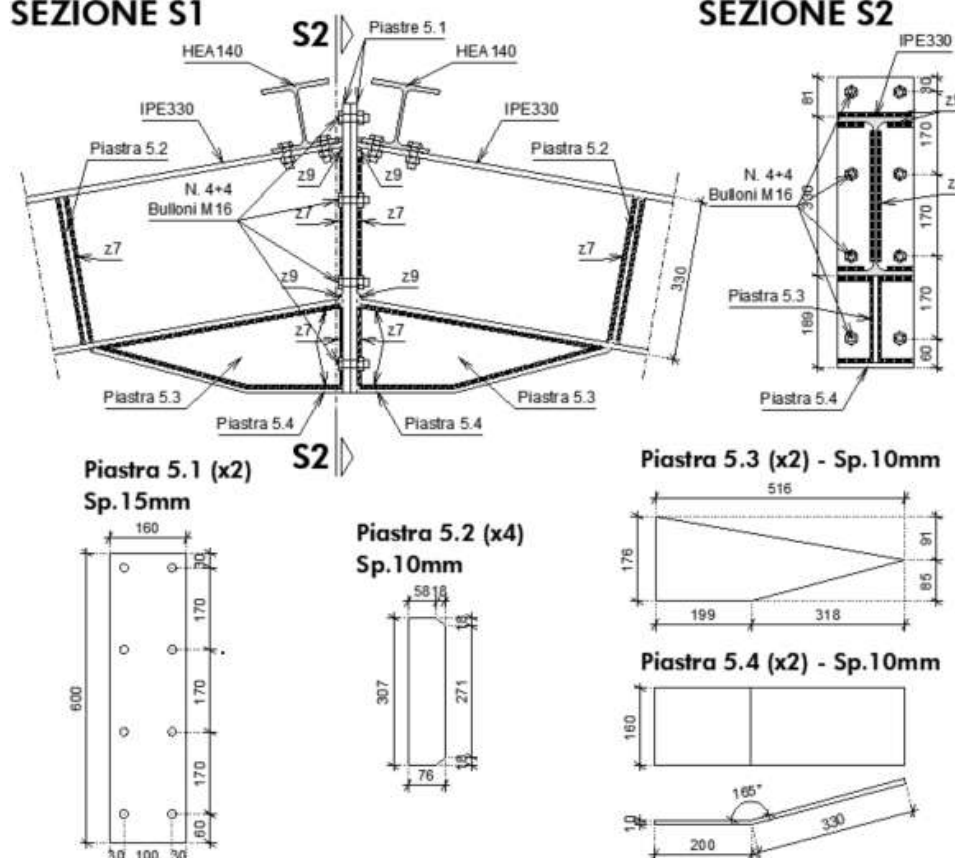
Di seguito si riportano le sollecitazioni massime, cautelativamente prese dall'involuppo delle azioni:

Trazione	$N_{Ed} = 72,97 \text{ kN}$
Taglio in Y	$V_{y,Ed} = 48,25 \text{ kN}$
Taglio in Z	$V_{z,Ed} = 16,45 \text{ kN}$
Momento in Y	$M_{y,Ed} = 72,64 \text{ kNm}$

#### DETTAGLIO TIPO 5: CONNESSIONE IPE330 E IPE330

Scala 1:10

##### SEZIONE S1



Nelle verifiche delle bullonature si è considerato il bullone più sollecitato a trazione e a taglio. Si veda il §11.3.2 per lo schema di ripartizione delle forze.

Di seguito si riportano le verifiche sulle bullonature.

#### VERIFICA UNIONI CON BULLONI E CHIODI - §4.2.8.1.1 NTC 2018

Tipologia	Bulloni
<b>DATI GEOMETRIA</b>	
base piastra	$b = 160 \text{ mm}$
altezza piastra	$h = 570 \text{ mm}$

spessore della piastra

 $t = 15 \text{ mm}$ 

n. file bulloni

 $n_f = 4$ 

n. colonne bulloni

 $n_c = 2$ 

n. bulloni

 $n = 8$ 

diametro nominale del bullone

 $d = 16 \text{ mm}$ 

area nominale del bullone

 $A = 201 \text{ mm}^2$ 

area resistente del bullone

 $A_{res} = 157 \text{ mm}^2$ 

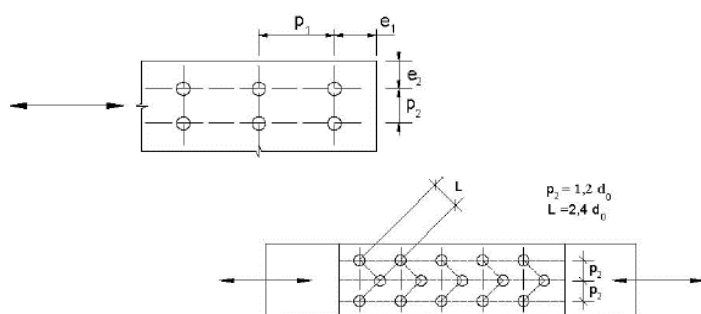
diametro nominale del foro di alloggi. del bullone

 $d_0 = 17 \text{ mm}$ 

diametro del dado

 $d_d = 24 \text{ mm}$ 

diametro medio della testa del bullone

 $d_b = 24 \text{ mm}$ 

 unioni esposte a fenomeni corrosivi o  
ambientali

	min [mm]	max [mm]	
$e_1 =$	30	30	ok
$e_2 =$	30	30	ok
$p_1 =$	170	170	ok
$p_2 =$	100	100	ok

### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

classe bulloni

classe = 8.8

resistenza a rottura del materiale del bullone

 $f_{tbk} = 800 \text{ N/mm}^2$ 

tipologia acciaio della piastra

classe = S235

resistenza caratt. a rottura del materiale della piastra

 $f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$ 

### RESISTENZE DI PROGETTO

coeff. di sicurezza per la verifica delle unioni

 $\gamma_{M2} = 1,25$ 

Resistenza di progetto a taglio bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8

 $F_{v,Rd} = 60,29 \text{ kN}$ 

posizione del bullone rispetto alla direz. del carico

bordo

 posizione del bullone rispetto alla direz.  $\perp$  del carico

bordo

costante per bulloni di bordo, direzione del carico

 $\alpha = 0,59$ 

 costante per bulloni di bordo, direzione  $\perp$  al carico

 $k = 2,50$ 

Resistenza di progetto a rifollamento del piatto

 $F_{b,Rd} = 101,65 \text{ kN}$ 

### RESISTENZA DI PROGETTO COMPLESSIVA A TAGLIO

 $F_{v,Rd} = 60,29 \text{ kN}$ 

Resistenza di progetto a trazione dei bulloni

 $F_{t,Rd} = 90,43 \text{ kN}$ 

 minimo tra  $d_d$  e  $d_b$ 
 $d_m = 24,00 \text{ mm}$ 

Resistenza di progetto a punzonamento della piastra

 $B_{p,Rd} = 195,43 \text{ kN}$ 

### RESISTENZA DI PROGETTO COMPLESSIVA A TRAZIONE

 $F_{T,Rd} = 90,43 \text{ kN}$ 

### AZIONI SOLLECITANTI

Taglio totale sollecitante

 $F_{v,Ed,tot} = 53,85 \text{ kN}$ 

Trazione totale sollecitante

 $F_{t,Ed,tot} = 75,00 \text{ kN}$



Momento totale sollecitante

$$M_{ed,tot} = 75,00 \text{ kNm}$$

Soll. max dovuta ad M - bullone più soll.

$$F_{ed,i,max} = 66,18 \text{ kN}$$

da aggiungere alla sollecitazione di:

trazione

Taglio sul singolo bullone

$$F_{V,Ed} = 6,73 \text{ kN}$$

Trazione sul singolo bullone

$$F_{T,Ed} = 75,55 \text{ kN}$$

#### VERIFICHE

<b>TAGLIO:</b>	$F_{V,Ed} / F_{V,Rd} < 1$	<b>0,11</b>	<b>&lt;</b>	<b>1</b>	verif.
<b>TRAZIONE:</b>	$F_{T,Ed} / F_{T,Rd} < 1$	<b>0,84</b>	<b>&lt;</b>	<b>1</b>	verif.
<b>COMBINATA:</b>	$F_{V,Ed} / F_{V,Rd} + F_{T,Ed} / (1,4F_{T,Rd}) < 1$	<b>0,71</b>	<b>&lt;</b>	<b>1</b>	verif.

Si effettuano in secondo luogo le verifiche previste dalla normativa sulla saldatura presente tra la trave IPE330 e la sua piastra di testa. Si utilizza il foglio di calcolo Excel già mostrato in precedenza. Cautelativamente non si considera la saldatura presente negli irrigidimenti.



VERIFICA SALDATURE TRAVE IPE330 - PIATTO			
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO			
Momento di progetto	$M_{Ed}$	75,00	kNm
Taglio di progetto	$V_{Ed}$	55,00	kN
Sforzo normale di progetto	$N_{Ed}$	75,00	kN
DATI GEOMETRICI SALDATURA			
Spessore delle ali	$s_{w,ali}$	1,15	cm
Spessore dell'anima	$s_{w,w}$	0,75	cm
Base saldatura ali	$z_{wf}$	0,9	cm
Altezza di gola ali	$a_{wf}$	0,6	cm
Base saldatura anima	$z_{ww}$	0,6	cm
Altezza di gola anima	$a_{ww}$	0,4	cm
Lunghezza saldatura ali lato esterno superiore	$l_1$	16,0	cm
Lunghezza saldatura ali lato interno superiore	$l_2$	11,0	cm
Lunghezza saldatura ali lato esterno inferiore	$l_4$	16,0	cm
Lunghezza saldatura ali lato interno inferiore	$l_5$	11,0	cm
Lunghezza saldatura anima	$l_3$	27,0	cm
Raggio raccordo anima-piattabanda	$r_1$	1,8	cm
Altezza sezione trave	$h_t$	33	cm
Area resistente della saldatura	$A_w$	71,28	cm <sup>2</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse x-x			
da saldatura lunghe ali		0,34	cm <sup>4</sup>
da trasporto saldatura lunghe ali		2880,09	cm <sup>4</sup>
da saldatura corta ali		0,24	cm <sup>4</sup>
da trasporto saldatura corta ali		1581,77	cm <sup>4</sup>
da saldature anima (non trasporto poiché già baricentriche)		695,90	cm <sup>4</sup>
numero di saldature lunghe ali		2	
numero di saldature corte ali		2	
momento di inerzia complessivo	$J_w$	10316,68	cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia saldature ali rispetto all'asse x-x	$J_{w,ali}$	8924,88	cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia saldature anima rispetto all'asse x-x	$J_{w,anima}$	1391,80	cm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza intera saldatura	$W_w$	602,03	cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza rispetto all'asse r-r	$W_r$	764,20	cm <sup>3</sup>
Momento statico rispetto all'asse r-r	$S_{wr}$	54,02	cm <sup>3</sup>
Acciaio saldatura		S235-Fe360	/
Tensione di rottura dell'acciaio	$f_{tk}$	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza resistenza membratura	$\gamma_{Mf}$	1,25	/
Coefficiente saldatura	$\beta$	0,8	/
VERIFICA IN POSIZIONE RIBALTATA ( SULLA PROIEZIONE DELLA SEZIONE DI GOLA)			
SALDATURE ALI			
Tensione saldature delle ali	$n_{\perp,ali}$	132,79	MPa
	$t_{\perp,ali}$		trascurabile
	$t_{  ,ali}$		
	$f_{yk}$	235,00	MPa
	primo termine	132,79	MPa
	secondo termine	164,50	MPa
<b>VERIFICA 1</b>	$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{  }^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$	0,81	VERIFICATO
	primo termine	132,79	MPa
	secondo termine	199,75	MPa
<b>VERIFICA 2</b>	$ n_{\perp}  +  t_{\perp}  \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$	0,66	VERIFICATO
SALDATURE ANIMA			
Tensione saldature dell'anima	$n_{\perp,anima}$	108,66	MPa
	$t_{\perp,anima}$		trascurabile
	$t_{  ,anima}$	24,01	MPa
	$f_{yk}$	235,00	MPa
<b>VERIFICA 1:</b>	$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{  }^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$		
	primo termine	111,28	MPa
	secondo termine	164,50	MPa
		0,68	VERIFICATO
<b>VERIFICA 2:</b>	$ n_{\perp}  +  t_{\perp}  \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$		
	primo termine	108,66	MPa
	secondo termine	199,75	MPa
		0,54	VERIFICATO

### 11.3.4 Travi principali IPE330 – Arcarecci HEA140

Nel presente paragrafo si verifica la connessione presente tra gli arcarecci della copertura HEA140 e le travi principali IPE330. La connessione viene eseguita tramite bulloni tra le ali dei due profili.

