



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



Italiadomani
Piano Nazionale
di Ripresa e Resilienza



MINISTERO
DELL'INTERNO



COMUNE DI FOLIGNO
AREA GOVERNO DEL TERRITORIO
Servizio Programmazione e
Sviluppo Economico

PROGETTO:

**PNRR – MISSIONE 5, COMPONENTE 2 – MISURA 2 –
INVESTIMENTO 2.1 – FINANZIAMENTO U.E. NEXT
GENERATION EU**

**"INVESTIMENTI IN PROGETTI DI RIGENERAZIONE
URBANA VOLTI A RIDURRE SITUAZIONE DI
EMARGINAZIONE E DEGRADO SOCIALE"
REALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO**

**"IL PARCO DELL'AEROPORTO
PARCO DEGLI ANIMALI"**

CUP C61B21003590005

GRUPPO DI LAVORO:

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA E
COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA :

Arch. Marco Pinca

PROGETTAZIONE STRUTTURALE:

Ing. Paolo Satta

GIOVANE PROFESSIONISTA:

Ing. Arch. Francesca Tamburini

GEOLOGO:

Geol. Alessandro Tabarrini

FASE DI PROGETTO:

ESECUTIVO

TITOLO ELABORATO:

RELAZIONE DI CALCOLO

TITOLO TAVOLA:

STR159

CODICE DOCUMENTO:

A271_ESRE_STR00159

SCALA:

N/A

STATO:

IN CONSEGNA

01	Giugno 2023	revisione per consiglio comunale	M.P.	M. Pinca	M. Pinca
00	Aprile 2023	prima emissione	M.P.	M. Pinca	M. Pinca
REV	DATA	EMISSIONE	RED.	VER.	APP.

DIRETTORE TECNICO: ing. Paolo Satta



oikos progetti s.r.l.

Via A. Vici, 06034, Foligno - PG
Tel. 0742.260096 - Fax 0742.322077

oikos@oikosprogetti.com

P. IVA: 03431280548

Sommario

1	RELAZIONE DI CALCOLO	3
1.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
1.2	INTERVENTI DI PROGETTO	3
1.3	VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSI D'USO E PERIODI DI RIFERIMENTO	3
1.3.1	Vita nominale	3
1.3.2	Classe d'uso	4
1.3.3	Periodo di riferimento	4
1.4	CARATTERISTICHE GENERALI DELLA COSTRUZIONE (EDIFICIO AV)	4
1.4.1	Comportamento strutturale	4
1.4.2	Regolarità in pianta	4
1.4.3	Regolarità in altezza	4
1.5	FATTORE DI STUTTURA PER ANALISI LINEARI (EDIFICIO AV)	5
1.5.1	Tipologia strutturale	5
1.5.2	Fattore di comportamento	5
1.6	ANALISI DEI CARICHI	5
1.6.1	Premessa	5
1.6.2	Azione del sisma	6
1.6.2.1	Pericolosità sismica di base	6
1.6.2.2	Pericolosità sismica di sito	7
1.6.2.3	Spettro di progetto	8
1.6.3	Azione della neve	9
1.6.4	Azione del vento	10
1.6.4.1	Calcolo pressione di picco	10
1.6.4.2	Coefficienti di pressione e pressione equivalente di copertura	12
1.6.4.3	Coefficienti di pressione e pressione equivalente di parete	13
1.6.5	Azione della temperatura	16
1.6.6	Carichi solai	16
1.7	COMBINAZIONE DEI CARICHI	17
1.8	MODELLAZIONI AGLI ELEMENTI FINITI (EDIFICIO AV)	18
1.8.1	Premessa	18
1.8.2	Modello agli elementi finiti	18
1.8.3	Combinazioni di carico	20
1.8.4	Risultati analisi modale	26
1.9	PROGETTO E VERIFICA SOVRASTRUTTURA (EDIFICIO AV)	29
1.9.1	Sollecitazioni di progetto SLU	29
1.9.2	Deformazioni di progetto SLE	34
1.9.3	Verifiche elementi	35
1.9.3.1	HEB160 (Colonne)	35
1.9.3.2	IPE160 (arcarecci)	40
1.9.3.3	IPE160 (Trave cupola)	45
1.9.3.4	HEB160 (Trave principale)	50
1.9.3.5	HEA160 (trave di bordo)	55
1.9.3.6	IPE120	60
1.9.3.7	Controventi L50x50x5	64
1.9.3.8	Controventi $\Phi 12$	68
1.9.4	Verifiche giunti metallici	71
1.9.4.1	Verifica collegamento controventi $\Phi 12$	71
1.9.4.2	Verifica collegamento controventi L60x60x6	73
1.9.4.3	Verifica giunto flangiato IPE160	75
1.9.4.4	Verifica giunto flangiato HEA160	78
1.9.4.5	Verifica collegamento HEB160-Telaio	81

1.9.4.6	Verifica piastra di base appoggi intermedi	85
1.9.5	Verifica pannello di copertura	85
1.10	PROGETTO E VERIFICA EDIFICIO ASM	87
1.10.1	Verifica murature	87
1.10.2	Verifica minimi di armatura	92
1.10.3	Verifica copertura	92
2	DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2018 (PUNTO 10.2)	95

Allegato 1: Verifica piastra di base

1 RELAZIONE DI CALCOLO

1.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nel progetto si prendono a riferimento alle seguenti norme nazionali ed europee:

- Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018, "Testo Unitario delle Norme Tecniche sulle Costruzioni", pubblicato sulla G.U. del 20 febbraio 2018;
- Circolare Consiglio dei Lavori Pubblici n.7 del 21 gennaio 2019;
- Norma Europea UNI EN 2006-1 "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità";
- Norma Tecnica UNI 11104 del 2004 "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1";
- Consiglio Nazionale delle Ricerche: Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni. CNR-DT 207 R1/2018;
- Consiglio Nazionale delle Ricerche: Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle strutture di legno. CNR-DT 206/2018;

1.2 INTERVENTI DI PROGETTO

Il progetto strutturale esposto nella seguente relazione prevede la realizzazione di 2 edifici adibiti a servizio del parco: il primo denominato "AV" ed il secondo denominato "ASm".

L'edificio "AV" è costituito da un solo piano, è destinato a servizio veterinario e presenta una pianta ottagonale di lato 6 m e altezza massima di 4.30 m. La struttura è posta a 70 cm dal piano campagna e poggia su una platea di fondazione in c.a di 40 cm da cui si innalzano due file di pilastri HEB160 di cui la prima rappresenta il perimetro esterno mentre la seconda un secondo ottagonone interno. La travatura di bordo è realizzata con un profilo HEA160 mentre la travatura principale, che poggia sulle due file di pilastri, è composta da un profilo HEB160 e nell'ottagono interno da travi radiali IPE160 che convergono in un anello di chiusura della zona interna realizzato con un profilo UPN160; gli arcarecci sono costituiti da profili IPE160 e IPE120. Tutti i collegamenti realizzati in cantiere sono bullonati mentre le saldature, qualora presenti, sono realizzate in officina. Il pacchetto di copertura è composto da: lamiera grecata tipo "Elcom LG 454" spessore 0.8 mm, pannello di isolamento di spessore 140 mm e una lamiera di protezione fissata alla lamiera grecata. Il pacchetto di parete è composto da: Termoparete tipo "Elcom WPM / C-FN caos" spessore 50 mm, isolamento eps sp. 7 cm e pannello di fibro cemento. I controventi di falda sono realizzati con un profilato metallico tubolare Ø12, mentre i controventi di parete sono di tipo concentrici a V realizzati con n°2 L accoppiate di dimensioni 60x60x6.

L'edificio "ASm" è costituito da un solo piano, è destinato ad uso magazzino e presenta una pianta rettangolare di dimensioni 13x5m ca. e altezza 3.60 m. La struttura portante è realizzata in muratura armata con blocco portante di sp.25cm e le coperture son in laterocemento con tralicci, pignatte e soletta 16+4cm, la struttura è posta a 70 cm dal piano campagna e poggia su una platea di fondazione in c.a di 30 cm.

1.3 VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSI D'USO E PERIODI DI RIFERIMENTO

1.3.1 Vita nominale

Il progetto prevede un livello di prestazione ordinario, pertanto, come espresso dalla Tab. 2.4.I delle NTC18 la V_N è pari a **50 anni**.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

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

1.3.2 Classe d'uso

La costruzione ricade in **classe d'uso II**:

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

1.3.3 Periodo di riferimento

Definita la vita nominale e la classe d'uso della costruzione è possibile determinare il periodo di riferimento V_R moltiplicando la vita nominale per il coefficiente d'uso (funzione della classe d'uso).

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,0 = 50 \text{ anni}$$

1.4 CARATTERISTICHE GENERALI DELLA COSTRUZIONE (EDIFICIO AV)

1.4.1 Comportamento strutturale

La struttura viene progettata alle azioni sismiche con **comportamento strutturale non dissipativo**. La capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole del capitolo §4.2 delle NTC2018 senza nessun requisito aggiuntivo.

1.4.2 Regolarità in pianta

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;
- il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;
- ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.

La costruzione risponde ai requisiti sopra riportati e risulta pertanto regolare in pianta.

1.4.3 Regolarità in altezza

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;
- massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Non risultano rispettate le condizioni e) e g), pertanto la costruzione non risulta regolare in altezza.

1.5 FATTORE DI STRUTTURA PER ANALISI LINEARI (EDIFICIO AV)

1.5.1 Tipologia strutturale

La struttura rientra nella tipologia di “*Strutture con controventi concentrici a V*” in cui la resistenza delle forze orizzontali e le capacità dissipative sono affidate alle aste diagonali soggette a trazione.

1.5.2 Fattore di comportamento

Nel caso di analisi lineare la domanda sismica per strutture a comportamento non dissipativo può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento q .

Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD“B” (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1,5 \quad [7.3.2]$$

In mancanza di un'analisi statica non lineare, il valore del fattore di struttura fissato dalla norma per ciascuna direzione dell'azione sismica è fornito da:

$$q = q_0 \times K_R$$

Il valore base del fattore di comportamento q_0 è fornito, per per costruzioni in acciaio di tipologia strutturale “con controventi concentrici a diagonale tesa attiva” (§7.3.1):

$$q_0 = 2,0$$

La struttura di un piano non è regolare in altezza, si adotta un valore di K_R pari ad 0.8.

$$q_{CD"B"} = 2,0 \times 0,8 = 1,6$$

$$q_{ND} = \frac{2}{3} \times 1,6 = 1,07$$

Si adotta un fattore di comportamento per gli stati limite SLD e SLV pari a $q = 1,0$.

1.6 ANALISI DEI CARICHI

1.6.1 Premessa

L'analisi dei carichi sotto riportata fa riferimento ai pesi degli elementi di costruzione comunemente utilizzati e tabellati nelle schede tecniche delle ditte fornitrici e per quanto riguarda i carichi variabili al prospetto di seguito riportato.

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		$\geq 4,00$	$\geq 4,00$	$\geq 2,00$

D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

1.6.2 Azione del sisma

1.6.2.1 Pericolosità sismica di base

Vita nominale (Vn): 50 [anni]
 Classe d'uso: II
 Coefficiente d'uso (Cu): 1.0
 Periodo di riferimento (Vr): 50 [anni]

Periodo di ritorno (Tr) SLO: 30 [anni]
 Periodo di ritorno (Tr) SLD: 50 [anni]
 Periodo di ritorno (Tr) SLV: 475 [anni]
 Periodo di ritorno (Tr) SLC: 975 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate geografiche del punto

Latitudine (WGS84): 42.9270287 [°]
 Longitudine (WGS84): 12.7100430 [°]
 Latitudine (ED50): 42.9279938 [°]
 Longitudine (ED50): 12.7109795 [°]

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	23853	42.931990	12.670660	3312.57
2	23854	42.932460	12.738920	2328.36
3	24076	42.882470	12.739540	5570.92
4	24075	42.882000	12.671300	6049.84

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC per il punto d'indagine:

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.072	2.408	0.273

SLD	50	0.094	2.353	0.280
SLV	475	0.229	2.407	0.313
SLC	975	0.292	2.420	0.326

1.6.2.2 Pericolosità sismica di sito

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ :

5%

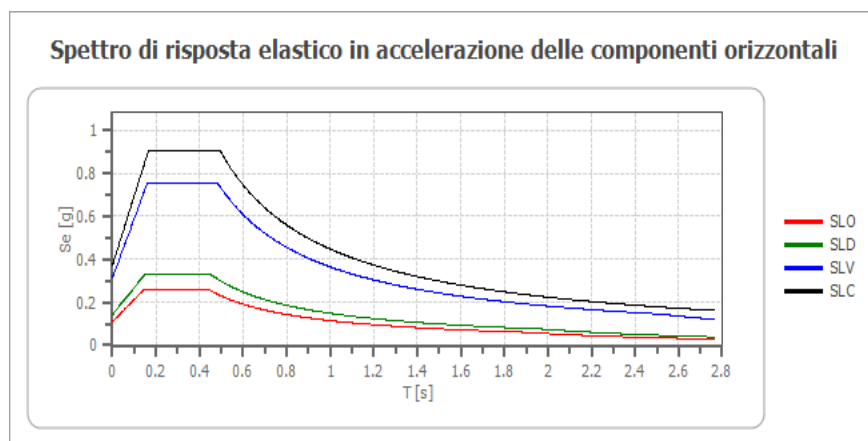
Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$:

1.000

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T2: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.0	0.072	2.408	0.273	1.500	1.610	1.000	1.500	1.000	0.146	0.439	1.889	0.109	0.261
SLD	1.0	0.094	2.353	0.280	1.500	1.600	1.000	1.500	1.000	0.149	0.448	1.976	0.141	0.332
SLV	1.0	0.229	2.407	0.313	1.370	1.540	1.000	1.370	1.000	0.161	0.482	2.516	0.314	0.756
SLC	1.0	0.292	2.420	0.326	1.280	1.520	1.000	1.280	1.000	0.165	0.495	2.766	0.373	0.903

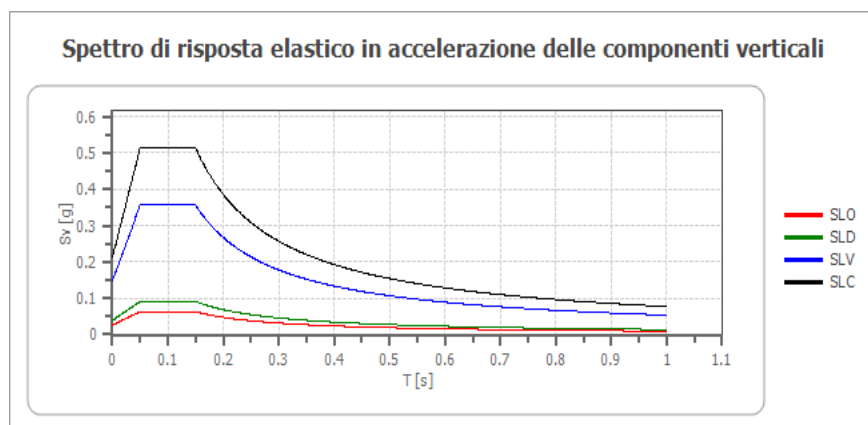
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ :

5%

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$:

1.000



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.0	0.072	2.408	0.273	1	1.610	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.026	0.063
SLD	1.0	0.094	2.353	0.280	1	1.600	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.039	0.092
SLV	1.0	0.229	2.407	0.313	1	1.540	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.148	0.356
SLC	1.0	0.292	2.420	0.326	1	1.520	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.212	0.514

1.6.2.3 Spettro di progetto

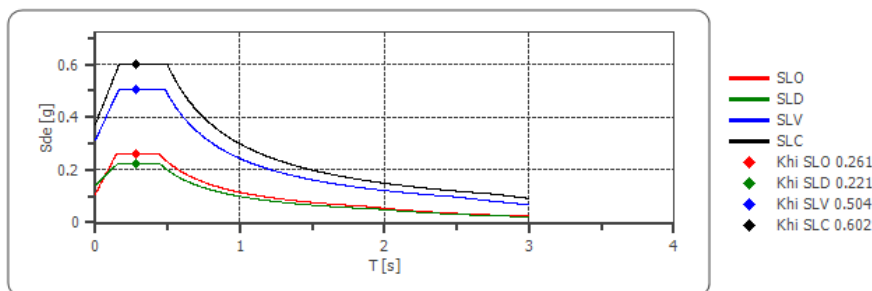
Fattore di struttura spettro orizzontale q: 1.50

Fattore di struttura spettro verticale q: 1.50

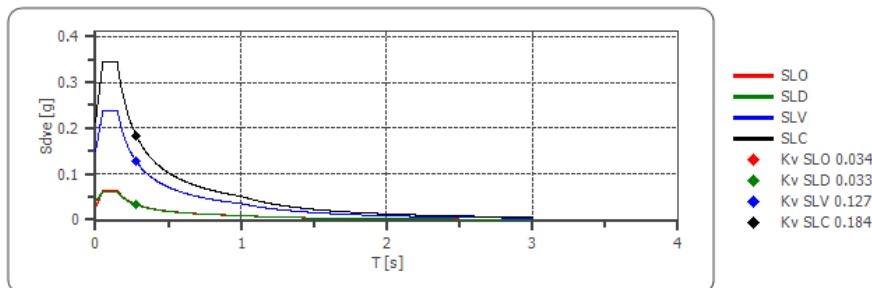
Periodo fondamentale T: 0.28 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0.261	0.221	0.504	0.602
kv = Sdve(T) Verticale [g]	0.034	0.033	0.127	0.184

Spettro di progetto delle componenti orizzontali



Spettro di progetto delle componenti verticali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO orizzontale	1.0	0.072	2.408	0.273	1.500	1.610	1.000	1.500	1.000	0.146	0.439	1.889	0.109	0.261
SLO verticale	1.0	0.072	2.408	0.273	1.500	1.610	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.026	0.063
SLD orizzontale	1.0	0.094	2.353	0.280	1.500	1.600	1.000	1.500	1.500	0.149	0.448	1.976	0.141	0.221
SLD verticale	1.0	0.094	2.353	0.280	1.500	1.600	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.039	0.061
SLV orizzontale	1.0	0.229	2.407	0.313	1.370	1.540	1.000	1.370	1.500	0.161	0.482	2.516	0.314	0.504
SLV verticale	1.0	0.229	2.407	0.313	1.370	1.540	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.148	0.238
SLC orizzontale	1.0	0.292	2.420	0.326	1.280	1.520	1.000	1.280	1.500	0.165	0.495	2.766	0.373	0.602
SLC verticale	1.0	0.292	2.420	0.326	1.280	1.520	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.212	0.343

1.6.3 Azione della neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t \quad [3.4.1]$$

dove:

q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4;

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5.

Si assume che il carico della neve agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Di seguito si riporta il calcolo del carico da neve depositata in assenza di vento considerando una quota sul livello del mare di:

$$a_s = 210m \quad \text{Zona II (Perugia)}$$

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/mq])} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

μ_i (coefficiente di forma)

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])

C_E (coefficiente di esposizione)

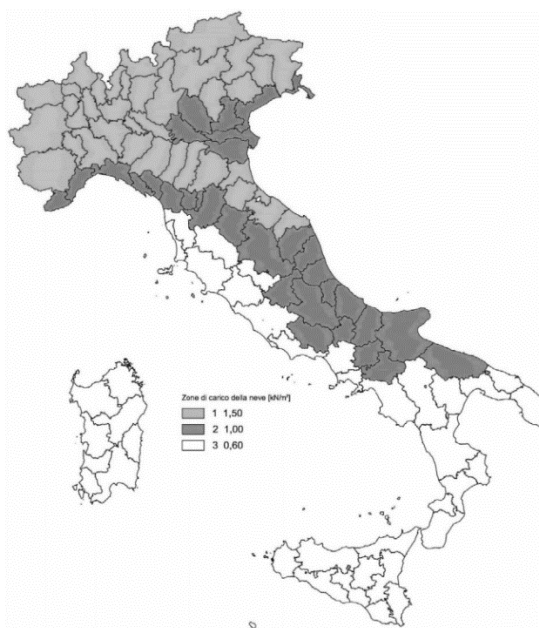
C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	210
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1,01

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

Valore del carico della neve al suolo

q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	1,01
--	------

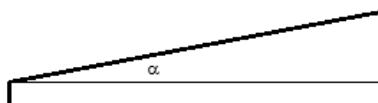
Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	4
-----------------------------------	---

0,81 kN/mq

μ

μ	0,8
-------	-----



Il carico neve risulta quindi essere pari a 0.81 kN/mq. Si decide di adottare un carico neve pari a 1.00 kN/mq

1.6.4 Azione del vento

L'azione del vento viene ricondotta essenzialmente ad un'azione statica equivalente agente normalmente e tangenzialmente alle superfici interessate.

1.6.4.1 Calcolo pressione di picco

La velocità di riferimento v_b si ottiene come:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a \quad [3.3.1]$$

$v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \quad [3.3.1.b]$$

dove:

a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Il sito in questione ha i parametri seguenti (da Tab. 3.3.I):

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37

a_s	210	m
C_a	1	
v_b	27	m/s

La velocità di riferimento v_r si ottiene come:

$$v_r = v_b \cdot c_r \quad [3.3.2]$$

dove

v_b è la velocità base di riferimento, di cui al § 3.3.1;

c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0,75 \sqrt{1 - 0,2 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad [3.3.3]$$

dove T_R è il periodo di ritorno espresso in anni.

Ove non specificato diversamente, si assumerà $T_R = 50$ anni, cui corrisponde $c_r = 1$. Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione potrà essere ridotto come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà $T_R \geq 5$ anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi ed un anno, si assumerà $T_R \geq 10$ anni;

T_R	50	anni
C_r	1.00	
v_r	27.0	m/s

$$c_r = 0,75 \sqrt{1 - 0,2 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad \text{per } 5 \text{ anni} \leq T_R \leq 50 \text{ anni} \quad (3.4c)$$

$$c_r = 0,65 \sqrt{1 - 0,138 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad \text{per } T_R \geq 50 \text{ anni} \quad (3.4d)$$

la pressione del vento è data dall'espressione:

$$P = q_r c_e c_p c_d$$

dove

q_r è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

c_p è il coefficiente di pressione di cui al § 3.3.8;

c_d è il coefficiente dinamico di cui al § 3.3.9.

La pressione cinetica di riferimento q_r è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2 \quad [3.3.6]$$

dove

v_r è la velocità di riferimento del vento di cui al § 3.3.2;

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

Esprimendo ρ in kg/m³ e v_r in m/s, q_r risulta espresso in N/m².

La pressione cinetica di riferimento è:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \frac{kg}{mc})$$

$$q_b = 455,63 \text{ N/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione ed è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_t^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min} \quad [3.3.7]$$

dove

k_t , z_0 , z_{\min} sono assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia.

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

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

Classe di rugosità: D (aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati)

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

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

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

ZONE 1,2,3,4,5						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Classe di rugosità del terreno	Categoria di esposizione	K_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
D	II	0,19	0,05	4

Z	5,25	m
C_t	1	
$C_e(Z)$	1,958	

Il coefficiente dinamico può essere assunto cautelativamente pari ad 1.

C_d	1,0	
-------	-----	--

Pressione cinetica di picco

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_s(z)$$

$q_p(z)$	892,10	N/m ²
----------	--------	------------------

1.6.4.2 Coefficienti di pressione e pressione equivalente di copertura

La copertura di progetto è realizzata piana. Di seguito si riportano le analisi per la determinazione dei coefficienti di pressione e delle pressioni equivalenti. Si riporta la trattazione dal CNR DT 207-R1/2018.

L'altezza di riferimento \bar{z}_e per le coperture piane è pari alla quota massima della copertura stessa, inclusa la presenza dei parapetti e di altri analoghi elementi. I coefficienti di pressione sono riportati nella Tabella G.II, secondo la suddivisione in zone di Figura G.5.

Tabella G.II – Edifici rettangolari: c_{pe} per coperture piane.

Fascia sopravento di profondità pari al minimo tra $b/2$ ed h :	$c_{pe,A} = -0,80$
Restanti zone	$c_{pe,B} = \pm 0,20$

Nella zona sottovento la pressione può assumere sia valori negativi sia valori positivi, per cui si devono considerare entrambi i casi.

L'eventuale presenza di parapetti con altezza superiore ad $1/20$ dell'altezza dell'edificio al netto del parapetto, può condurre a riduzioni del valore del coefficiente $c_{pe,A}$, come riportato in Appendice H.