L'arcareccio è una trave unica che prosegue pertanto in ogni collegamento oltre la trave principale. L'unione è realizzata da 4 bulloni.

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime, cautelativamente prese dall'involuppo delle azioni:

Trazione	$N_{Ed} = 66,82 \text{ kN}$
Taglio in Z	$V_{z,Ed} = 13,50 \text{ kN}$

Per lo schema di calcolo considerato, gli arcarecci non trasmettono momento alle travi principali.

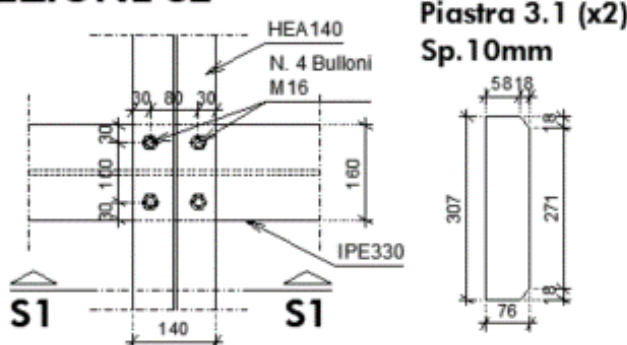
### DETTAGLIO TIPO 3: CONNESSIONE IPE330 E HEA140

Scala 1:10

#### SEZIONE S1



#### SEZIONE S2

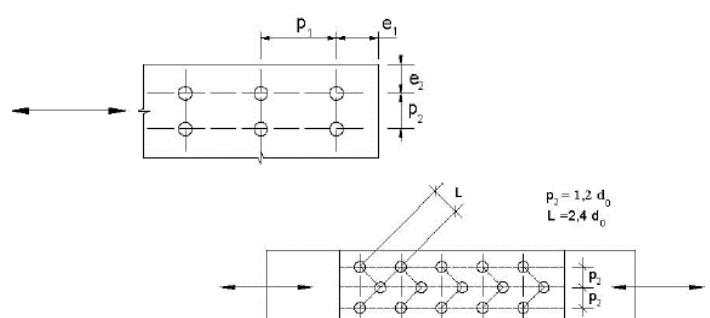


Nelle verifiche delle bullonature si è considerato il bullone più sollecitato a trazione e a taglio. Si veda il §11.3.2 per lo schema di ripartizione delle forze.

La trazione agente sul profilo si trasmette come un taglio sui bulloni, mentre il taglio in Z è una sollecitazione che si trasmette direttamente dall'arcareccio alla trave IPE330 in quanto essa è appoggiata sopra.

Di seguito si riportano le verifiche sulle bullonature.

**VERIFICA UNIONI CON BULLONI E CHIODI - §4.2.8.1.1 NTC 2018**

Tipologia	Bulloni		
DATI GEOMETRIA			
base piastra	b =	140	mm
altezza piastra	h =	160	mm
spessore della piastra	t =	9	mm
n. file bulloni	n <sub>f</sub> =	2	
n. colonne bulloni	n <sub>c</sub> =	2	
n. bulloni	n. =	4	
diametro nominale del bullone	d =	16	mm
area nominale del bullone	A =	201	mm <sup>2</sup>
area resistente del bullone	A <sub>res</sub> =	157	mm <sup>2</sup>
diametro nominale del foro di alloggi. del bullone	d <sub>0</sub> =	17	mm
diametro del dado	d <sub>d</sub> =	24	mm
diametro medio della testa del bullone	d <sub>b</sub> =	24	mm
<div></div>			
unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali			
		min [mm]	max [mm]
e <sub>1</sub> =	30	30	ok
e <sub>2</sub> =	30	30	ok
p <sub>1</sub> =	100	100	ok
p <sub>2</sub> =	80	80	ok
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
classe bulloni	classe =	8.8	
resistenza a rottura del materiale del bullone	f <sub>tbk</sub> =	800	N/mm <sup>2</sup>
tipologia acciaio della piastra	classe =	S235	
resistenza caratt. a rottura del materiale della piastra	f <sub>tk</sub> =	360	N/mm <sup>2</sup>
RESISTENZE DI PROGETTO			
coeff. di sicurezza per la verifica delle unioni	γ <sub>M2</sub> =	1,25	
Resistenza di progetto a taglio bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8	F <sub>v,Rd</sub> =	60,29	kN
posizione del bullone rispetto alla direz. del carico	bordo		
posizione del bullone rispetto alla direz. ⊥ del carico	bordo		
costante per bulloni di bordo, direzione del carico	α =	0,59	
costante per bulloni di bordo, direzione ⊥ al carico	k =	2,50	
Resistenza di progetto a rifollamento del piatto	F <sub>b,Rd</sub> =	57,60	kN
RESISTENZA DI PROGETTO COMPLESSIVA A TAGLIO	F <sub>v,Rd</sub> =	57,60	kN
Resistenza di progetto a trazione dei bulloni	F <sub>t,Rd</sub> =	90,43	kN



minimo tra  $d_d$  e  $d_b$   $d_m = 24,00$  mm

Resistenza di progetto a punzonamento della piastra  $B_{p,Rd} = 110,74$  kN

**RESISTENZA DI PROGETTO COMPLESSIVA A TRAZIONE  $F_{T,Rd} = 90,43$  kN**

#### AZIONI SOLLECITANTI

Taglio totale sollecitante  $F_{v,Ed,tot} = 70,00$  kN

Trazione totale sollecitante  $F_{t,Ed,tot} =$  kN

Momento totale sollecitante  $M_{ed,tot} =$  kNm

Soll. max dovuta ad M - bullone più soll.  $F_{Ed,i,max} = -$  kN

da aggiungere alla sollecitazione di: trazione

Taglio sul singolo bullone  $F_{v,Ed} = 17,50$  kN

Trazione sul singolo bullone  $F_{T,Ed} = -$  kN

#### VERIFICHE

**TAGLIO:**  $F_{V,Ed} / F_{V,Rd} < 1$  **0,30** **<** **1** **verif.**

**TRAZIONE:**  $F_{T,Ed} / F_{T,Rd} < 1$  **0,00** **<** **1** **verif.**

**COMBINATA:**  $F_{V,Ed} / F_{V,Rd} + F_{T,Ed} / (1,4F_{T,Rd}) < 1$  **0,30** **<** **1** **verif.**

### 11.3.5 Controventi Ø20 – Pilastri HEA240

Si effettuano in questo paragrafo le verifiche necessarie per garantire la connessione tra i controventi e i pilastri. In particolare, si prevede che i controventi, costituiti da profili Ø20 circolari in acciaio S235, si connettano all'anima dei pilastri HEA240 mediante delle piastre saldate al tirante e bullonate ad una piastra saldata al pilastro.

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime, cautelativamente prese dall'involuppo delle azioni:

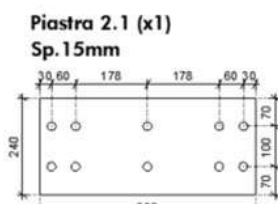
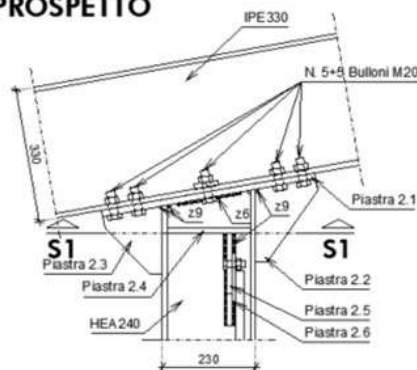
Trazione

$$N_{Ed} = 54,45 \text{ kN}$$

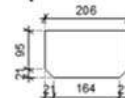
#### DETTAGLIO TIPO 2: CONNESSIONE HEA240 E IPE330

Scala 1:10

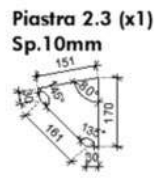
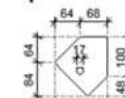
##### PROSPETTO



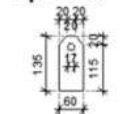
Piastra 2.4 (x2)  
Sp. 12mm



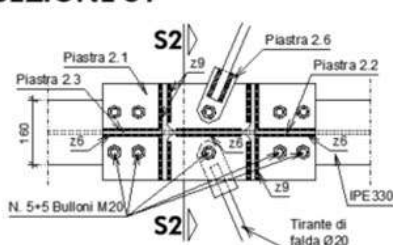
Piastra 2.5 (x2)  
Sp. 12mm



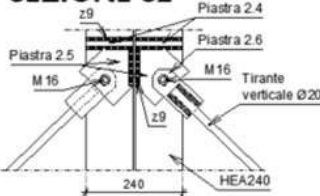
Piastra 2.6 (x2)  
Sp. 10mm



##### SEZIONE S1



##### SEZIONE S2



Per la saldatura del tondino Ø20 alla piastra di connessione alla trave IPE330, si prevede:

Numero di cordoni per tondino	2 cordoni
Lunghezza singolo cordone	75 mm
Altezza di gola	10 mm

Si calcola:

$$\tau_{||} = 55 \cdot 1000 / (2 \cdot 10 \cdot 75) = 37 \text{ MPa}$$

Le altre componenti di tensione nelle saldature risultano trascurabili.

Per una saldatura realizzata con acciaio di classe S235 si ha:

$\beta_1$	0.70
$\beta_2$	0.85

e si ottiene quindi:

$$\tau_{||} < \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$37 < 0.70 \cdot 235 = 164.50 \text{ MPa}$$

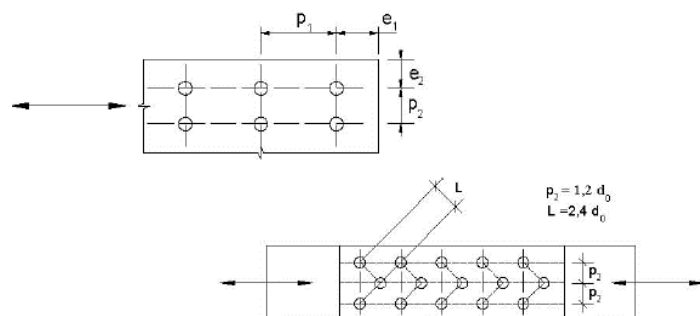
$$37 < 164.50 \text{ MPa}$$

VERIFICA SODDISFATTA

Di seguito si riporta la verifica del bullone.

#### VERIFICA UNIONI CON BULLONI E CHIODI - §4.2.8.1.1 NTC 2018

Tipologia	Bulloni
<b>DATI GEOMETRIA</b>	
base piastra	b = 50 mm
altezza piastra	h = 50 mm
spessore della piastra	t = 11,5 mm
n. file bulloni	n <sub>f</sub> = 1
n. colonne bulloni	n <sub>c</sub> = 1
n. bulloni	n. = 1
diametro nominale del bullone	d = 16 mm
area nominale del bullone	A = 201 mm <sup>2</sup>
area resistente del bullone	A <sub>res</sub> = 157 mm <sup>2</sup>
diametro nominale del foro di alloggi. del bullone	d <sub>0</sub> = 17 mm
diametro del dado	d <sub>d</sub> = 24 mm
diametro medio della testa del bullone	d <sub>b</sub> = 24 mm



unioni esposte a fenomeni corrosivi o  
ambientali

	min [mm]	max [mm]	
e <sub>1</sub> =	25	25	ok
e <sub>2</sub> =	25	25	ok
p <sub>1</sub> =			
p <sub>2</sub> =			

#### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

classe bulloni	classe = 8.8
resistenza a rottura del materiale del bullone	f <sub>tbk</sub> = 800 N/mm <sup>2</sup>
tipologia acciaio della piastra	classe = S235
resistenza caratt. a rottura del materiale della piastra	f <sub>tk</sub> = 360 N/mm <sup>2</sup>

#### RESISTENZE DI PROGETTO

coeff. di sicurezza per la verifica delle unioni	γ <sub>M2</sub> = 1,25
Resistenza di progetto a taglio bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8	F <sub>v,Rd</sub> = 60,29 kN
posizione del bullone rispetto alla direz. del carico	bordo
posizione del bullone rispetto alla direz. ⊥ del carico	bordo



costante per bulloni di bordo, direzione del carico	$\alpha =$	0,49
costante per bulloni di bordo, direzione $\perp$ al carico	$k =$	2,42
Resistenza di progetto a rifollamento del piatto	$F_{b,Rd} =$	<b>62,80 kN</b>
<b>RESISTENZA DI PROGETTO COMPLESSIVA A TAGLIO</b>	$F_{V,Rd} =$	<b>60,29 kN</b>
Resistenza di progetto a trazione dei bulloni	$F_{t,Rd} =$	90,43 kN
minimo tra $d_d$ e $d_b$	$d_m =$	24,00 mm
Resistenza di progetto a punzonamento della piastra	$B_{p,Rd} =$	149,83 kN
<b>RESISTENZA DI PROGETTO COMPLESSIVA A TRAZIONE</b>	$F_{T,Rd} =$	<b>90,43 kN</b>
<b>AZIONI SOLLECITANTI</b>		
Taglio totale sollecitante	$F_{V,Ed,tot} =$	55,00 kN
Trazione totale sollecitante	$F_{t,Ed,tot} =$	kN
Momento totale sollecitante	$M_{Ed,tot} =$	kNm
Soll. max dovuta ad M - bullone più soll. da aggiungere alla sollecitazione di:	$F_{Ed,i,max} =$	- kN
Taglio sul singolo bullone	$F_{V,Ed} =$	<b>55,00 kN</b>
Trazione sul singolo bullone	$F_{T,Ed} =$	- kN

**VERIFICHE**

<b>TAGLIO:</b>	$F_{V,Ed} / F_{V,Rd} < 1$	<b>0,91</b>	<	<b>1</b>	verif.
<b>TRAZIONE:</b>	$F_{T,Ed} / F_{T,Rd} < 1$	<b>0,00</b>	<	<b>1</b>	verif.
<b>COMBINATA:</b>	$F_{V,Ed} / F_{V,Rd} + F_{T,Ed} / (1,4F_{T,Rd}) < 1$	<b>0,91</b>	<	<b>1</b>	verif.



### 11.3.6 Controventi Ø20 – Travi principali IPE330

Si effettuano in questo paragrafo le verifiche necessarie per garantire la connessione tra i controventi di falda e le travi principali della copertura. In particolare, si prevede che i controventi di falda, costituiti da profili Ø20 circolari in acciaio S235, si connettano all'intradosso delle travi principali di copertura IPE330 mediante delle piastre saldate al tirante e bullonate all'ala della trave.

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime, cautelativamente prese dall'involuppo delle azioni:

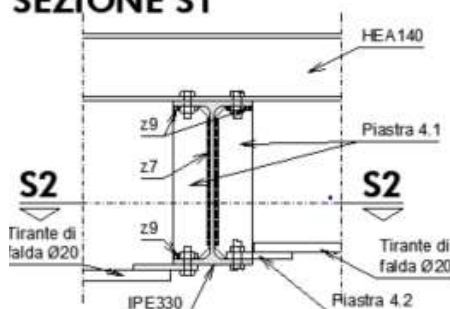
Trazione

$$N_{Ed} = 54,28 \text{ kN}$$

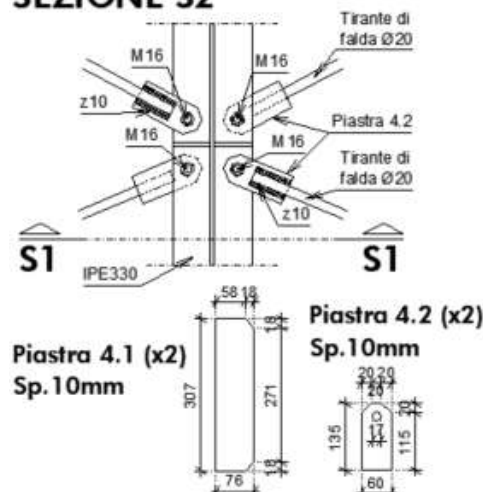
#### DETTAGLIO TIPO 4: CONNESS. IPE330 E TIRANTI Ø20

Scala 1:10

##### SEZIONE S1



##### SEZIONE S2



Per la saldatura del tondino Ø20 alla piastra di connessione alla trave IPE330, si prevede:

Numero di cordoni per tondino	2 cordoni
Lunghezza singolo cordone	75 mm
Altezza di gola	10 mm

Si calcola:

$$\tau_{||} = 55 \cdot 1000 / (2 \cdot 10 \cdot 75) = 37 \text{ MPa}$$

Le altre componenti di tensione nelle saldature risultano trascurabili.

Per una saldatura realizzata con acciaio di classe S235 si ha:

$$\beta_1 = 0.70$$

$$\beta_2 = 0.85$$

e si ottiene quindi:

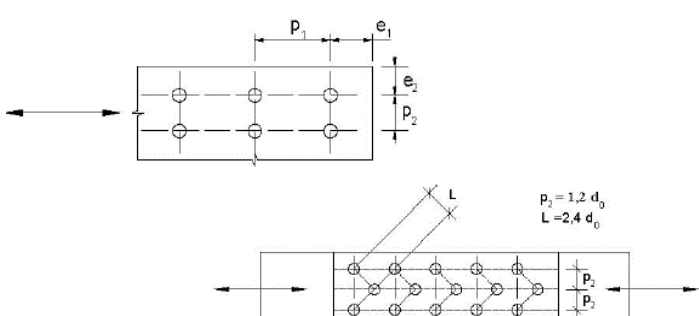
$$\tau_{||} < \beta_1 \cdot f_{yk} \quad 37 < 0.70 \cdot 235 = 164.50 \text{ MPa}$$

$$37 < 164.50 \text{ MPa}$$

VERIFICA SODDISFATTA

Di seguito si riporta la verifica del bullone.

#### VERIFICA UNIONI CON BULLONI E CHIODI - §4.2.8.1.1 NTC 2018

Tipologia	Bulloni		
DATI GEOMETRIA			
base piastra	b =	50	mm
altezza piastra	h =	50	mm
spessore della piastra	t =	11,5	mm
n. file bulloni	n <sub>f</sub> =	1	
n. colonne bulloni	n <sub>c</sub> =	1	
n. bulloni	n. =	1	
diametro nominale del bullone	d =	16	mm
area nominale del bullone	A =	201	mm <sup>2</sup>
area resistente del bullone	A <sub>res</sub> =	157	mm <sup>2</sup>
diametro nominale del foro di alloggi. del bullone	d <sub>0</sub> =	17	mm
diametro del dado	d <sub>d</sub> =	24	mm
diametro medio della testa del bullone	d <sub>b</sub> =	24	mm
<div></div>			
unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali			
		min [mm]	max [mm]
e <sub>1</sub> =	25	25	ok
e <sub>2</sub> =	25	25	ok
p <sub>1</sub> =			
p <sub>2</sub> =			
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
classe bulloni	classe =	8.8	
resistenza a rottura del materiale del bullone	f <sub>tbk</sub> =	800	N/mm <sup>2</sup>
tipologia acciaio della piastra	classe =	S235	
resistenza caratt. a rottura del materiale della piastra	f <sub>tk</sub> =	360	N/mm <sup>2</sup>
RESISTENZE DI PROGETTO			
coeff. di sicurezza per la verifica delle unioni	γ <sub>M2</sub> =	1,25	
Resistenza di progetto a taglio bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8	F <sub>v,Rd</sub> =	60,29	kN



posizione del bullone rispetto alla direz. del carico	bordo			
posizione del bullone rispetto alla direz. $\perp$ del carico	bordo			
costante per bulloni di bordo, direzione del carico	$\alpha =$	0,49		
costante per bulloni di bordo, direzione $\perp$ al carico	$k =$	2,42		
Resistenza di progetto a rifollamento del piatto	$F_{b,Rd} =$	<b>62,80</b>	kN	
<b>RESISTENZA DI PROGETTO COMPLESSIVA A TAGLIO</b>	$F_{V,Rd} =$	<b>60,29</b>	kN	
Resistenza di progetto a trazione dei bulloni	$F_{t,Rd} =$	90,43	kN	
minimo tra $d_d$ e $d_b$	$d_m =$	24,00	mm	
Resistenza di progetto a punzonamento della piastra	$B_{p,Rd} =$	149,83	kN	
<b>RESISTENZA DI PROGETTO COMPLESSIVA A TRAZIONE</b>	$F_{T,Rd} =$	<b>90,43</b>	kN	
<b>AZIONI SOLLECITANTI</b>				
Taglio totale sollecitante	$F_{V,Ed,tot} =$	55,00	kN	
Trazione totale sollecitante	$F_{t,Ed,tot} =$		kN	
Momento totale sollecitante	$M_{Ed,tot} =$		kNm	
Soll. max dovuta ad M - bullone più soll.	$F_{Ed,i,max} =$	-	kN	
da aggiungere alla sollecitazione di:				
Taglio sul singolo bullone	$F_{V,Ed} =$	<b>55,00</b>	kN	
Trazione sul singolo bullone	$F_{T,Ed} =$	-	kN	
<b>VERIFICHE</b>				
<b>TAGLIO:</b>	$F_{V,Ed} / F_{V,Rd} < 1$	<b>0,91</b>	<	<b>1</b> verif.
<b>TRAZIONE:</b>	$F_{T,Ed} / F_{T,Rd} < 1$	<b>0,00</b>	<	<b>1</b> verif.
<b>COMBINATA:</b>	$F_{V,Ed} / F_{V,Rd} + F_{T,Ed} / (1,4F_{T,Rd}) < 1$	<b>0,91</b>	<	<b>1</b> verif.

## 11.4 VERIFICHE DI RESISTENZA FONDAZIONI

La fondazione è formata da una platea in c.a. di spessore 30cm con calcestruzzo di classe C25/30.

Al fine di dimensionare e verificare le armature della stessa si utilizza la funzione "Meshed Design" di Midas Gen, in grado di calcolare le armature degli elementi bidimensionali.

In primo luogo, si definiscono le tipologie di combinazioni di calcolo agli SLE che il software deve prendere in considerazione per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio degli elementi bidimensionali.

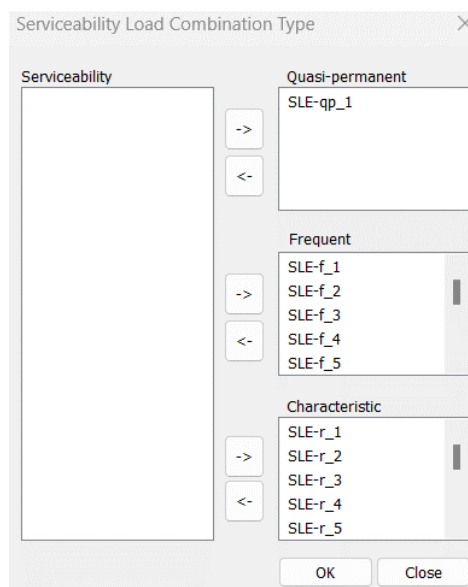


Figura 132 - Serviceability Load Combination Type

Si definiscono poi le combinazioni di carico da tenere in considerazione nella progettazione, sia agli SLE che agli SLU.