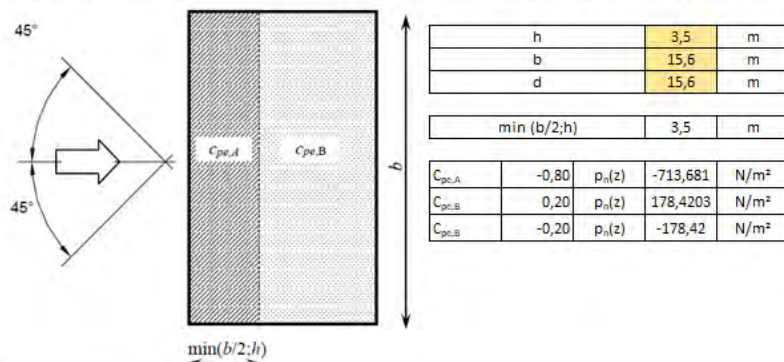
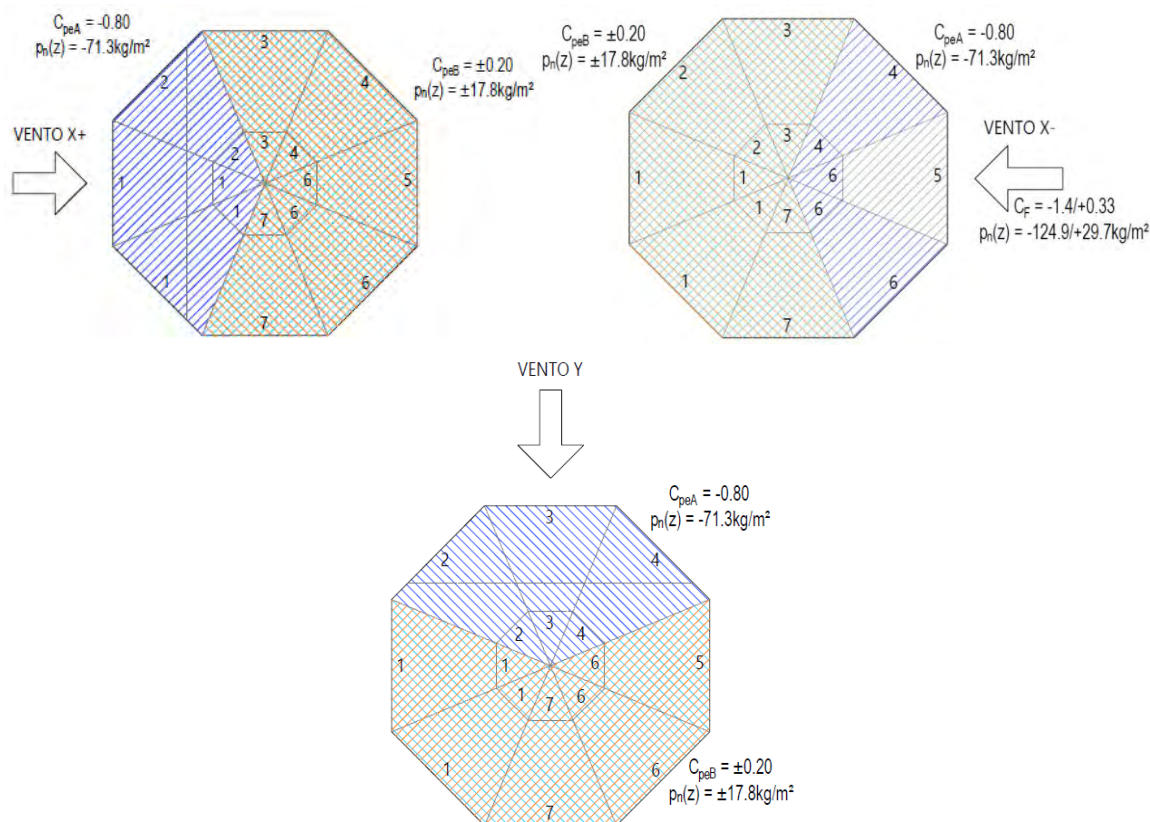


Figura G.5 – Schema di riferimento per coperture piane.



1.6.4.3 Coefficienti di pressione e pressione equivalente di parete

Per il calcolo dell'azione del vento sulle pareti, data la configurazione in pianta della struttura, si ritiene che lo schema di edificio a pianta circolare sia il più attinente. Di seguito si riportano le analisi per la determinazione dei coefficienti di pressione e delle pressioni equivalenti. Si riporta la trattazione dal CNR DT 207-R1/2018

Il vento esercita sulle due facce delle superfici delle costruzioni a pianta circolare una distribuzione di pressione esterna p_e e di pressione interna p_i . Tali pressioni sono quantificate attraverso la definizione di coefficienti di pressione esterna c_{pe} ed interna c_{pi} (paragrafo 3.3.1). I coefficienti di pressione riportati nel seguito di questo paragrafo si riferiscono alle superfici esterne. I coefficienti di pressione interna sono riportati nel paragrafo G.4.

Analogamente agli edifici a pianta rettangolare, il comportamento aerodinamico delle costruzioni a pianta circolare e in particolare della loro superficie laterale dipende, sostanzialmente, dal rapporto tra il diametro in pianta e l'altezza. Per le costruzioni tozze si realizza un flusso tridimensionale. Per le costruzioni snelle, con l'esclusione della porzione alla base e di sommità, si realizza un flusso bidimensionale in piani orizzontali.

Pertanto, in generale, i coefficienti di pressione forniti in questo paragrafo dipendono dal rapporto h/b , essendo h l'altezza della costruzione e b il suo diametro. Inoltre dipendono dal numero di Reynolds Re e dalla scabrezza k della superficie.

Nel caso di costruzioni particolarmente snelle, il cui il rapporto h/b sia maggiore di 5, occorre fare riferimento alle indicazioni riportate nel paragrafo G.10 (strutture snelle ed elementi strutturali allungati). In questo caso, diversamente dalle prescrizioni riportate nel presente paragrafo, le azioni del vento sono espresse in termini di forze per unità di lunghezza.

Analogamente agli edifici a pianta rettangolare, il flusso che si instaura intorno alle costruzioni a pianta circolare è molto complesso, specialmente nella parte di base e sommitale. Ciò produce una distribuzione altimetrica della pressione in generale diversa dal profilo della pressione cinetica di picco del vento indisturbato (paragrafo 3.3.7). Il presente paragrafo fornisce un criterio di valutazione dell'altezza di riferimento, tale da condurre a stime approssimate, generalmente a favore di sicurezza, della risultante delle pressioni.

Per le costruzioni basse, ossia con altezza minore o uguale del diametro in pianta ($h \leq b$), l'altezza di riferimento è costante e pari alla quota di sommità della costruzione ($\bar{z}_e = h$); la pressione del vento è pertanto uniforme in altezza.

Per le costruzioni alte, ossia con altezza compresa fra il diametro della pianta e 5 volte l'altezza della costruzione ($b < h \leq 5 \cdot b$), si definiscono due zone distinte. Nella prima parte della costruzione, sino alla quota $z = b$, l'altezza di riferimento è costante e pari a $\bar{z}_d = b$; la pressione del vento è pertanto uniforme in altezza. Nella parte superiore della costruzione, per z compreso fra b e h , la quota di riferimento \bar{z}_e può essere scelta seguendo uno dei due seguenti criteri (Figura G.3):

1. L'altezza di riferimento è costante e pari alla sommità della costruzione ($\bar{z}_e = h$); la pressione del vento è pertanto uniforme fra le quote $z=b$ e $z=h$. In questo modo il calcolo delle forze aerodinamiche è semplificato, ma la forza totale che ne risulta è generalmente maggiore di quella reale.
2. La costruzione viene suddivisa in tronchi di altezza arbitraria, a ciascuno dei quali corrisponde un'altezza di riferimento costante pari alla sommità del tronco; la pressione del vento su ogni tronco è pertanto uniforme in altezza. In questo modo il calcolo delle forze è più oneroso, ma i valori che si ottengono sono più aderenti alla realtà e non maggiori di quelli che si ottengono applicando la procedura di cui al punto precedente.

I coefficienti di pressione esterna c_{pe} sono forniti dalla relazione:

$$c_{pe} = c_{peo} \psi_{\lambda, \alpha} \quad (G.1)$$

dove:

c_{peo} è il coefficiente di pressione esterna per un cilindro circolare di lunghezza teoricamente infinita;

$\psi_{\lambda, \alpha}$ è un coefficiente che tiene conto della lunghezza finita del cilindro (effetti di bordo).

Il coefficiente di pressione esterna c_{peo} è fornito dalla relazione:

$$c_{peo}(\alpha_p) = 1 - (1 - c_{pm}) \cdot \sin^2 \left(\frac{\pi \cdot \alpha_p}{2 \cdot \alpha_m} \right) \quad \text{per } 0^\circ \leq \alpha_p \leq \alpha_m \quad (G.2a)$$

$$c_{peo}(\alpha_p) = c_{pb} - (c_{pb} - c_{pm}) \cdot \cos^2 \left(\frac{\pi \cdot \alpha_p - \alpha_m}{2 \cdot \alpha_b - \alpha_m} \right) \quad \text{per } \alpha_m \leq \alpha_p \leq \alpha_b \quad (G.2b)$$

$$c_{peo}(\alpha_p) = c_{pb} \quad \text{per } \alpha_b \leq \alpha_p \leq 180^\circ \quad (G.2c)$$

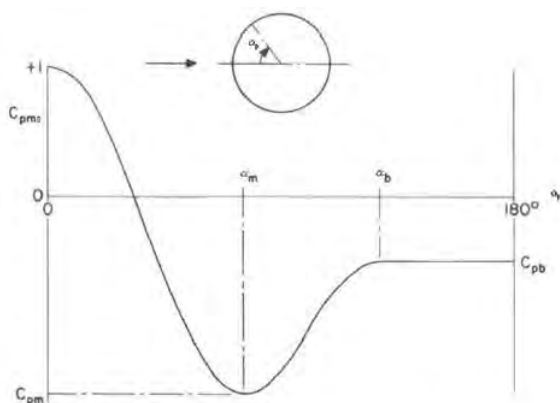
dove α_p è l'angolo indicato in Figura G.17, espresso in gradi ($^\circ$); i parametri c_{pm} , c_{pb} , α_m e α_b hanno il significato illustrato nella Figura G.17. La Tabella G.VIII riporta alcuni valori indicativi di tali parametri, corrispondenti a diversi numeri di Reynolds Re (paragrafo 3.3.7), valutati attribuendo alla lunghezza di riferimento il valore del diametro b , e assumendo $k/b \leq 0,5 \cdot 10^{-3}$ (paragrafo G.10.6, Tabella G.XVII).

h	5,00	m
b	15,60	m
h/b	0,32	m
Costruzione bassa - Ze = h		

* Se h/b > 5 vedi indicazioni §G.10

Tabella G.XVII – Scabrezza k della superficie.

Superficie	k [mm]
Vetro	0.0015
Metalli lucidati	0.002
Pittura liscia	0.006
Pittura a spruzzo	0.02
Acciaio lucido	0.05
Ghisa	0.2
Acciaio galvanizzato	
Calcestruzzo liscio	0.5
Legno levigato	
Calcestruzzo ruvido	1.0
Legno grezzo	2.0
Superfici arrugginite	
Murature	3.0



k	0,05	mm
b	15600	mm
k/b	3,2051E-06	
Re	2,48E+07	

Figura G.17 – Coefficiente di pressione esterna c_{peo} .

Re	c_{pm}	c_{pb}	$\alpha_m [^\circ]$	$\alpha_b [^\circ]$
5,00E+05	-2,2	-0,4	85	135
2,00E+06	-1,9	-0,7	80	120
1,00E+07	-1,5	-0,8	75	105

1,00E+07	-1,5	-0,8	75	105
----------	------	------	----	-----

α_p	0	°
$C_{pe0}(\alpha_p)$	1	<--
$C_{pe0}(\alpha_p)$	-1,15	X
$C_{pe0}(\alpha_p)$	-0,8	X