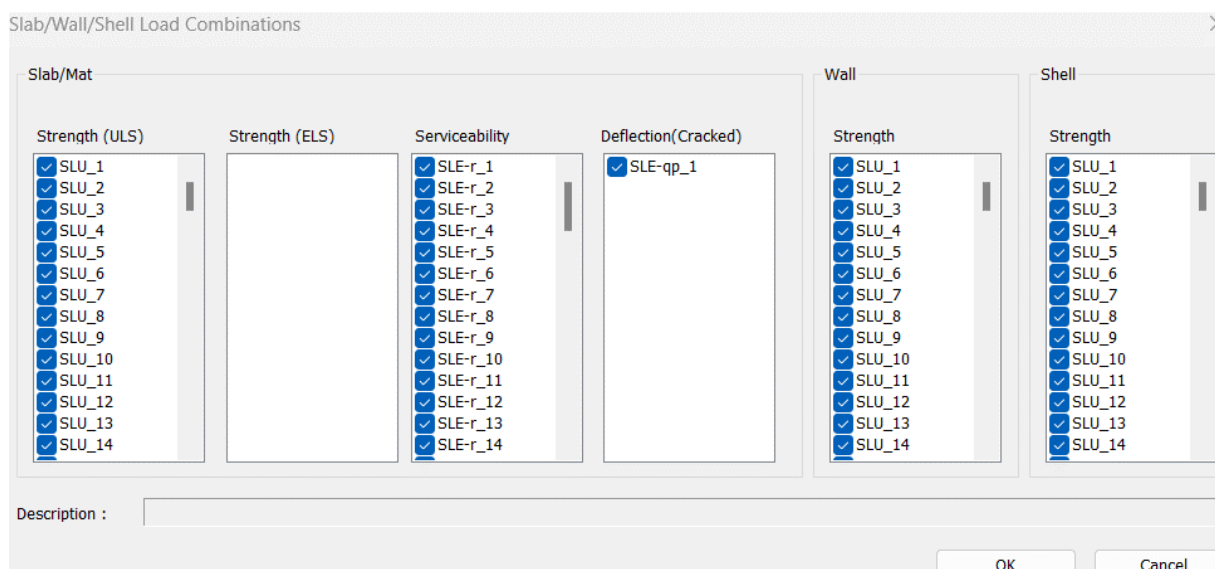


Figura 133 - Slab Load Combinations

Al fine della corretta progettazione strutturale delle armature degli elementi di fondazione, è necessario definire tali oggetti come "Mat", ovvero platee di fondazione.

Si mostra nella seguente schermata la definizione del Sub-Domain di tipo "Mat". Come osservabile, in questa fase si definiscono anche le direzioni principali delle armature degli elementi bidimensionali (0 e 90°) e l'armatura di base prevista ovunque (in questo caso una rete Ø12 a passo 20 cm superiori e inferiori in entrambe le direzioni).

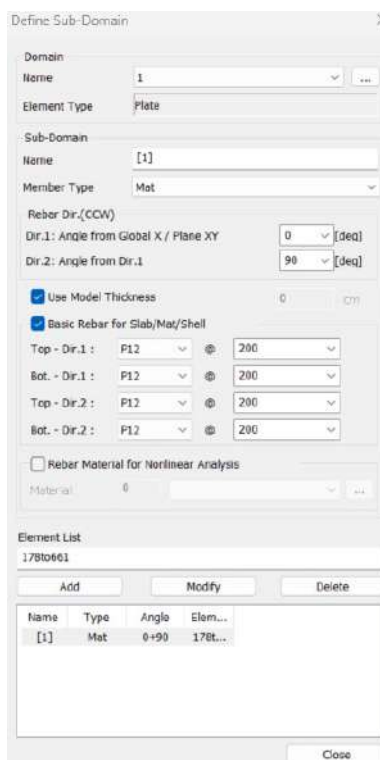
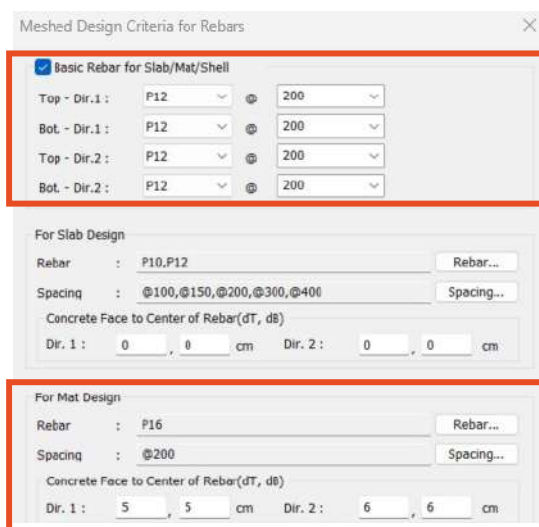


Figura 134 - Definizione del Sub-Domain

Si definiscono poi i criteri per la progettazione delle armature negli elementi di fondazione.



Rete di base

Ferri singoli

Copriferro distanza tra  
asse barra ed esterno

Figura 135 - Meshed Design Criteria for Rebars

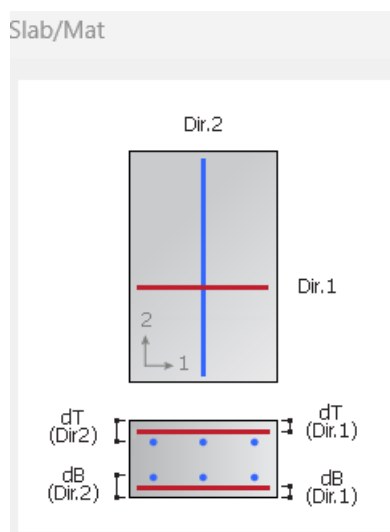


Figura 136 - Convenzione nomenclatura armature in Midas Gen

Si impostano inoltre, su tutti gli elementi di fondazione, i seguenti parametri di esercizio, riguardanti una classe di esposizione, adeguata alle fondazioni, pari alla XC2.

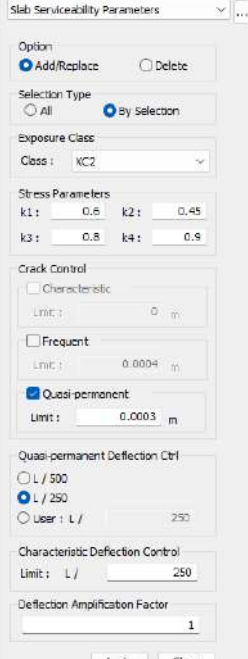


Figura 137 - Slab Serviceability parameters

### 11.4.1 Verifiche a flessione

Di seguito si riportano le armature considerate nella platea di fondazione per le verifiche a flessione.

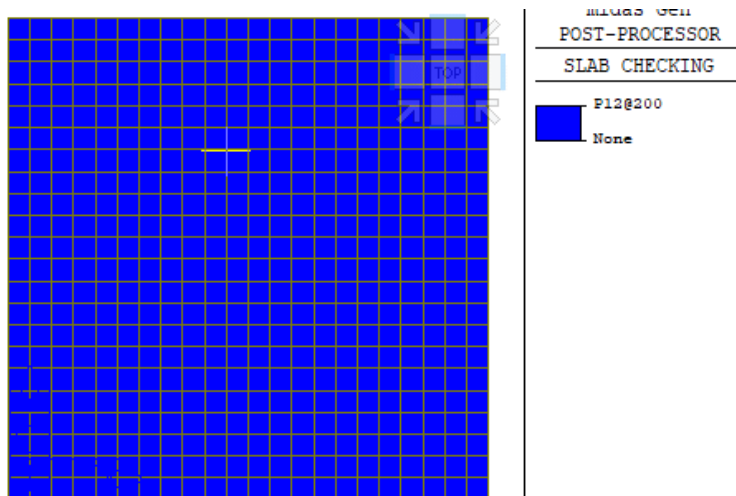


Figura 138 - Armature platea di fondazione superiore (Top) e inferiore (Bottom) direzione 1 e 2

Si è dunque ottenuta l'armatura necessaria pari a:

Armatura di base superiore direzione 1 e 2

Ø12 / 20x20

Armatura di base inferiore direzione 1 e 2

Ø12 / 20x20

Utilizzando lo "Slab Flexural Check" è possibile verificare la platea da un punto di vista flessionale. Si mostrano le impostazioni di visualizzazione settate.

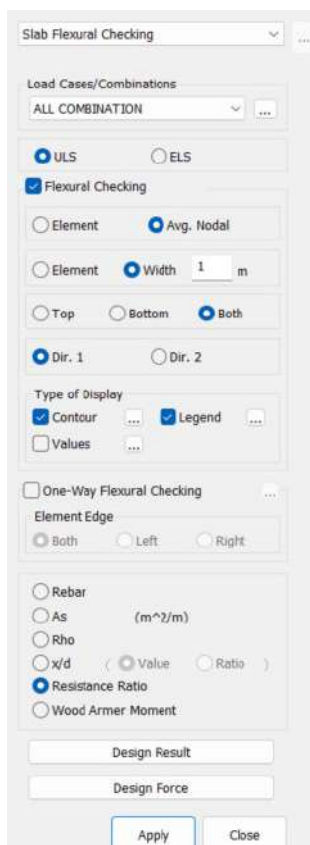
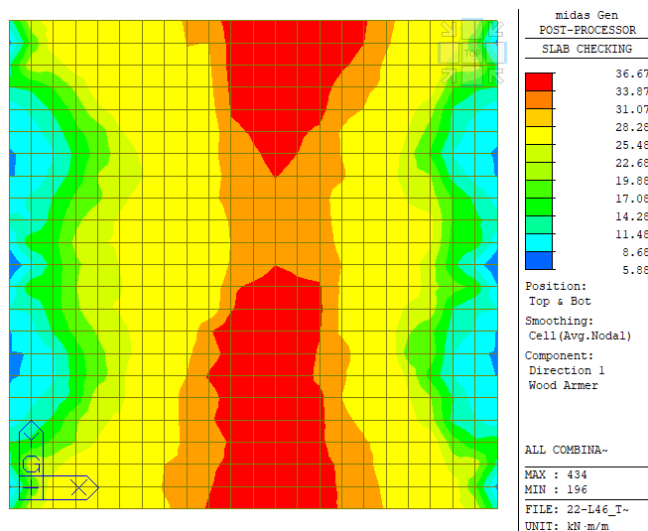


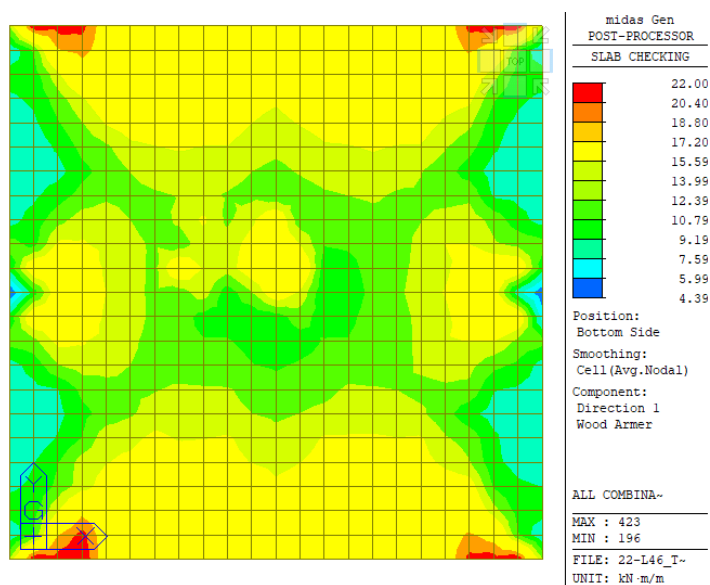
Figura 139 - Slab Flexural Checking



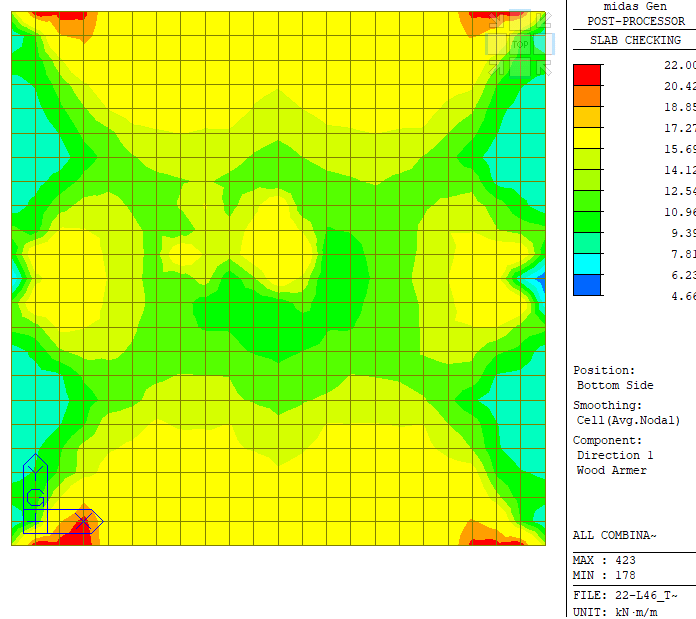
Di seguito si riportano le schermate individuanti il Wood Armer Moment con cui il software verifica le armature.