Valore 0 - Usare Risolutore

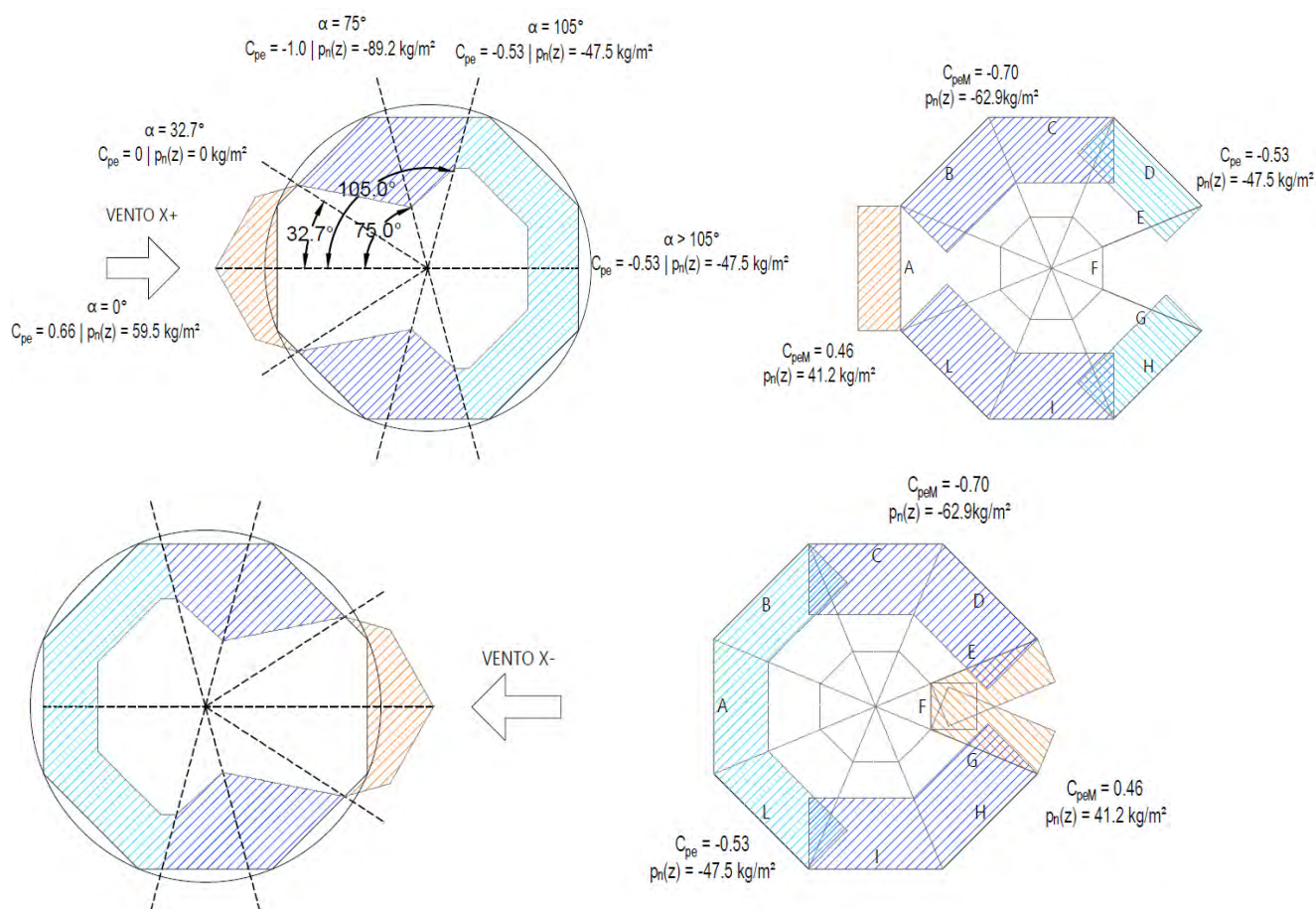
 α_p 32,6929294 $C_{pe0}(\alpha_p)$ 2,2193E-07

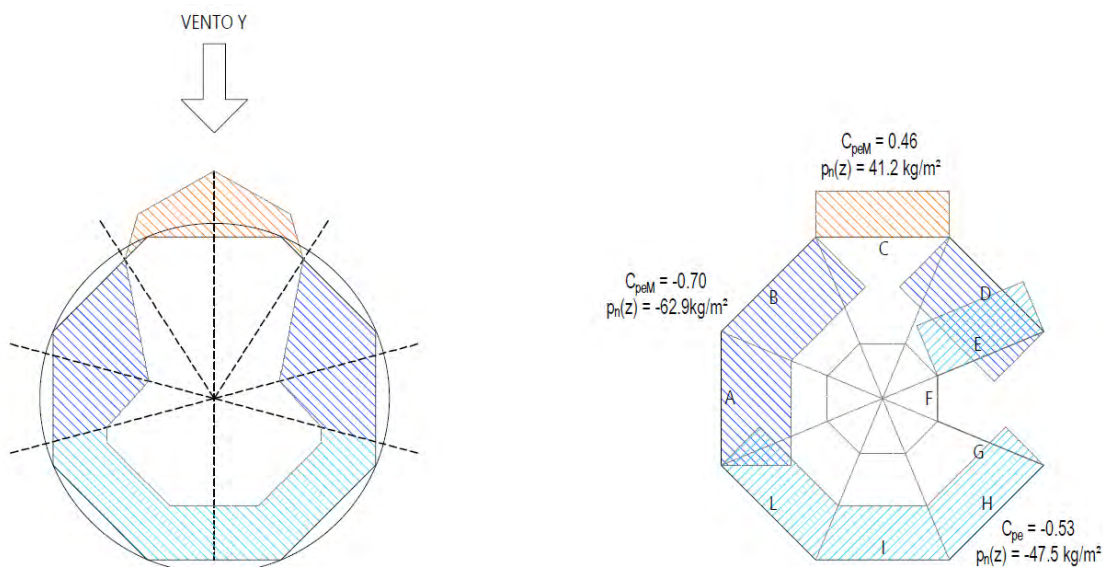
ψ_λ	0,67	
$\psi_{\lambda,\alpha}$	1	<--
$\psi_{\lambda,\alpha}$	0,43096	X
$\psi_{\lambda,\alpha}$	0,67	X

* $\psi_\lambda = 2/3$ per $h/d < 5$

$C_{pe}(\alpha_p)$	0,66667	<--
$C_{pe}(\alpha_p)$	-0,7667	X
$C_{pe}(\alpha_p)$	-0,5333	X

$p_n(z)$	594,734	N/m ²
$p_n(z)$	-683,94	N/m ²
$p_n(z)$	-475,79	N/m ²





1.6.5 Azione della temperatura

Per la sicurezza e per l'efficienza funzionale della struttura l'azione termica non è considerata azione fondamentale, pertanto si ricava la componente ΔT_u dalla Tab. 3.5.II delle NTC2018.

Tab. 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_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	$\pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$

La copertura è realizzata con l'utilizzo di pannelli sandwich, si considera quindi il gradiente suggerito per le strutture in acciaio protette. Data la realizzazione di giunti flangiati tra gli arcarecci il gradiente viene assegnato a tutti gli elementi metallici della copertura.

1.6.6 Carichi solai

Copertura AV (struttura in acciaio):

G1	Travi IPE 160 di bordo	15.8 daN/mq
G1		15.8 daN/mq
G2	CARICO PORTATO	
	Controsoffitto in cartongesso	40.0 daN/mq
	Lamiera grecata	10.0 daN/mq
	Pannello isolante	20.0 daN/mq
	Lamiera di protezione	10.0 daN/mq
G2		80.0 daN/mq
Q	Variabile (Neve)	100.0

Copertura ASm (struttura in muratura):

G1	Solaio 16cm	155.0 daN/mq
	Soletta 4cm	100.0 daN/mq
G1		255.0 daN/mq

G2 CARICO PORTATO

Intonaco	30.0	daN/mq
Pannello isolante	20.0	daN/mq
Lamiera fonoassorbente	10.0	daN/mq
G2	60.0	daN/mq
Q Variabile (Neve)	Q1	100.0 daN/mq

Fondazione:

G1 Soletta in c.a. sp. 40cm	1000.0	daN/mq
G1	1000.0	daN/mq

G2 CARICO PORTATO

Isolamento XPS sp. 10cm	10	daN/mq
Massetto sp. 8.5cm	100	daN/mq
Pavimento in gress	30	daN/mq
G2	140	daN/mq

1.7 COMBINAZIONE DEI CARICHI

Le condizioni di carico elementari precedentemente stimate vengono composte nel rispetto del §2.5.3 delle NTC.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

dove i coefficienti di combinazione assumono i seguenti valori:

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

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

e i coefficienti parziali di sicurezza sono dati da:

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

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

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

1.8 MODELLAZIONI AGLI ELEMENTI FINITI (EDIFICIO AV)

1.8.1 Premessa

La sovrastruttura in acciaio stacca da una platea di fondazione in c.a. di spessore 40 cm ed è composta da due file di pilastri HEB160, dalla travatura di bordo realizzata con un profilo HEA160 e la travatura principale, che poggia sulle due file di pilastri, è composta da un profilo HEB160 e nell'ottagono interno da travi radiali IPE160 che convergono in un anello di chiusura della zona interna realizzato con un profilo UPN160; gli arcarecci sono costituiti da profili IPE160 e IPE120.

Il pacchetto di copertura è composto da: lamiera grecata tipo "Elcom LG 454" spessore 0.8mm, pannello di isolamento di spessore 140mm e una lamiera di protezione fissata alla lamiera grecata. Il pacchetto di parete è composto da: Termoparete tipo "Elcom WPM / C-FN caos" spessore 50mm, strato di isolamento e pannello di fibro cemento. I controventi di falda sono realizzati con un profilato metallico tubolare Ø12, mentre i controventi di parete sono di tipo concentrici a V realizzati con n°2 L accoppiate di dimensioni 60x60x6.

La sovrastruttura in acciaio stacca da una platea di fondazione in c.a. di spessore 40 cm ed è composta da due file di

1.8.2 Modello agli elementi finiti

Per la struttura è stata eseguita un'analisi agli elementi finiti con l'ausilio del software di calcolo Midas tenendo in considerazione la geometria tridimensionale della copertura. La norma prevede la possibilità di eseguire analisi lineari e non lineari, nel caso in esame si conduce un'analisi non lineare per poter valutare la parzializzazione della platea di fondazione modellata con vincoli non reagenti a trazione e il comportamento degli elementi tension only che schematizzano i controventi di piano e di parete non reagenti a compressione. L'analisi modale associata allo spettro di progetto (analisi lineare dinamica) è stata effettuata considerando la totalità dei modi di vibrare del modello. La combinazione dei modi, ai fini del calcolo di sollecitazioni e di spostamenti è stata effettuata attraverso una combinazione quadratica completa (CQC). Nella modellazione sono stati considerati anche gli effetti dell'azione sismica andando ad inserire gli spettri SLV e SLD. Per quanto riguarda la combinazione delle componenti dell'azione sismica, i valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente sono combinati sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione. I pilastri sono stati considerati incastrati alla piastra in c.a.. Per le verifiche degli elementi in acciaio è stato utilizzato un modello con la sola struttura metallica incastrata alla base mentre per le verifiche della platea di fondazione è stato realizzato un secondo modello con la meshatura della fondazione superficiale schematizzata su letto di molle.

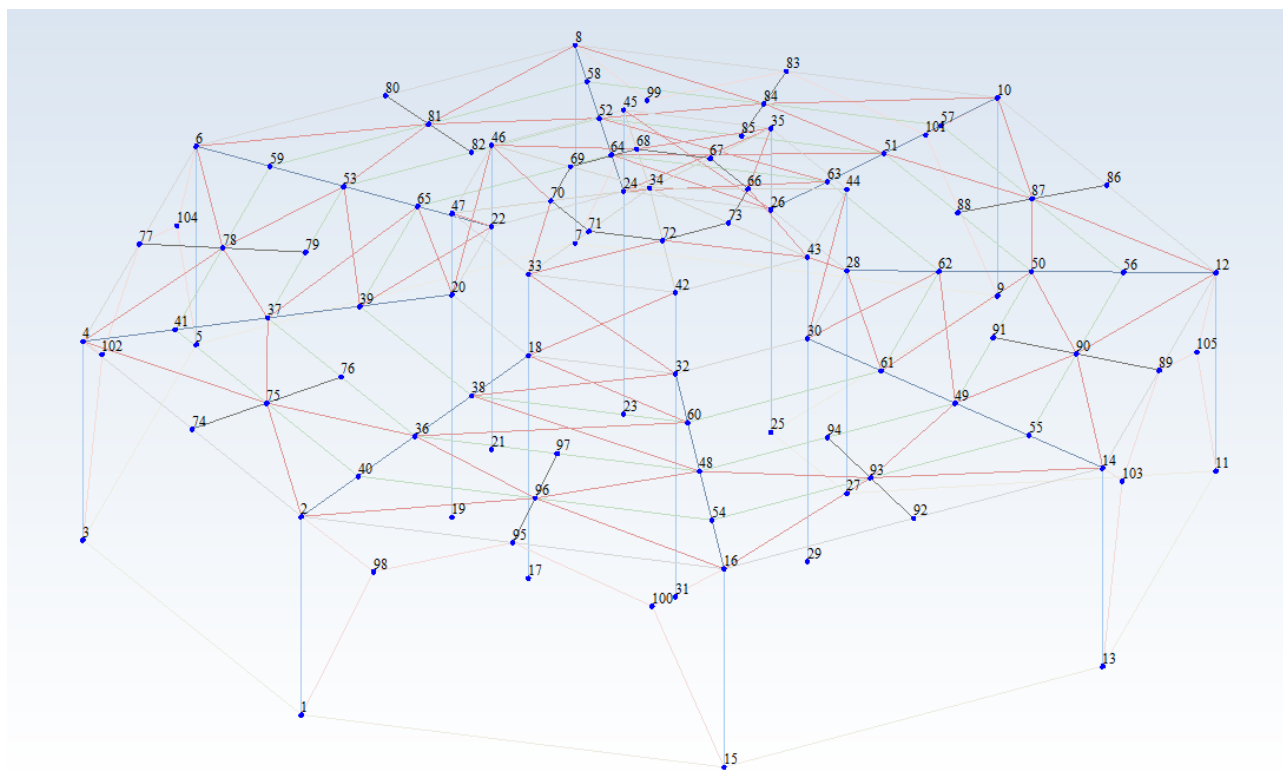


Figura 1: Nodi sovrastruttura in acciaio

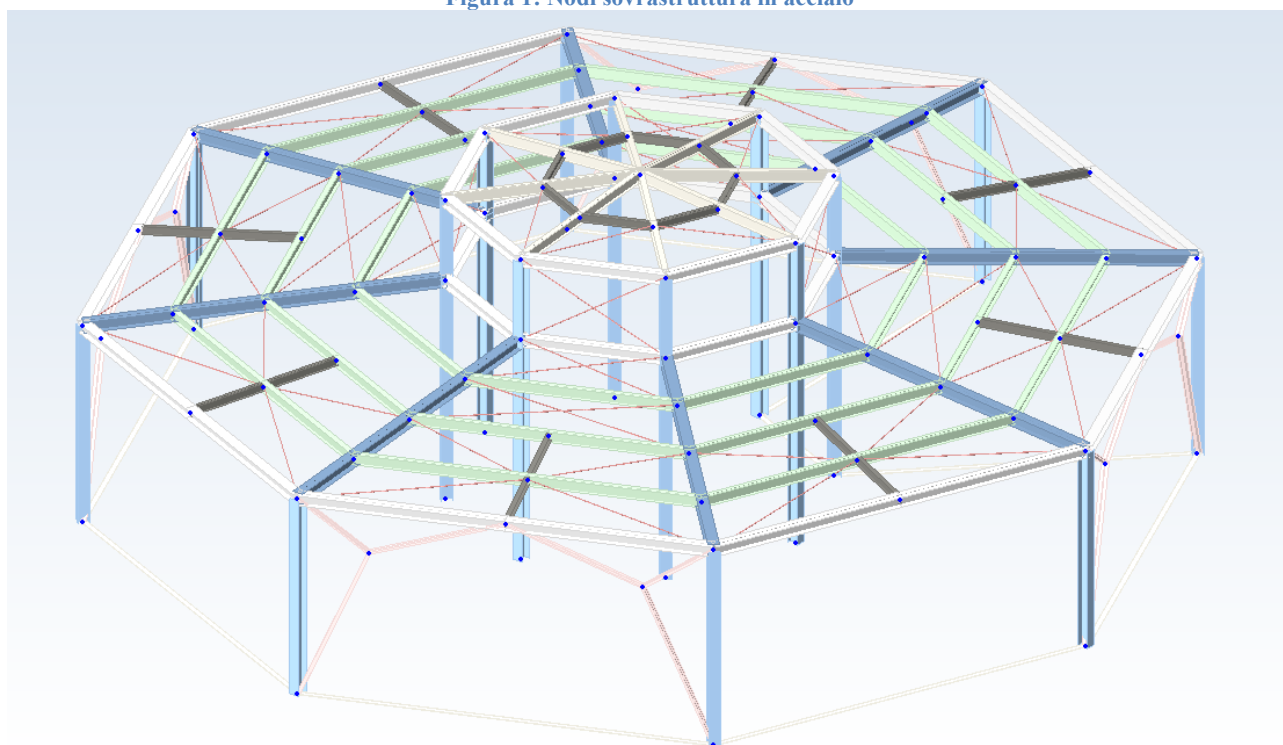


Figura 2: modellazione

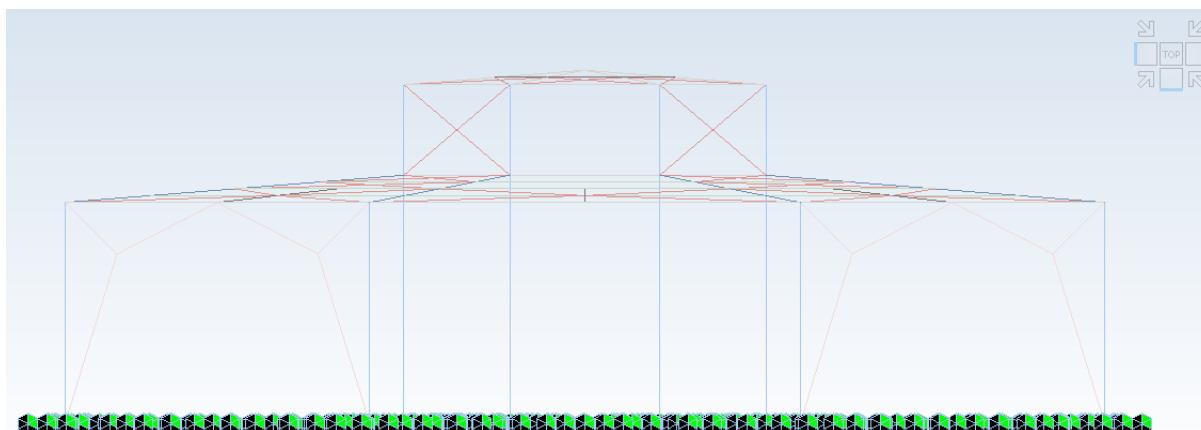


Figura 3: Vincoli (struttura con vincolo in direzione X e Y e con molla elastica in direzione Z - $K_{winkler} = 5K_{gcm^3}$)

1.8.3 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico considerate nella modellazione sono le seguenti, di seguito si riportano le combinazioni di carico agli SLU Dove:

Temp+ rappresenta la variazione termica positiva

Temp- rappresenta la variazione termica negativa

Vento Y rappresenta l'azione laterale del vento in direzione Y (azione simmetrica)

Vento X+ rappresenta l'azione laterale del vento in direzione X positiva

Vento X- rappresenta l'azione laterale del vento in direzione X negativa

No	Name	Active	Type	PP(ST)	G1(ST)	G2(ST)	Q(ST)	QventoX+(ST)	QventoX-(ST)	QventoY(ST)	Temp+(ST)	Temp-(ST)	STAT RS X SLV(ST)	STAT RS Y SLV(ST)
1	sLCB1	Stren	Add	1.3000	1.5000	1.5000	1.500							
2	sLCB6	Stren	Add	1.3000	1.5000	1.5000		0.9000			1.5000			
3	sLCB7	Stren	Add	1.3000	1.5000	1.5000			0.9000		1.5000			
4	sLCB8	Stren	Add	1.3000	1.5000	1.5000				0.9000	1.5000			
5	sLCB9	Stren	Add	1.3000	1.5000	1.5000		1.5000			0.9000			
6	sLCB10	Stren	Add	1.3000	1.5000	1.5000			1.5000		0.9000			
7	sLCB11	Stren	Add	1.3000	1.5000	1.5000				1.5000	0.9000			
8	sLCB12	Stren	Add	1.3000	1.5000	1.5000	1.500	0.9000				0.9000		
9	sLCB13	Stren	Add	1.3000	1.5000	1.5000	1.500		0.9000			0.9000		
10	sLCB14	Stren	Add	1.3000	1.5000	1.5000	1.500			0.9000		0.9000		
11	sLCB15	Stren	Add	1.3000	1.5000	1.5000	0.750	0.9000				1.5000		
12	sLCB16	Stren	Add	1.3000	1.5000	1.5000	0.750		0.9000			1.5000		
13	sLCB17	Stren	Add	1.3000	1.5000	1.5000	0.750			0.9000		1.5000		
14	sLCB18	Stren	Add	1.3000	1.5000	1.5000	0.750	1.5000				0.9000		
15	sLCB19	Stren	Add	1.3000	1.5000	1.5000	0.750		1.5000			0.9000		
16	sLCB20	Stren	Add	1.3000	1.5000	1.5000	0.750			1.5000		0.9000		

di seguito si riportano le combinazioni di carico agli SLE:

17	sLCB21	Servic	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.000							
18	sLCB23	Servic	Add	1.0000	1.0000	1.0000		0.6000			1.0000			
19	sLCB24	Servic	Add	1.0000	1.0000	1.0000			0.6000		1.0000			
20	sLCB25	Servic	Add	1.0000	1.0000	1.0000				0.6000	1.0000			
21	sLCB26	Servic	Add	1.0000	1.0000	1.0000		1.0000			0.6000			
22	sLCB27	Servic	Add	1.0000	1.0000	1.0000			1.0000		0.6000			
23	sLCB28	Servic	Add	1.0000	1.0000	1.0000				1.0000	0.6000			
24	sLCB29	Servic	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.000	0.6000				0.6000		
25	sLCB30	Servic	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.000		0.6000			0.6000		
26	sLCB31	Servic	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.000			0.6000		0.6000		
27	sLCB32	Servic	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.500	0.6000				1.0000		
28	sLCB33	Servic	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.500		0.6000			1.0000		
29	sLCB34	Servic	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.500			0.6000		1.0000		
30	sLCB35	Servic	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.500	1.0000				0.6000		
31	sLCB36	Servic	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.500		1.0000			0.6000		
32	sLCB37	Servic	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.500			1.0000		0.6000		
33	sLCB41	Servic	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.200							
34	sLCB42	Servic	Add	1.0000	1.0000	1.0000					0.5000			
35	sLCB43	Servic	Add	1.0000	1.0000	1.0000						0.5000		
36	sLCB46	Servic	Add	1.0000	1.0000	1.0000		0.2000						
37	sLCB47	Servic	Add	1.0000	1.0000	1.0000			0.2000					
38	sLCB48	Servic	Add	1.0000	1.0000	1.0000				0.2000				
39	sLCB49	Servic	Add	1.0000	1.0000	1.0000								

di seguito si riportano le combinazioni sismiche agli SLV e SLD:

40	sLCB70	Stren	Add	1.0000	1.0000	1.0000					1.0000	0.3000		
41	sLCB71	Stren	Add	1.0000	1.0000	1.0000					1.0000	-0.3000		
42	sLCB72	Stren	Add	1.0000	1.0000	1.0000					0.3000	1.0000		
43	sLCB73	Stren	Add	1.0000	1.0000	1.0000					-0.3000	1.0000		
44	sLCB74	Stren	Add	1.0000	1.0000	1.0000					-1.0000	-0.3000		
45	sLCB75	Stren	Add	1.0000	1.0000	1.0000					-1.0000	0.3000		
46	sLCB76	Stren	Add	1.0000	1.0000	1.0000					-0.3000	-1.0000		
47	sLCB77	Stren	Add	1.0000	1.0000	1.0000					0.3000	-1.0000		
48	sLCB98	Stren	Add	1.0000	1.0000	1.0000							1.0000	0.3000
49	sLCB99	Stren	Add	1.0000	1.0000	1.0000							1.0000	-0.3000
50	sLCB100	Stren	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.3000	1.0000
51	sLCB101	Stren	Add	1.0000	1.0000	1.0000							-0.3000	1.0000
52	sLCB102	Stren	Add	1.0000	1.0000	1.0000							-1.0000	-0.3000
53	sLCB103	Stren	Add	1.0000	1.0000	1.0000							-1.0000	0.3000
54	sLCB104	Stren	Add	1.0000	1.0000	1.0000							-0.3000	-1.0000
55	sLCB105	Stren	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.3000	-1.0000

Di seguito si riportano le condizioni di carico:

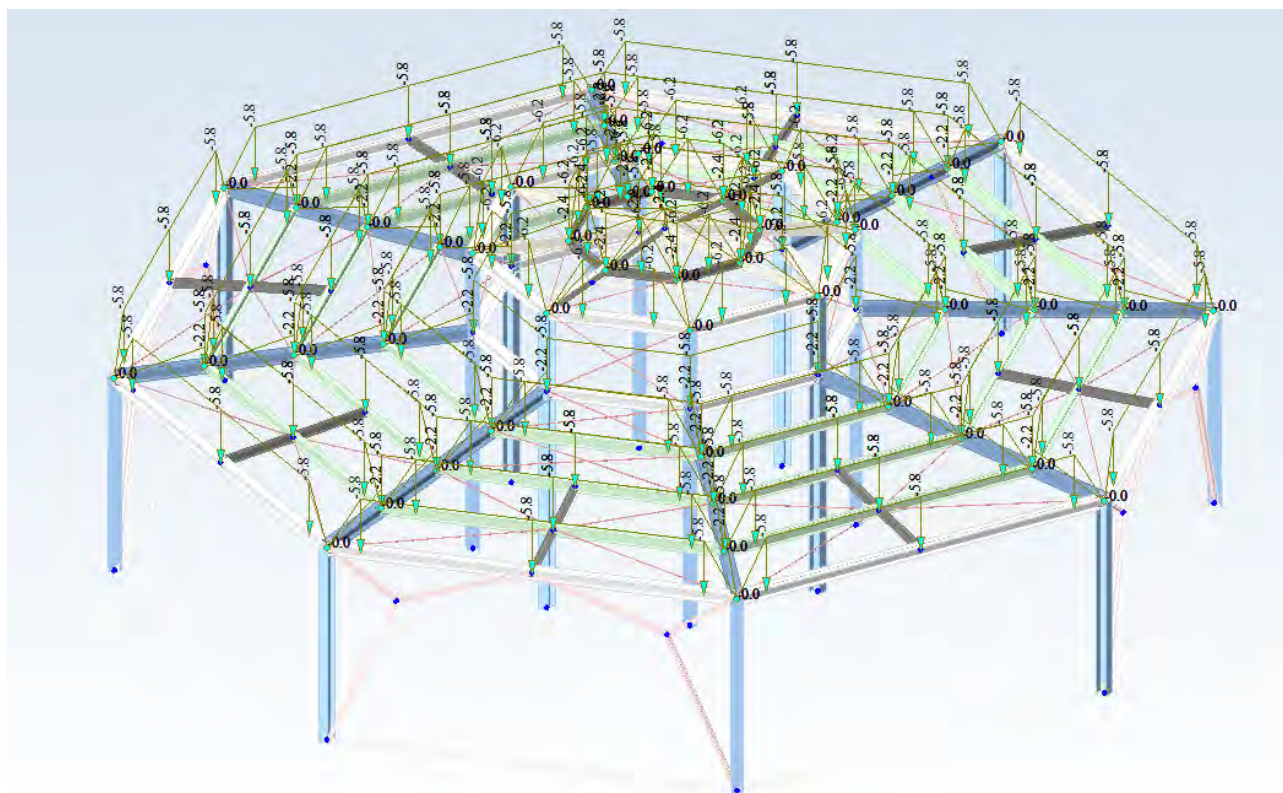


Figura 4: Carico permanente portato – G1

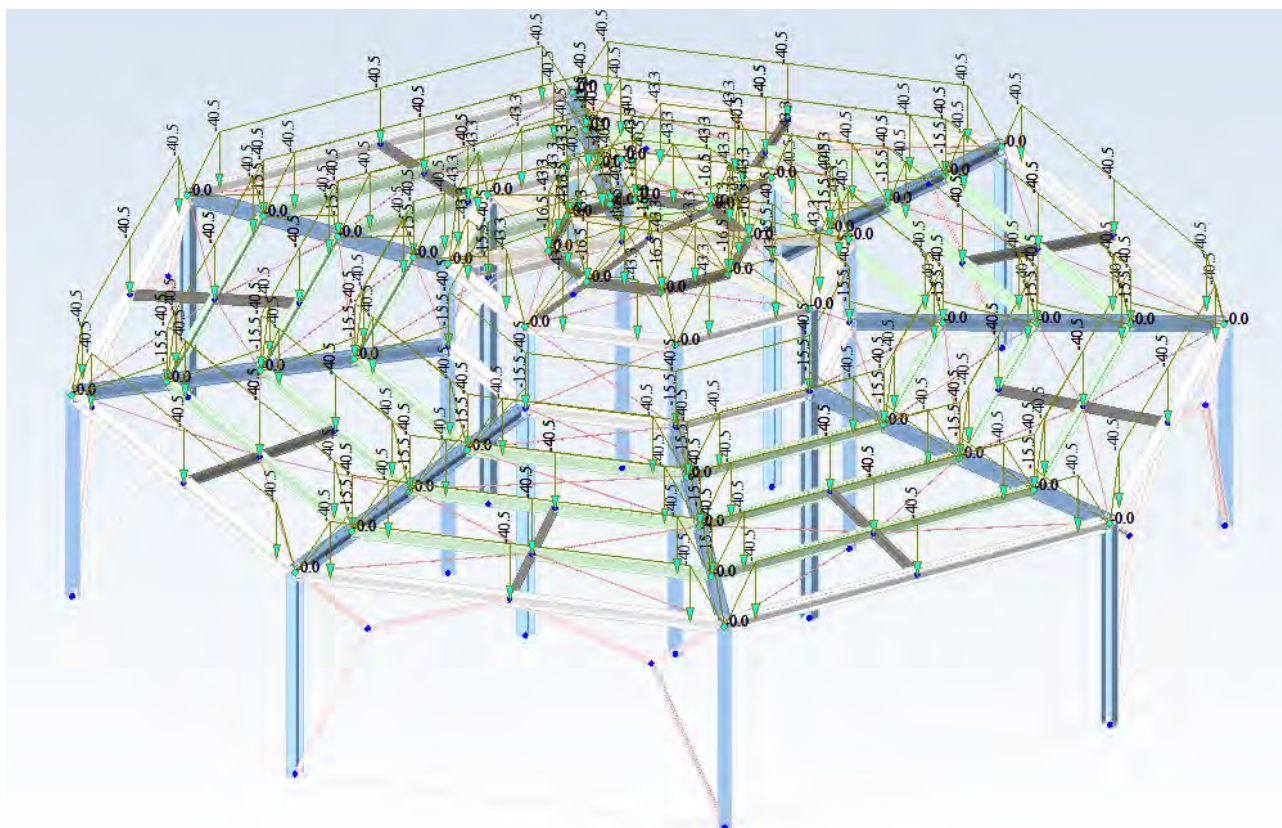


Figura 5: Carico permanente portato – G2

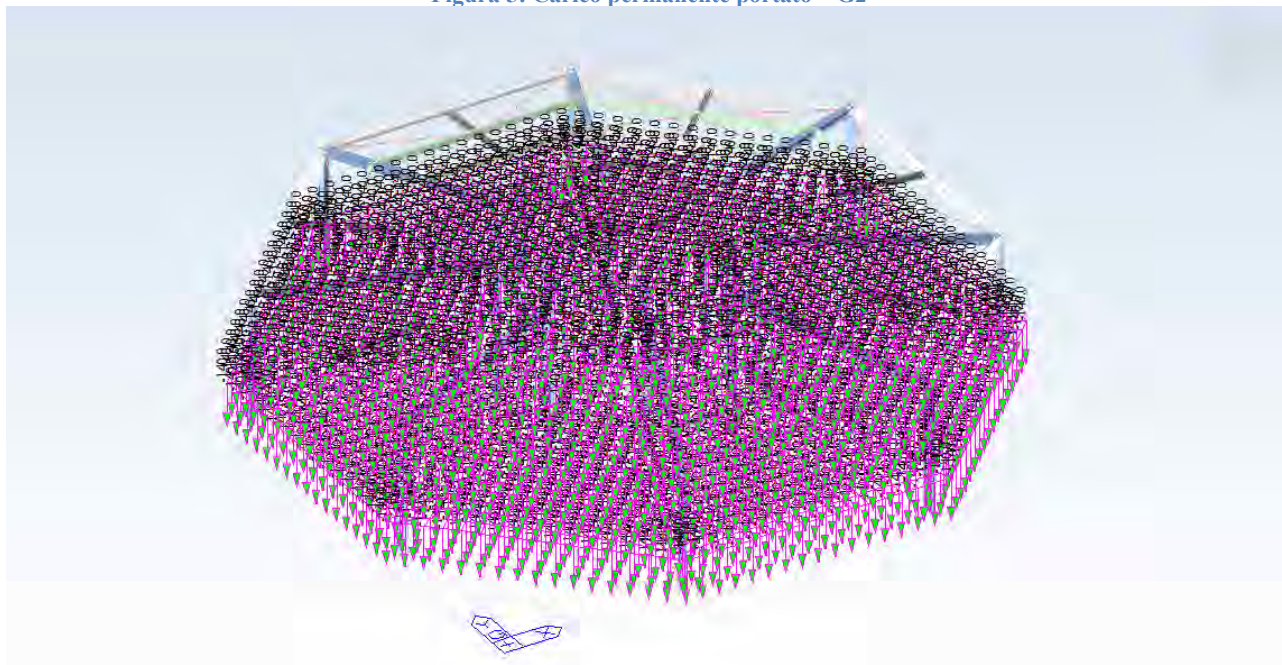


Figura 6: Carico permanente portato – G2

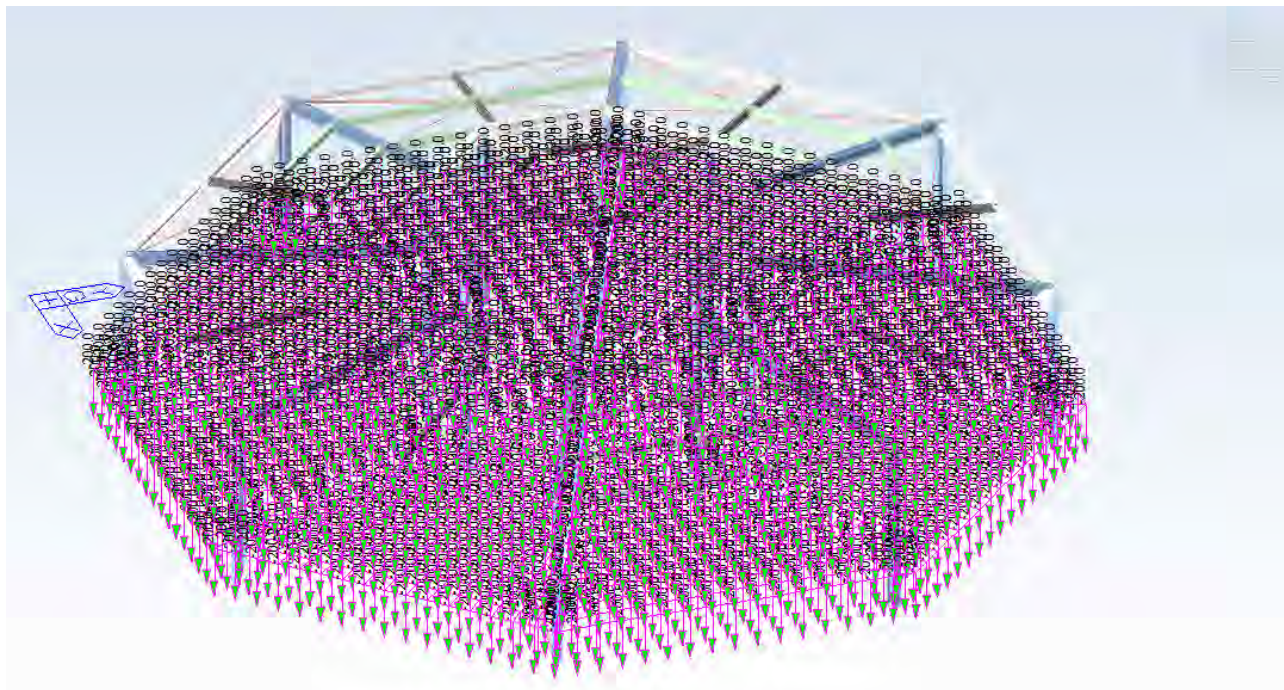


Figura 7: Carico Accidentale Cat.A

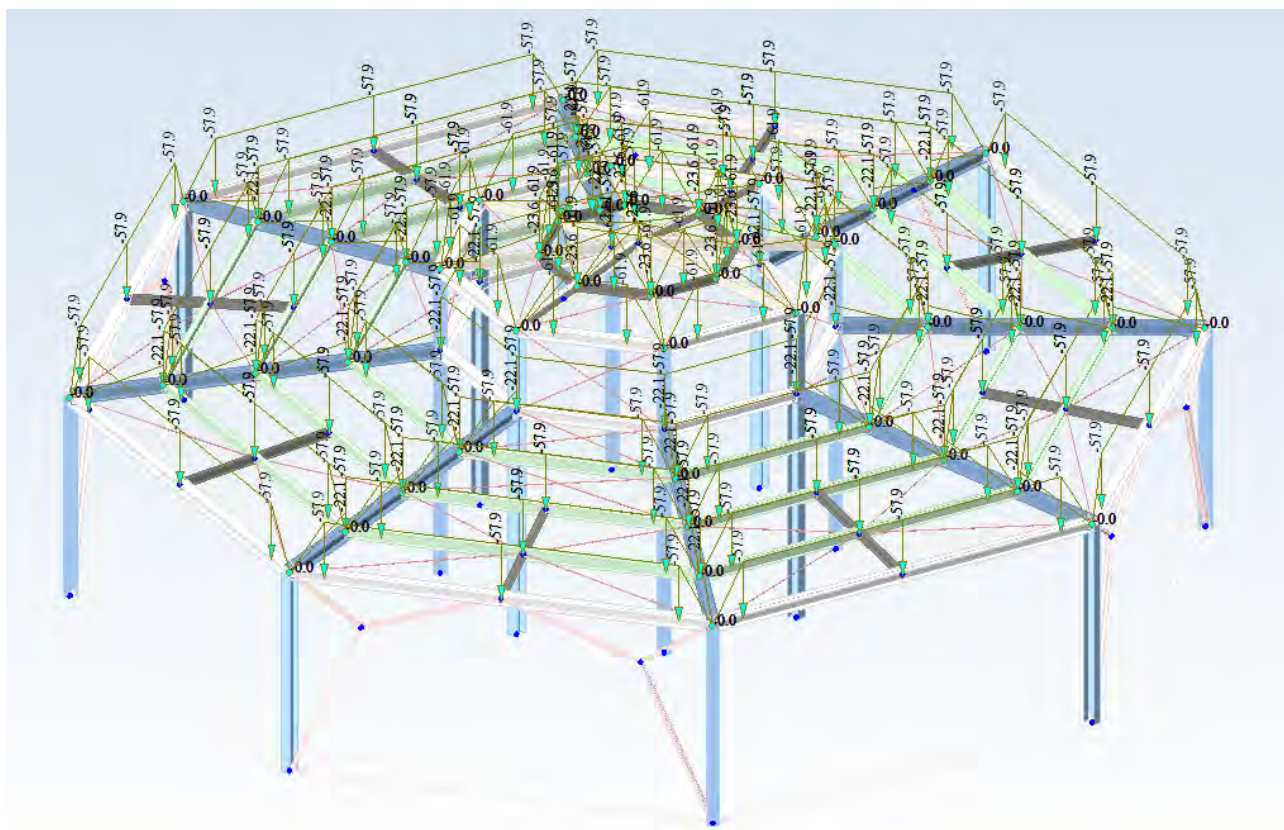


Figura 8: Carico neve

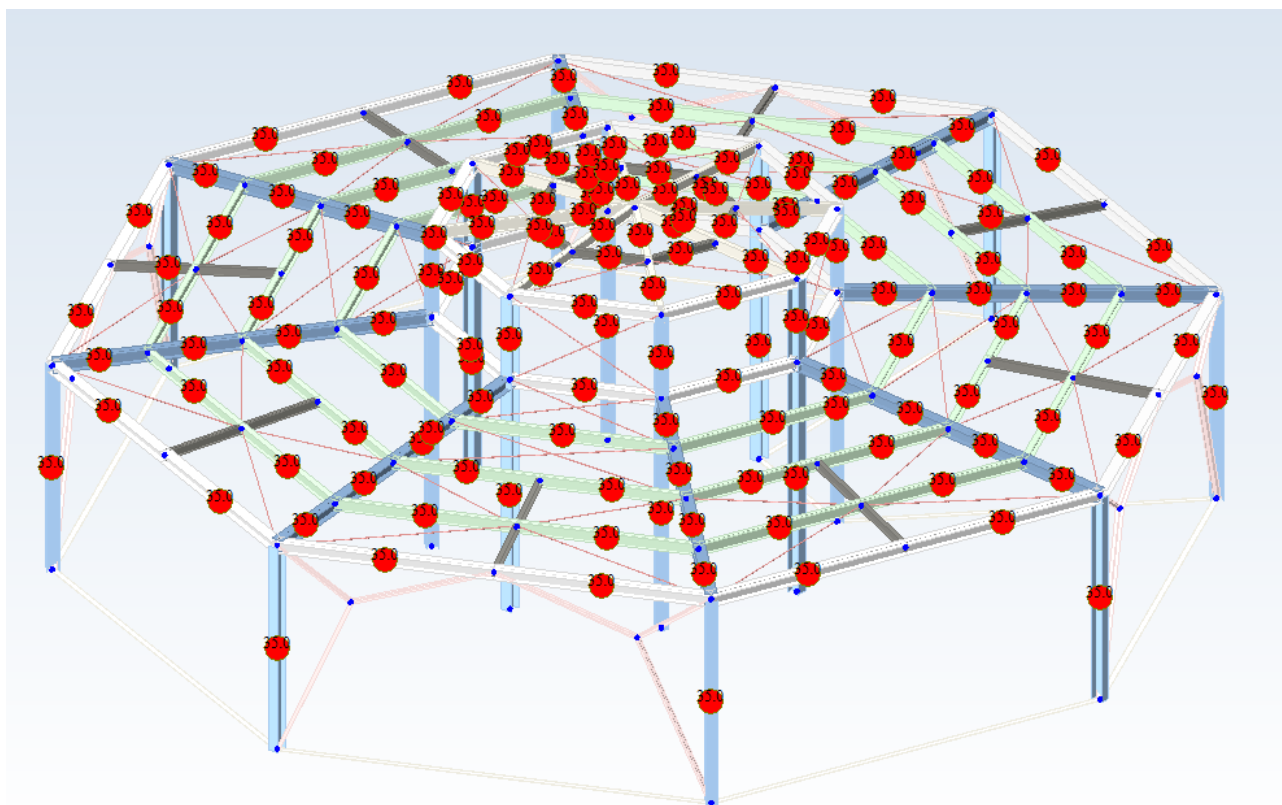


Figura 9: Carico T+

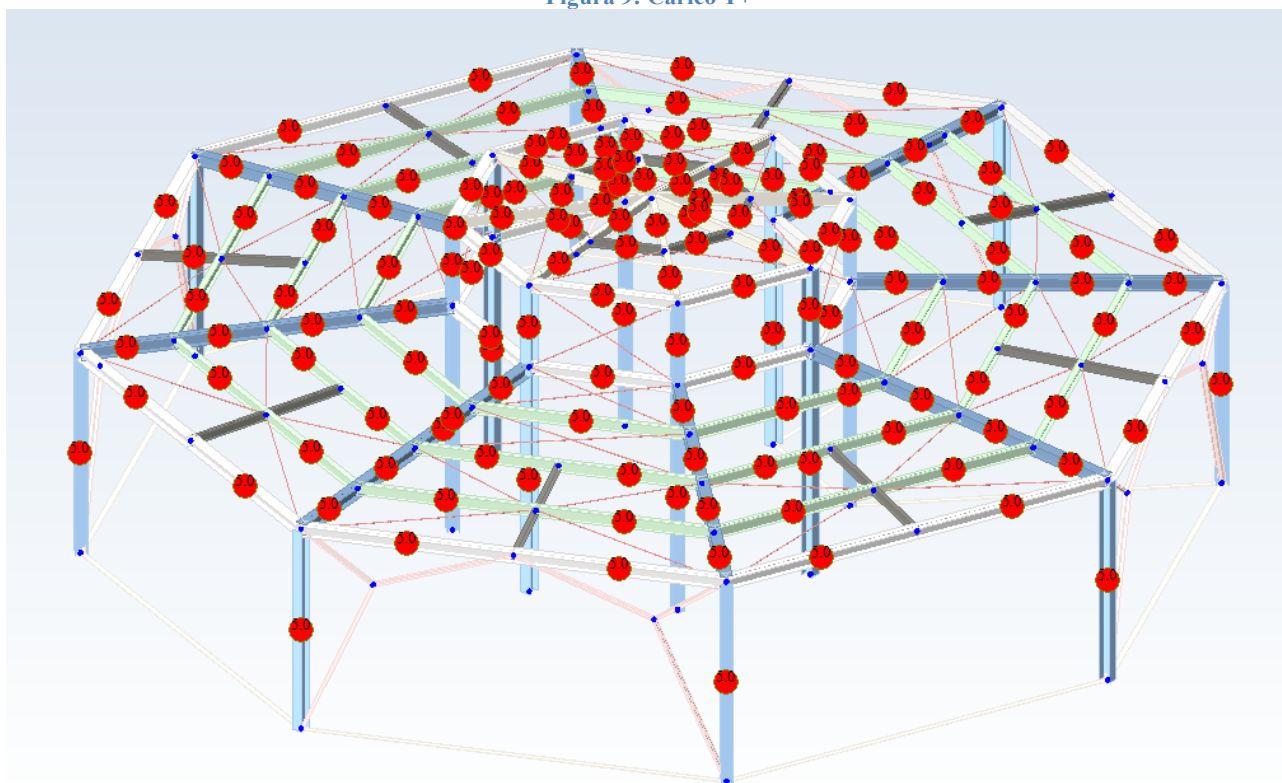


Figura 10: Carico T-

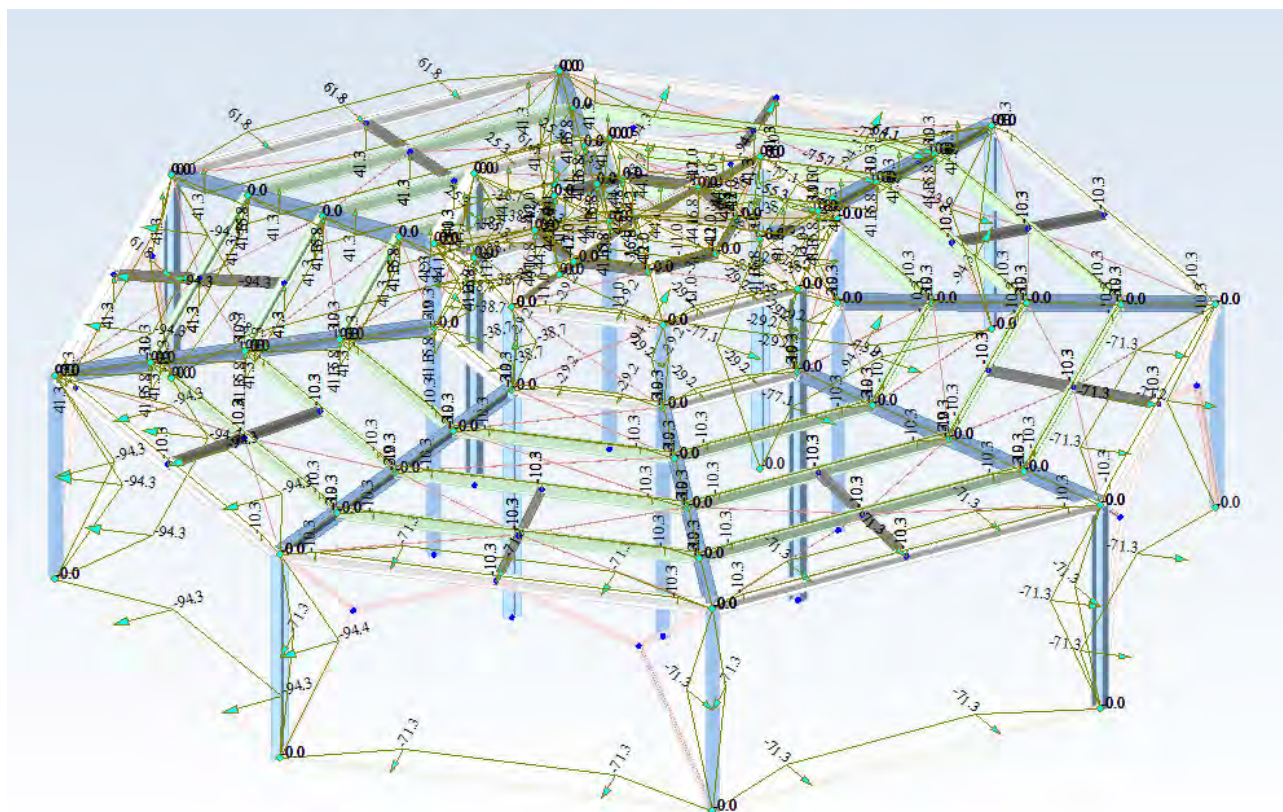


Figura 11: Carico Vento Y

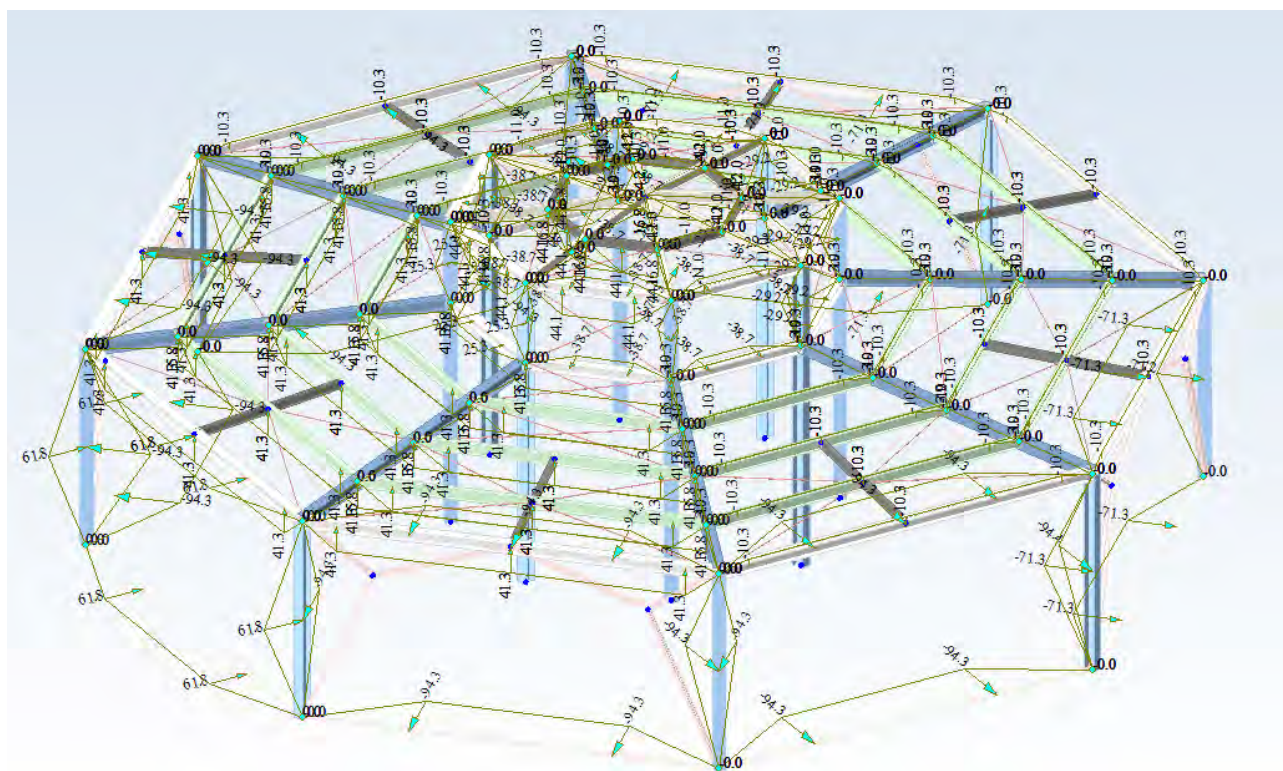


Figura 12: Carico Vento X+

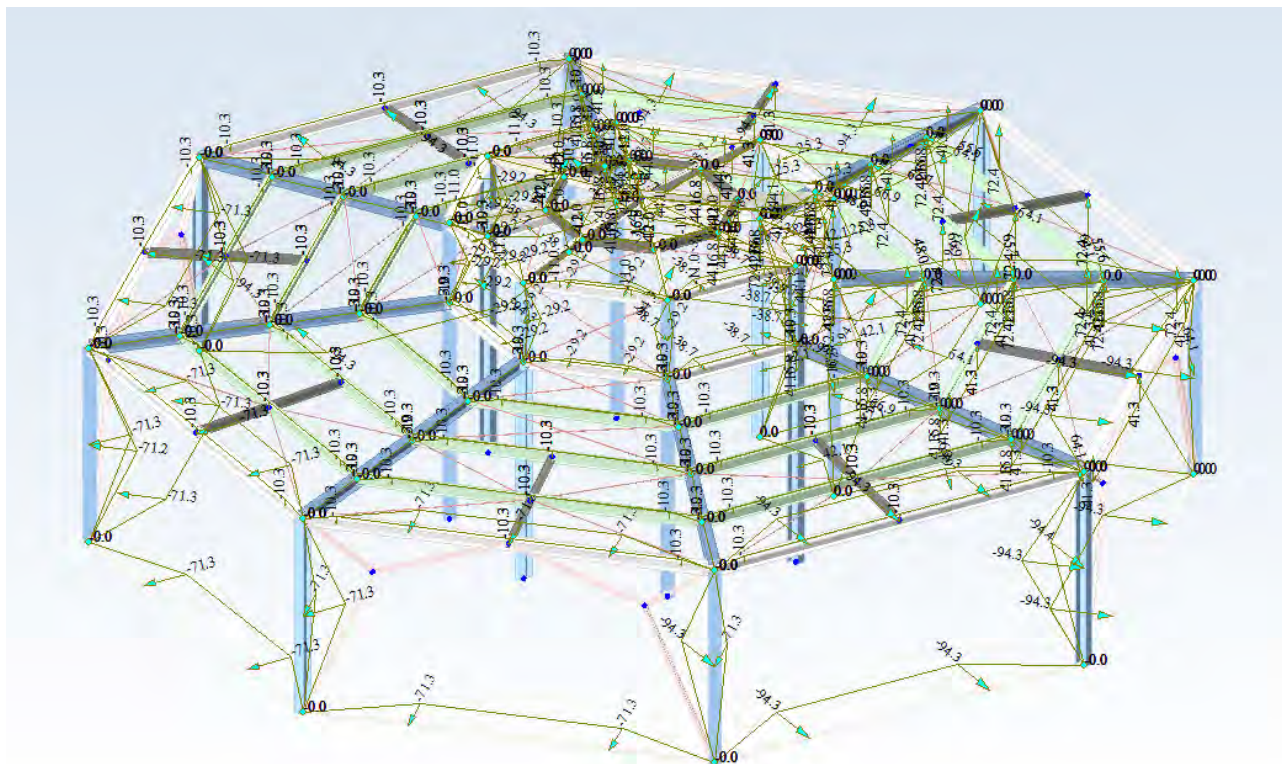


Figura 13: Carico Vento X-

1.8.4 Risultati analisi modale

EIGENVALUE ANALYSIS				
Mode	Frequency		Period	Tolerance
No	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	
1	37.8812	6.029	0.1659	3.169E-16
2	37.8812	6.029	0.1659	6.338E-16
3	53.5145	8.5171	0.1174	4.7637E-16
4	61.7447	9.827	0.1018	0
5	67.0482	10.671	0.0937	1.0116E-15
6	81.3325	12.9445	0.0773	4.1247E-16
7	88.2381	14.0435	0.0712	3.5044E-16
8	88.2381	14.0435	0.0712	1.1681E-16
9	95.7086	15.2325	0.0656	9.9288E-16
10	100.7185	16.0298	0.0624	8.9656E-16
11	101.916	16.2204	0.0617	1.7512E-16
12	101.916	16.2204	0.0617	7.005E-16
13	102.3608	16.2912	0.0614	3.4721E-16
14	102.4499	16.3054	0.0613	0