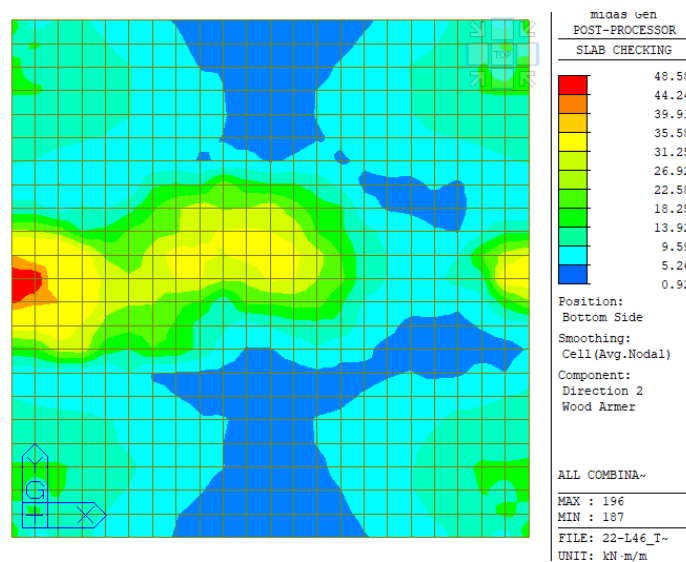
**Figura 140 – Wood Armer - Armatura superiore direzione 1**



**Figura 141 - Wood Armer - Armatura superiore direzione 2**

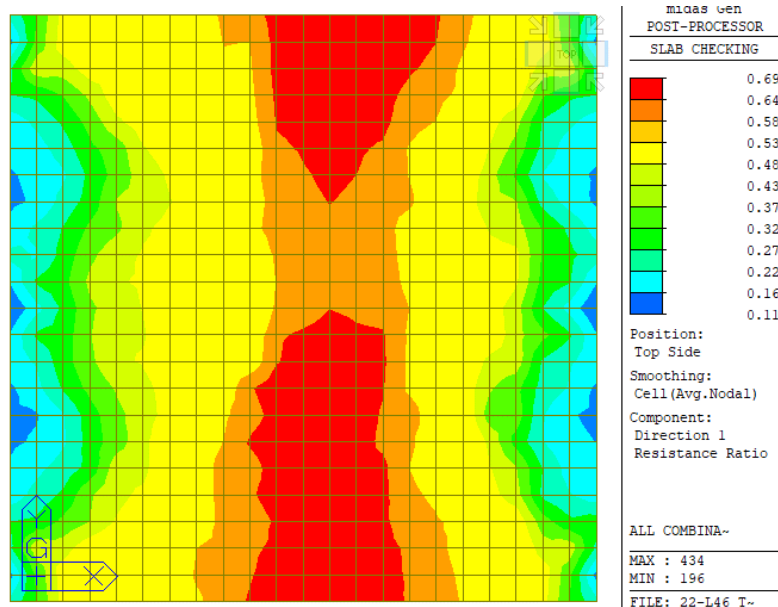


**Figura 142 - Wood Armer - Armatura inferiore direzione 1**

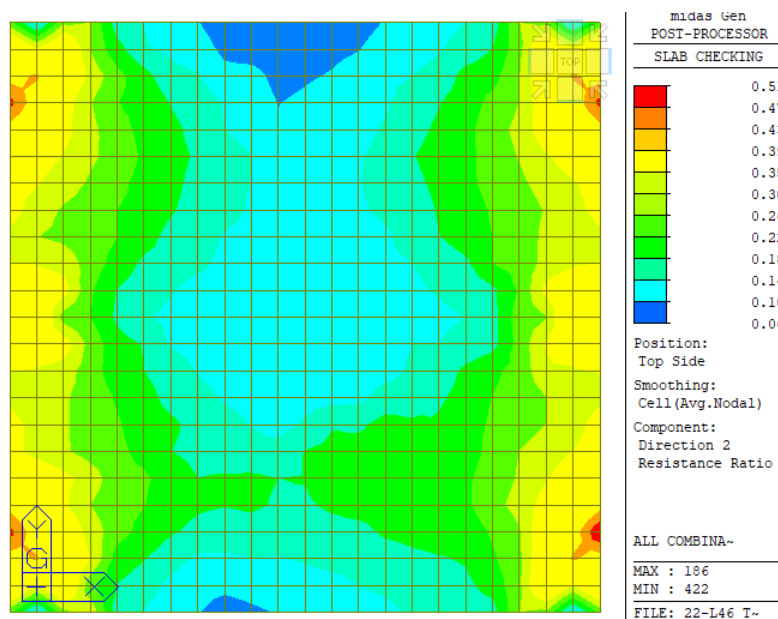


**Figura 143 - Wood Armer - Armatura inferiore direzione 2**

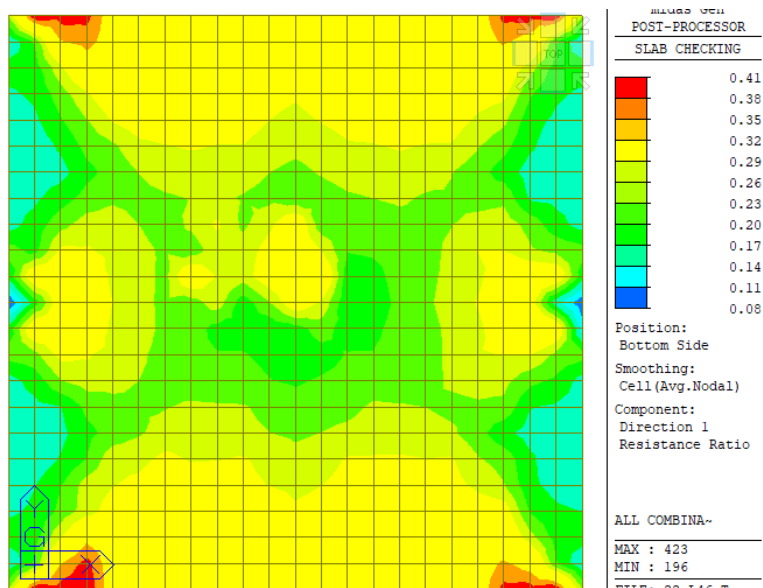
Di seguito si riportano i coefficienti di verifica per ogni direzione.



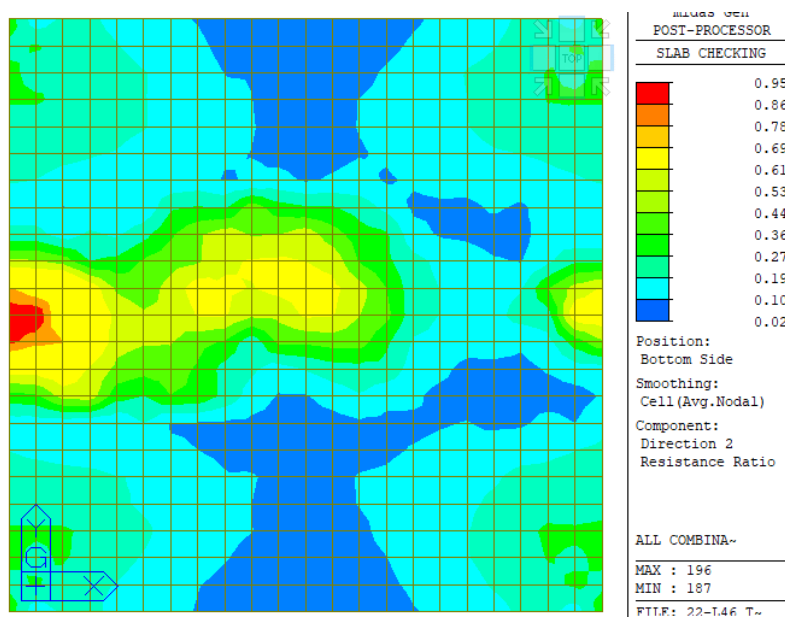
**Figura 144 - Coeff. di sicurezza - Armatura superiore direzione 1**



**Figura 145 - Coeff. di sicurezza - Armatura superiore direzione 2**



**Figura 146 - Coeff. di sicurezza - Armatura inferiore direzione 1**



**Figura 147 - Coeff. di sicurezza - Armatura inferiore direzione 2**

Si mostrano poi i calcoli effettuati dal software per le verifiche sopra riportate.



=====

[[[\*]]] SLAB CHECKING MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN 1-[1], Dir 1.

Thk	Elem	POS	AsReq	AsUse	M.Ed( LCB)	M.Rd	Rat	CHK
0.3000	457	BOT	0.0003	0.0006	21.9993( 3)	53.2849	0.413	OK
	439	TOP	0.0004	0.0006	36.6724( 58)	53.2849	0.688	OK

<< BOTTOM >>

-. Information of Parameters.

Elem No. : 457  
Node No. : 457  
Thickness : 0.3000 m.  
Materials : fck = 25000.0000 KPa.  
fcd = 14166.6667 KPa.  
fyk = 450000.0000 KPa.  
Covering : dB = 0.0500 m.  
dT = 0.0500 m.  
LCB No. : 3

-. Information of Design.

b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).  
d = 0.2500 m.  
lambda = 0.800  
a = lambda \* x = 0.016 m.  
eta = 1.000  
Cc = eta\*fcd\*b\*a = 0.2200 kN.  
M\_Rd = Cc\*(d-a/2) = 53.2849 kN-m./m.

-. Information of Moments and Result.

Rein. Bar : P12 @200  
As\_req = 0.0003 m^2/m. ( 0.0003 m^2/m.)  
M\_Ed = 21.9993 kN-m./m.  
M\_Rd = 53.2849 kN-m./m.  
RatM = M\_Ed / M\_Rd = 0.413 < 1.0 ---> O.K !

-. Check ratio of neutral axis depth to effective depth.

x/d = 0.078  
Limit(x/d) = 0.450 ( fck <= 50 MPa.)  
x/d ratio = 0.078/ 0.450 = 0.173 ---> O.K

<< TOP >>

-. Information of Parameters.

Elem No. : 439  
Node No. : 445  
Thickness : 0.3000 m.  
Materials : fck = 25000.0000 KPa.  
fcd = 14166.6667 KPa.  
fyk = 450000.0000 KPa.  
Covering : dB = 0.0500 m.  
dT = 0.0500 m.  
LCB No. : 58

-. Information of Design.

b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).  
d = 0.2500 m.  
lambda = 0.800  
a = lambda \* x = 0.016 m.  
eta = 1.000  
Cc = eta\*fcd\*b\*a = 0.2200 kN.  
M\_Rd = Cc\*(d-a/2) = 53.2849 kN-m./m.

-. Information of Moments and Result.

Rein. Bar : P12 @200  
As\_req = 0.0004 m^2/m. ( 0.0004 m^2/m.)  
M\_Ed = 36.6724 kN-m./m.  
M\_Rd = 53.2849 kN-m./m.  
RatM = M\_Ed / M\_Rd = 0.688 < 1.0 ---> O.K !

-. Check ratio of neutral axis depth to effective depth.

x/d = 0.078  
Limit(x/d) = 0.450 ( fck <= 50 MPa.)  
x/d ratio = 0.078/ 0.450 = 0.173 ---> O.K



[[[\*]]] SLAB CHECKING MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN 1-[1], Dir 2.

Thk	Elem	POS	AsReq	AsUse	M.Ed( LCB)	M.Rd	Rat	CHK
0.3000	661	BOT	0.0006	0.0006	48.5754( 57)	51.1970	0.949	OK
	212	TOP	0.0003	0.0006	26.2083( 17)	51.1970	0.512	OK

<< BOTTOM >>

-. Information of Parameters.

Elem No. : 661  
Node No. : 3  
Thickness : 0.3000 m.  
Materials : fck = 25000.0000 KPa.  
fcd = 14166.6667 KPa.  
fyk = 450000.0000 KPa.  
Covering : dB = 0.0600 m.  
dT = 0.0600 m.  
LCB No. : 57

-. Information of Design.

b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).  
d = 0.2400 m.  
lambda = 0.800  
a = lambda \* x = 0.016 m.  
eta = 1.000  
Cc = eta\*fcd\*b\*a = 0.2205 kN.  
M\_Rd = Cc\*(d-a/2) = 51.1970 kN-m./m.

-. Information of Moments and Result.

Rein. Bar : P12 @200  
As\_req = 0.0006 m^2/m. ( 0.0006 m^2/m.)  
M\_Ed = 48.5754 kN-m./m.  
M\_Rd = 51.1970 kN-m./m.  
RatM = M\_Ed / M\_Rd = 0.949 < 1.0 ---> O.K !

-. Check ratio of neutral axis depth to effective depth.

x/d = 0.081  
Limit(x/d) = 0.450 ( fck <= 50 MPa.)  
x/d ratio = 0.081/ 0.450 = 0.181 ---> O.K

<< TOP >>

-. Information of Parameters.

Elem No. : 212  
Node No. : 130  
Thickness : 0.3000 m.  
Materials : fck = 25000.0000 KPa.  
fcd = 14166.6667 KPa.  
fyk = 450000.0000 KPa.  
Covering : dB = 0.0600 m.  
dT = 0.0600 m.  
LCB No. : 17

-. Information of Design.

b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).  
d = 0.2400 m.  
lambda = 0.800  
a = lambda \* x = 0.016 m.  
eta = 1.000  
Cc = eta\*fcd\*b\*a = 0.2205 kN.  
M\_Rd = Cc\*(d-a/2) = 51.1970 kN-m./m.

-. Information of Moments and Result.

Rein. Bar : P12 @200  
As\_req = 0.0003 m^2/m. ( 0.0003 m^2/m.)  
M\_Ed = 26.2083 kN-m./m.  
M\_Rd = 51.1970 kN-m./m.  
RatM = M\_Ed / M\_Rd = 0.512 < 1.0 ---> O.K !

-. Check ratio of neutral axis depth to effective depth.

x/d = 0.081  
Limit(x/d) = 0.450 ( fck <= 50 MPa.)  
x/d ratio = 0.081/ 0.450 = 0.181 ---> O.K

### 11.4.2 Verifiche a punzonamento

Si mostrano nel seguito i risultati dello "Slab Shear Checking" (verifiche a punzonamento) effettuato sulla platea oggetto di verifica.

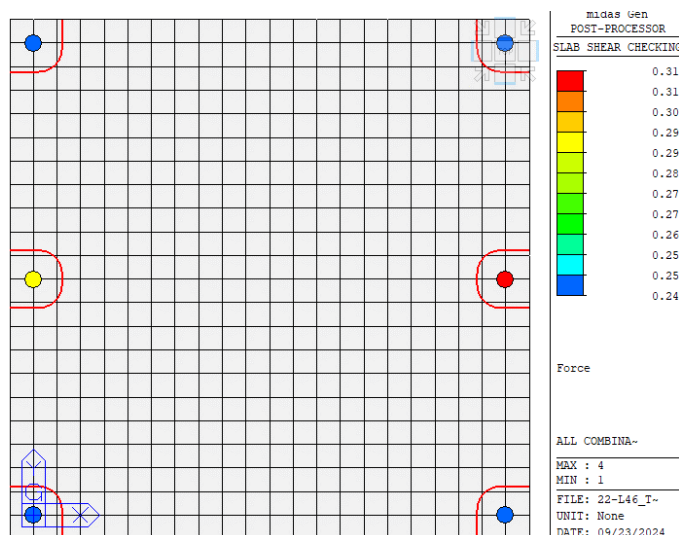


Figura 148 - Slab Shear Checking platea centrale

Come osservabile, tutte le verifiche a punzonamento effettuate sono risultate ampiamente soddisfatte.

Si mostrano poi i calcoli effettuati dal software per la verifica a punzonamento della platea.

```

=====
[[[*]]] PUNCHING CHECK MAXIMUM RESULT DATA BY FORCE : DOMAIN 1-[1].
=====

- . Information of Parameters.
Elem No. : 4
LCB No. : 58
Materials : fck = 25000.0000 KPa.
Thickness : 0.3000 m.
Covering : dB = 0.0550 m.
           dT = 0.0550 m.

- . Information of Checking.
V_Ed = -66.8881 kN.
ul = 3.0050 m.
ul' = 2.7750 m.
u0 = 0.7000 m.
d = 0.2450 m.
M_Edy = 35.7779 kN-m.
M_Edz = -0.6298 kN-m.
c1 = 0.2300 m.
c2 = 0.2400 m.
k = 0.5875
Wl = c2^2/2 + c1*c2 + 4*c1*d + 16*d^2 + 2*pi*d*c2 = 1631.3075 m.
Beta = 1 + k*(M_Edy/V_Ed)*(ul/Wl) = 1.5789
Beta*V_Ed = 105.6076 kN.

- . Basic control perimeter
rholy = 0.0023
rholz = 0.0024
rhol = min[ sqrt(rholy*rholz), 0.02 ] = 0.0023
K = min[ 1+(200/d)^0.5, 2.0 ] = 1.904 (d in mm)
gamma_c = 1.500
V_Rd,c = max[ 0.035*k*1.5*sqrt(fck), (0.18/gamma_c)*K*(100*rhol*fck)^1/3 ]*ul*d
         = 338.3599 kN.

RatV = Beta*V_Ed / V_Rd,c = 0.312 < 1.0 ---> O.K !

- . Column face
alpha_cc = 0.8500
gamma_c = 1.5000
fcd = alpha_cc*fck/gamma_c = 1.4167e+04 KPa.
Nu = 0.5000 (fck <= 70MPa)
V_Rd,max = 0.4*Nu*fcd*u0*d = 485.9167 kN.
Beta*V_Ed/V_Rd,max = 0.217 < 1.0 ---> OK !

```



### 11.4.3 Verifiche SLE

Si calcolano in questo capitolo i risultati in termini di tensione sulle armature della platea in direzione 1 e 2.