15	102.8669	16.3718	0.0611	3.438E-16
16	102.8669	16.3718	0.0611	1.719E-16
17	102.8715	16.3725	0.0611	0
18	106.2453	16.9095	0.0591	0

19	107.3052	17.0782	0.0586	9.4785E-16
20	107.3052	17.0782	0.0586	3.1595E-16
21	116.4527	18.534	0.054	4.0239E-16
22	116.9863	18.619	0.0537	3.9873E-16
23	116.9863	18.619	0.0537	7.9746E-16
24	128.6593	20.4768	0.0488	8.791E-16
25	132.1164	21.027	0.0476	4.1685E-16
26	149.962	23.8672	0.0419	4.8531E-16
27	149.962	23.8672	0.0419	1.6177E-16
28	166.6973	26.5307	0.0377	5.2368E-16
29	213.4271	33.968	0.0294	2.2522E-14
30	281.8075	44.8511	0.0223	9.7029E-11

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
No	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	11.605	11.605	87.337	87.337	0	0	45.9261	45.9261	6.1041	6.1041	0	0
2	87.337	98.9421	11.605	98.9421	0	0	6.1041	52.0303	45.9261	52.0303	0	0
3	0	98.9421	0	98.9421	0	0	0	52.0303	0	52.0303	87.7455	87.7455
4	0	98.9421	0	98.9421	0	0	0	52.0303	0	52.0303	0	87.7455
5	0	98.9421	0	98.9421	0	0	0	52.0303	0	52.0303	6.8715	94.617
6	0	98.9421	0	98.9421	0	0	0	52.0303	0	52.0303	0	94.617
7	0.0895	99.0315	0.0621	99.0042	0	0	1.2428	53.273	1.7686	53.7989	0	94.617
8	0.0621	99.0937	0.0895	99.0937	0	0	1.7686	55.0416	1.2428	55.0416	0	94.617
9	0	99.0937	0	99.0937	0	0	0	55.0416	0	55.0416	0	94.617
10	0	99.0937	0	99.0937	0	0	0	55.0416	0	55.0416	0	94.617