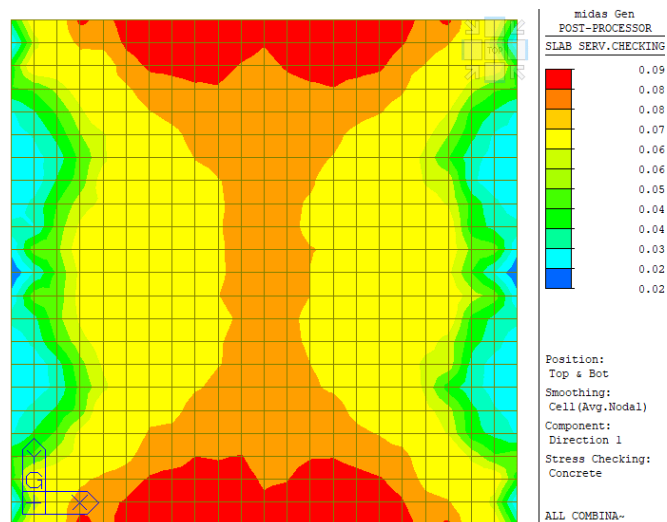


Figura 149 - Concrete Stress direzione 1 – top e bottom

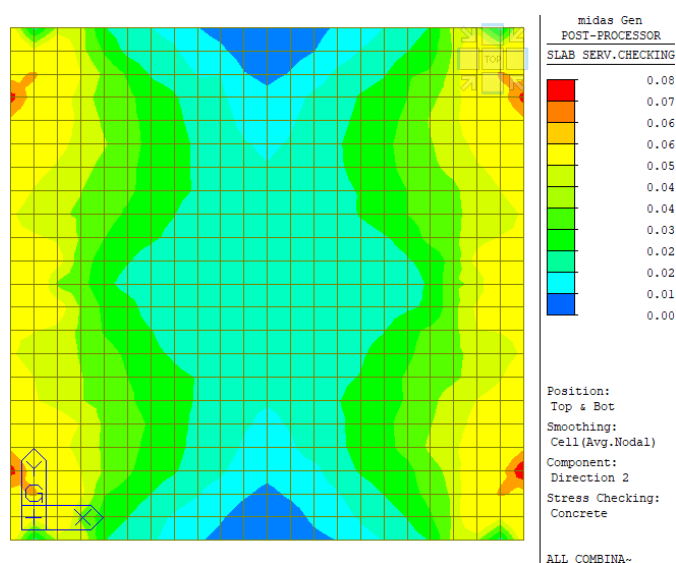


Figura 150 - Concrete Stress direzione 2 – top e bottom

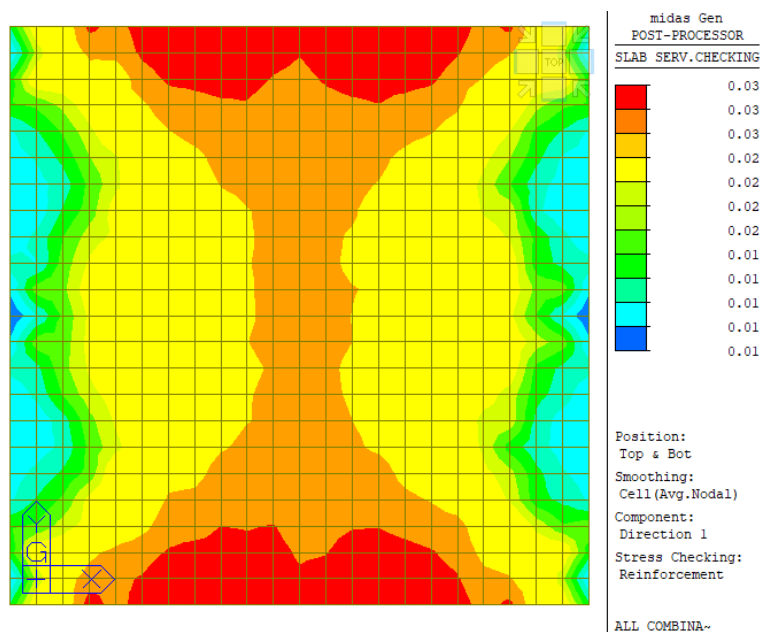


Figura 151 - Reinforcement Stress direzione 1 – top e bottom

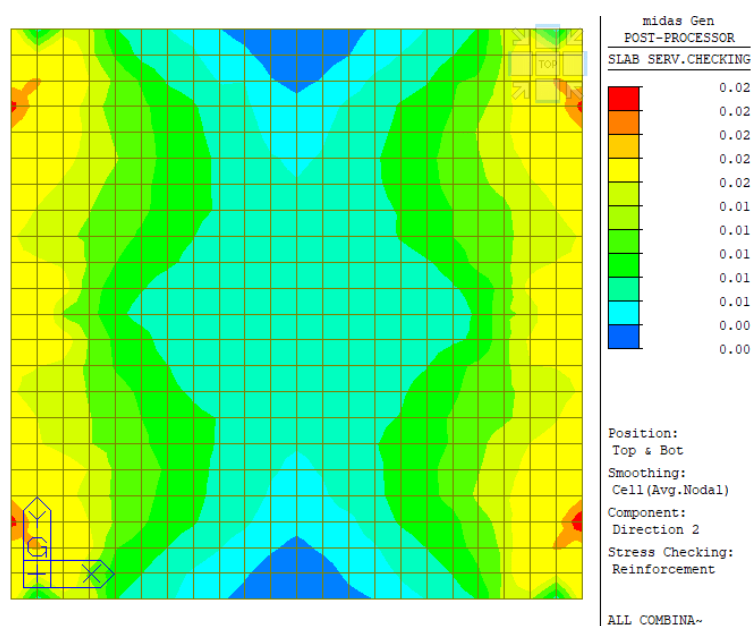


Figura 152 - Reinforcement Stress direzione 2 – top e bottom

Si riportano poi i calcoli effettuati dal software per la determinazione dello stato tensionale della platea dal punto di vista del calcestruzzo e delle barre di armatura.



```

=====
[[[*]]] SLAB STRESS MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN 1-[1], Dir 1.
=====

<< BOTTOM >>

-. Information of Parameters.
Elem No. : 423
LCB No. : 253
Materials : fck = 25000.0000 KPa.
           fyk = 450000.0000 KPa.
Thickness : 0.3000 m.
Covering : dB = 0.0500 m.
           dT = 0.0500 m.

-. Information of Checking.
gamma_c = 1.500 (for Concrete)
gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
fcd = fck / gamma_c = 16666.66667 KPa.
fyd = fyk / gamma_s = 391304.34783 KPa.
b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
d = 0.2500 m.
As_use = 0.0006 m^2/m. ( 0.0006 m^2/m.)

-. Information of Stress Checking Result.
k1 = 0.60000
k2 = 0.45000
k3 = 0.80000

( Assumed Uncracked Section )
M_Ed = 14.74 kN-m./m.
n = 12.70817 ( Long Term ).
fctm = 0.30 * fck^(2/3) = 2564.96392 KPa.
frl = (1.6 - H/1000) * fctm = 3334.45310 KPa.
fctm,fl = MAX[ fctm, frl ] = 3334.45310 KPa.
ybar_t = 0.15216 m.
Iyy = 0.00231 m^4./m.
Ss_con (Tens.) = M_Ed*(H-ybar_t)/Iyy = 941.13202 KPa.
Ss_con (Tens.) <= fctm,fl ----> Uncracked Section !

-. Compressive stress in concrete.
Ss_con (Comp.) = M_Ed*ybar_t/Iyy = 968.59990 KPa.
Ss_con (Comp.) < k1*fck= 15000.00000 KPa. ----> O.K !

-. Tensile stress in reinforcement.
Ss_stl = M_Ed*(d-X)*n/Iyy = 7915.20144 KPa.
Ss_stl < k3*fyk=360000.00000 KPa. ----> O.K !

<< TOP >>

-. Information of Parameters.
Elem No. : 195
LCB No. : 285
Materials : fck = 25000.0000 KPa.
           fyk = 450000.0000 KPa.
Thickness : 0.3000 m.
Covering : dB = 0.0500 m.
           dT = 0.0500 m.

-. Information of Checking.
gamma_c = 1.500 (for Concrete)
gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
fcd = fck / gamma_c = 16666.66667 KPa.
fyd = fyk / gamma_s = 391304.34783 KPa.
b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
d = 0.2500 m.
As_use = 0.0006 m^2/m. ( 0.0006 m^2/m.)

-. Information of Stress Checking Result.
k1 = 0.60000
k2 = 0.45000
k3 = 0.80000

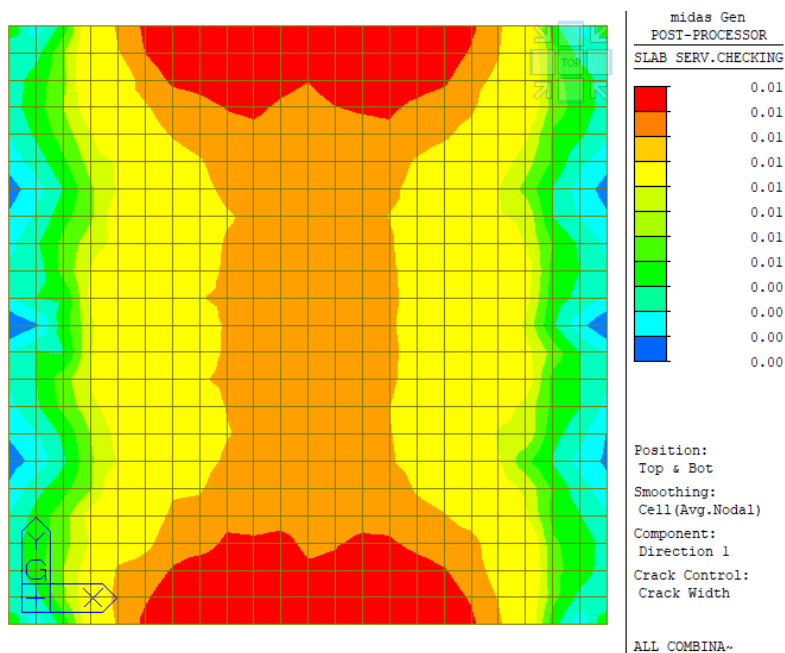
( Assumed Uncracked Section )
M_Ed = 20.41 kN-m./m.
n = 12.70817 ( Long Term ).
fctm = 0.30 * fck^(2/3) = 2564.96392 KPa.
frl = (1.6 - H/1000) * fctm = 3334.45310 KPa.
fctm,fl = MAX[ fctm, frl ] = 3334.45310 KPa.
ybar_t = 0.15216 m.
Iyy = 0.00231 m^4./m.
Ss_con (Tens.) = M_Ed*(H-ybar_t)/Iyy = 1303.36969 KPa.
Ss_con (Tens.) <= fctm,fl ----> Uncracked Section !

-. Compressive stress in concrete.
Ss_con (Comp.) = M_Ed*ybar_t/Iyy = 1341.40984 KPa.
Ss_con (Comp.) < k1*fck= 15000.00000 KPa. ----> O.K !

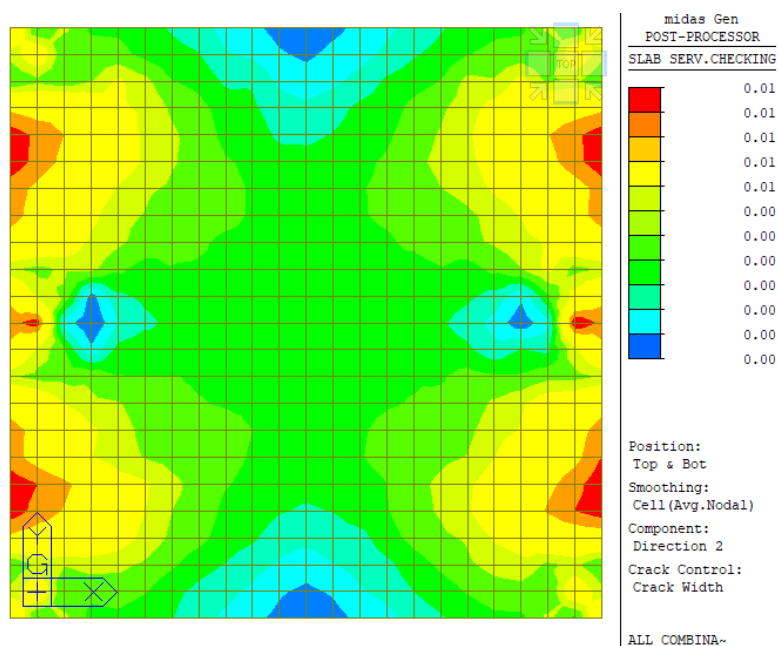
-. Tensile stress in reinforcement.
Ss_stl = M_Ed*(d-X)*n/Iyy = 10961.72841 KPa.
Ss_stl < k3*fyk=360000.00000 KPa. ----> O.K !

```

Si mostrano poi i risultati ottenuti in termini di fessurazione in direzione 1 e 2.



**Figura 153 - Crack Width direzione 1 – top e bottom**



**Figura 154 - Crack Width direzione 2 – top e bottom**

Si mostrano poi i calcoli effettuati per l'effettuazione delle verifiche di fessurazione.



```

=====
[[[*]]] SLAB CRACK MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN 1-[1], Dir 1.
=====

<< BOTTOM >>

.-. Information of Parameters.
Elem No. : 203
LCB No. : 321
Materials : fck = 25000.0000 KPa.
           fyk = 450000.0000 KPa.
Thickness : 0.3000 m.
Covering : dB = 0.0500 m.
           dT = 0.0500 m.

.-. Information of Checking.
gamma_c = 1.500 (for Concrete)
gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
fcd = fck / gamma_c = 16666.66667 KPa.
fyd = fyk / gamma_s = 391304.34783 KPa.
b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
d = 0.2500 m.
As_use = 0.0006 m^2/m. ( 0.0006 m^2/m.)

.-. Information of Crack Checking Result.

[ Check Crack Width ]
fcm = fck+8(MPa) = 33000.00000 KPa.
fctm = 0.30*fck^(2/3)= 2564.96392 KPa. (fck<=C50/60)
fct.eff = fctm (by 28 days).
Sigma_s = 1256.753 KPa.
kt = 0.4 (for long term loading.).
X = 0.05317 m.
hc,ef = MIN[ 2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2 ] = 0.08228 m.
Ac.eff = Bc*hc,ef = 0.00008 m^2.
Rho_p.eff = As/Ac.eff = 0.0069
Ecm = 22[fcm/10]^0.3 *1000 =31475806.210 KPa. (by Table 3.1)
Alpha_e = Es/Ecm = 6.35409
(Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
               = -0.000773
               < 0.6*Sigma_s/Es = 0.000004
(Eps sm-Eps cm) = 0.6*Sigma s/Es = 0.000004

Bond coefficient(k1) = 0.8000
Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000
NAD Value (k3) = 3.4000
NAD Value (k4) = 0.4250
c = 0.04400 m.
Phi = 0.01200 m.
S_r.max = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff = 0.44668 m.

wk = S_r.max * ( Eps_sm-Eps_cm) = 1.68408e-06 m.
wk < 3.000e-04 m. ----> O.K !

[ Check Max Rebar Dia ]
Dia_use = 0.01200 m.
Dia_max not checked. (Allowable crack width or Steel stress is out of range.)

[ Check Max Rebar Space ]
s_use = 0.20000 m.
s_max not checked. (Allowable crack width or Steel stress is out of range.)

[ Check Minimum As ]
Sig_s = 209144.9481 KPa. ( by Using Dia and Allowable Crack Width. )
kc = 0.4 (for pure bending)
k = 1.0
Act = b*Thickness/2 = 0.0001 m^2.

<< TOP >>

.-. Information of Parameters.
Elem No. : 439
LCB No. : 321
Materials : fck = 25000.0000 KPa.
           fyk = 450000.0000 KPa.
Thickness : 0.3000 m.
Covering : dB = 0.0500 m.
           dT = 0.0500 m.

.-. Information of Checking.
gamma_c = 1.500 (for Concrete)
gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
fcd = fck / gamma_c = 16666.66667 KPa.
fyd = fyk / gamma_s = 391304.34783 KPa.
b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
d = 0.2500 m.
As_use = 0.0006 m^2/m. ( 0.0006 m^2/m.)

```



-. Information of Crack Checking Result.

```
[ Check Crack Width ]
fcm      = fck+8 (MPa)      = 33000.00000 KPa.
fctm     = 0.30*fck^(2/3) = 2564.96392 KPa. (fck<=C50/60)
fct.eff  = fctm (by 28 days).
Sigma_s  = 3163.551 KPa.
kt       = 0.4 (for long term loading.).
X        = 0.05317 m.
hc,ef    = MIN[ 2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2 ] = 0.08228 m.
Ac,eff   = Bc*hc,ef        = 0.00008 m^2.
Rho_p,eff= As/Ac,eff        = 0.0069
Ecm      = 22[fcm/10]^0.3 *1000 =31475806.210 KPa. (by Table 3.1)
Alpha_e  = Es/Ecm          = 6.35409
(Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p,eff*(1+Alpha_e*Rho_p,eff))/Es
              = -0.000764
              < 0.6*Sigma_s/Es = 0.000009
(Eps_sm-Eps_cm) = 0.6*Sigma_s/Es = 0.000009

Bond coefficient(k1)      = 0.8000
Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000
NAD Value (k3)           = 3.4000
NAD Value (k4)           = 0.4250
c                         = 0.04400 m.
Phi                       = 0.01200 m.
S_r,max = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p,eff = 0.44668 m.

wk      = S_r,max * ( Eps_sm-Eps_cm) = 4.23924e-06 m.
wk < 3.000e-04 m. ----> O.K !

[ Check Max Rebar Dia ]
Dia_use = 0.01200 m.
Dia_max not checked. (Allowable crack width or Steel stress is out of range.)

[ Check Max Rebar Space ]
s_use = 0.20000 m.
s_max not checked. (Allowable crack width or Steel stress is out of range.)

[ Check Minimum As ]
Sig_s  = 209144.9481 KPa. ( by Using Dia and Allowable Crack Width. )
kc     = 0.4 (for pure bending)
k      = 1.0
Act    = b*Thickness/2 = 0.0001 m^2.
```

## 11.5 VERIFICHE GEOTECNICHE

Nel presente paragrafo si effettuano le verifiche geotecniche riguardanti le fondazioni della nuova costruzione.

### 11.5.1 Verifica di portanza terreno

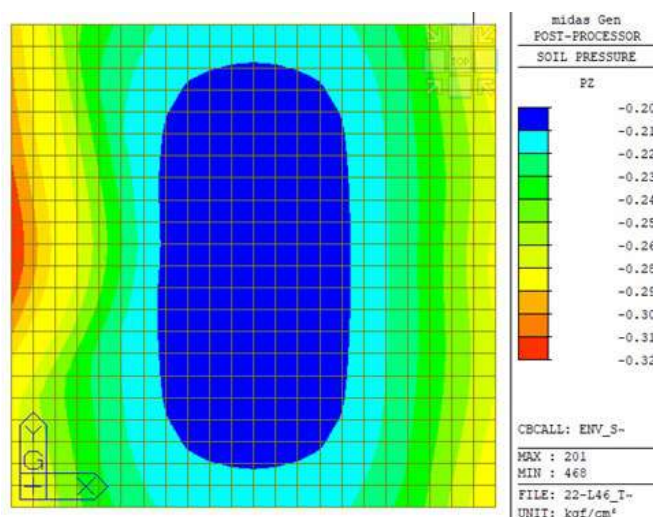
Al fine di effettuare la verifica di portanza del terreno di fondazione presente al di sotto del nuovo edificio, si sceglie di utilizzare le sollecitazioni ottenute mediante il software di calcolo Midas Gen.

Si ricorda in questa sede che, nella modellazione dei vincoli presenti al di sotto delle fondazioni, si è utilizzata una schematizzazione del terreno come tappeto di molle verticali elastiche alla Winkler con:

$$\text{Costante di Winkler} \quad K_w = 0,15 \text{ kg/cm}^3$$

Tale valore è stato desunto dalla bibliografia di settore, oltre che essere stato già utilizzato in svariate progettazioni affini alla presente.

Si mostrano, nella seguente schermata, i valori di pressione del terreno (in kg/cm<sup>2</sup>) ottenuti con l'involuppo di tutte le combinazioni di carico analizzate nel software.



**Figura 155 - Soil Pressure Envelope PZ**

Osservando i valori di pressione esercitati dalla struttura sul terreno, si può notare che la zona maggiormente sollecitata è quella vicino al pilastro dove è stato inserito il carico del mezzo di trasporto. Si sottolinea in questa sede come, anche osservando i valori dell'involuppo delle minime pressioni esercitate sul terreno, in nessuna combinazione di carico si ottenga una "trazione" tra fondazioni e terreno. Ciò significa che il sistema fondale possiede una geometria ottimizzata anche nei confronti delle sollecitazioni di vento e sisma, poiché in nessun caso si osserva una parzializzazione della superficie della fondazione a contatto con il terreno, il che genererebbe stati sollecitanti asimmetrici e più gravosi.

Per la valutazione della capacità portante del terreno si sceglie di utilizzare, a favore di sicurezza, la formulazione riportata nell'Eurocodice 7 (EN 1997-1:2004/AC:2009 – Appendice D, punto D.4).



Per valutare la capacità portante del terreno è stato utilizzato il software di calcolo Ca.Li.Ffo a cura di Giuseppe Di Mauro e correttamente validato come previsto dal paragrafo 10.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni [D.M. 14/01/2008].

A partire dalla caratterizzazione geotecnica del suolo in oggetto, esposta al §6.1 della presente relazione, è stato elaborato un modello geotecnico semplificato prendendo in considerazione, a vantaggio di sicurezza, una fascia larga 1 m e lunga 11 m, con profondità della base di appoggio a 0,60m, per eliminare lo strato di riporto superficiale (modellato con  $\gamma = 0$  e  $c_u = 0$ ). Operando in maniera estremamente cautelativa è stato deciso di eseguire una verifica in termini tensionali; per questa ragione non verranno considerati i fattori dipendenti dal carico nella valutazione della capacità portante, ma nemmeno l'intera base della platea, riducendo lo studio ad una fascia di 1 metro e prendendo in considerazione, di conseguenza, solo gli strati più superficiali (meno resistenti) nel calcolo, fino alla profondità raggiunta dal cuneo elastico al di sotto del piano di appoggio. La valutazione verrà eseguita in condizioni non drenate (breve termine) poiché più cautelative per il tipo di terreno in questione e senza considerare il sovraccarico nel terreno circostante la fondazione.

La capacità del complesso fondazione-terreno, come previsto dalle **NTC 2018 al par. 7.11.5.3.1**, può essere verificata con riferimento allo stato limite ultimo (SLV), mediante approcci di tipo pseudo-statico se, come in questo caso, la determinazione delle azioni discende da un'analisi pseudo-statica o di dinamica modale, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Data la dimensione complessiva della platea, in relazione ai carichi in gioco, è però evidente che risulta estremamente più cautelativa l'ipotesi fin qui fatta di considerare solo una fascia di larghezza pari a 1 m e si ritiene superfluo considerare i fattori di inclinazione ed eccentricità delle azioni (che comunque andrebbero applicati in relazione all'intera platea).

Dalle ipotesi fin qui esposte si ha:

#### Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria statica: EC7-2004

Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y):	1,00 m	[L] Lunghezza (dir x):	11,00 m
			[D] Profondità (dir z):	0,60 m
[ $\eta$ ] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B:	0,0°		[ $\beta$ ] Angolo di inclinazione del pendio:	0,0°
Carico permanente uniforme al piano campagna [ $q_0$ ]:	0,00 kPa		Profondità falda dal piano di campagna:	-20,00 m
Criterio di punzonamento:	NESSUNO		Condizione di verifica:	NON DRENATA

#### Stratigrafia del terreno

N.	$\gamma_{nat}$	$\gamma_{sat}$	$\phi$	$c'$	$c_u$	$H_{str}$	$E_{ed}$	$D_r$
1	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00	0,60	0,00	0,00
2	19,00	19,00	21,0	0,00	43,90	7,40	3500,00	0,00
3	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

#### Legenda

N.: Numero strato dal piano di campagna verso il basso

$\gamma_{nat}$ : Peso specifico contenuto naturale d'acqua (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_{sat}$ : Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (kN/m<sup>3</sup>)

$\phi$ : angolo d'attrito interno (deg)

$c'$ : Coesione drenata (kPa)

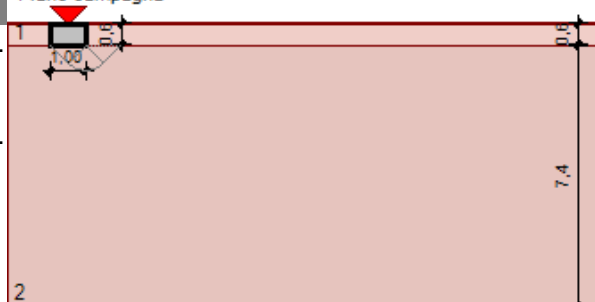
$c_u$ : Coesione non drenata (kPa)

$H_{str}$ : Spessore dello strato (m)

$E_{ed}$ : Modulo edometrico (kPa)

$D_r$ : Densità relativa

Piano campagna



### Dati geotecnici di calcolo strato equivalente

Medie ponderate svolte tra le quote 0,60 m e 2,60 m

$\gamma$	$\phi$	$c'$	$c_u$	$E_{ed}$	$D_r$
19,00		0,0	43,90	3500,00	0,00

### Descrizione sintetica della teoria utilizzata

$$q_{ult} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c + q_{tot}$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

#### Fattori di capacità portante

$$N_c = \pi + 2$$

#### Fattori di forma

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot B'/L' - \text{oppure } 1.2 \text{ per fondazioni quadrate}$$

#### Fattori di inclinazione dei carichi

$$i_c = 0.5 + 0.5 \cdot \text{radq}(1 - V/(B' \cdot L' \cdot c_u))$$

#### Fattori di inclinazione base fondazione

$$b_c = 1 - 2 \cdot \eta / (\pi + 2) - \eta \text{ angolo inclinazione base}$$

$q_{tot}$ : pressione litostatica alla profondità D (0,60 m di imposta fondazione: 0,00 kPa)

I valori di  $\gamma$ ,  $c_u$  sono i parametri geotecnici di calcolo dello strato equivalente (vedi tabella sopra riportata)

$B'$ ,  $L'$ : Dimensioni efficaci della fondazione ( $B' = B - 2 \cdot M_x/N$  -  $L' = L - 2 \cdot M_y/N$ ) (se  $B' > L'$  le due dimensioni vengono scambiate tra loro)

$V$  risultante dei tagli  $\text{radq}(V_x^2 + V_y^2)$

$\pi$ : valore di phi greco (3.14159...)

$V$  risultante dei tagli  $\text{radq}(V_x^2 + V_y^2)$  - N sforzo normale

### Verifiche a scorrimento

$H = \text{radq}(V_x^2 + V_y^2)$  - forza di scorrimento

$R_{scorr} = a \cdot c_u \cdot B' \cdot L'$  - resistenza allo scorrimento

$a = 1,00$  - fattore riduttivo della coesione per ottenere l'adesione terreno-fondazione

$V_y = N \cdot \sin(\alpha) + V_y \cdot \cos(\alpha)$  -  $\alpha$  angolo inclinazione base fondazione

### Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico

$N_c =$	5,142	$N_q =$	1,000	$N_y =$	0,000
$c_u =$	43,90 kPa	$q =$	0,00 kPa	$q =$	19,00 kN/m <sup>3</sup>

### Descrizione simbologia ed opzioni speciali

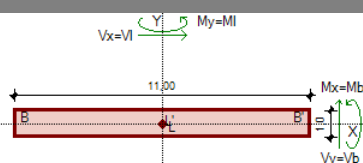
Riferimento globale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z verticale

Riferimento locale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)

### Combinazione di carico: 1 - statica $B'=1,00$ m; $L'=11,00$ m

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	1,018			1,000				1,018

$$q_{ult} = 229,82 \text{ kPa}$$



La verifica della capacità portante terreno-fondazione può essere condotta direttamente in relazione all'involuppo di tutte le combinazioni di carico analizzate nel software, comprendendo gli SLU e gli SLV.

$$q_{ult} = 2,30 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{ult,d} = q_{ult} / 2.3 = 1,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max,t} = 0,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max,t} / q_{ult,d} = 0,32 \text{ verificato}$$

La verifica a scorrimento si ritiene superflua per questo tipo di struttura di fondazione dato che sarebbe da eseguire sull'intero sviluppo in pianta della platea e per i carichi in gioco è ampiamente soddisfatta.