11	0	99.0937	0	99.0937	0	0	0.2945	55.3362	0.8476	55.8892	0	94.617
12	0	99.0937	0	99.0937	0	0	0.8476	56.1838	0.2945	56.1838	0	94.617
13	0	99.0937	0	99.0937	0	0	0	56.1838	0	56.1838	0	94.617
14	0	99.0937	0	99.0937	0	0	0	56.1838	0	56.1838	0.0021	94.6191
15	0.0005	99.0943	0	99.0938	0	0	0.1697	56.3535	2.5097	58.6935	0	94.6191
16	0	99.0943	0.0005	99.0943	0	0	2.5097	58.8632	0.1697	58.8632	0	94.6191
17	0	99.0943	0	99.0943	0	0	0	58.8632	0	58.8632	0	94.6191
18	0	99.0943	0	99.0943	0	0	0	58.8632	0	58.8632	0	94.6191
19	0.0848	99.1791	0.0689	99.1632	0	0	3.5336	62.3968	4.3372	63.2005	0	94.6191
20	0.0689	99.248	0.0848	99.248	0	0	4.3372	66.7341	3.5336	66.7341	0	94.6191
21	0	99.248	0	99.248	0	0	0	66.7341	0	66.7341	0	94.6191
22	0.0002	99.2482	0.0002	99.2482	0	0	1.119	67.8531	1.0543	67.7884	0	94.6191
23	0.0002	99.2484	0.0002	99.2484	0	0	1.0543	68.9074	1.119	68.9074	0	94.6191
24	0	99.2484	0	99.2484	0	0	0	68.9074	0	68.9074	0	94.6191
25	0	99.2484	0	99.2484	0	0	0	68.9074	0	68.9074	3.2018	97.8209
26	0.003	99.2514	0.6764	99.9247	0	0	28.5854	97.4929	0.1282	69.0357	0	97.8209
27	0.6764	99.9277	0.003	99.9277	0	0	0.1282	97.6211	28.5854	97.6211	0	97.8209
28	0	99.9277	0	99.9277	0	0	0	97.6211	0	97.6211	1.6159	99.4369
29	0	99.9277	0	99.9277	0	0	0	97.6211	0	97.6211	0.5104	99.9472
30	0	99.9277	0	99.9277	0	0	0	97.6211	0	97.6211	0.0083	99.9555

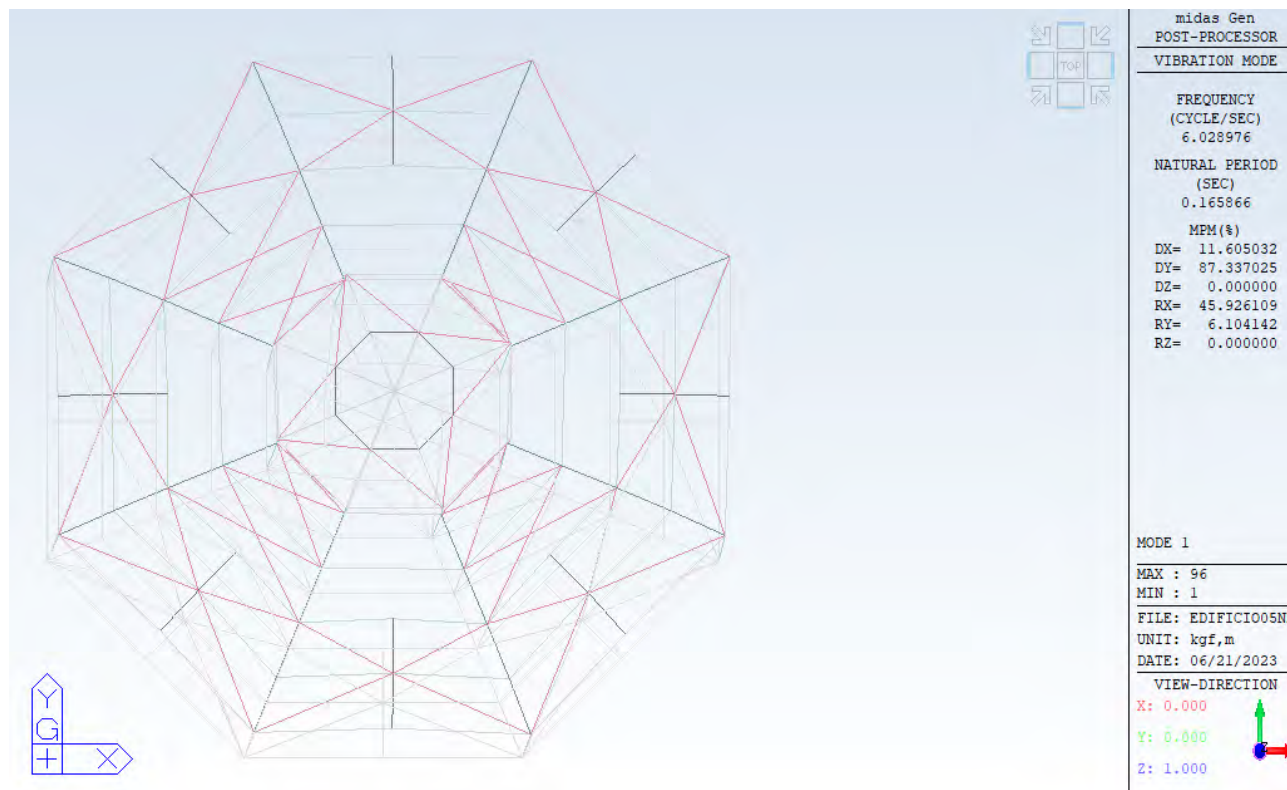


Figura 14: 1° Modo

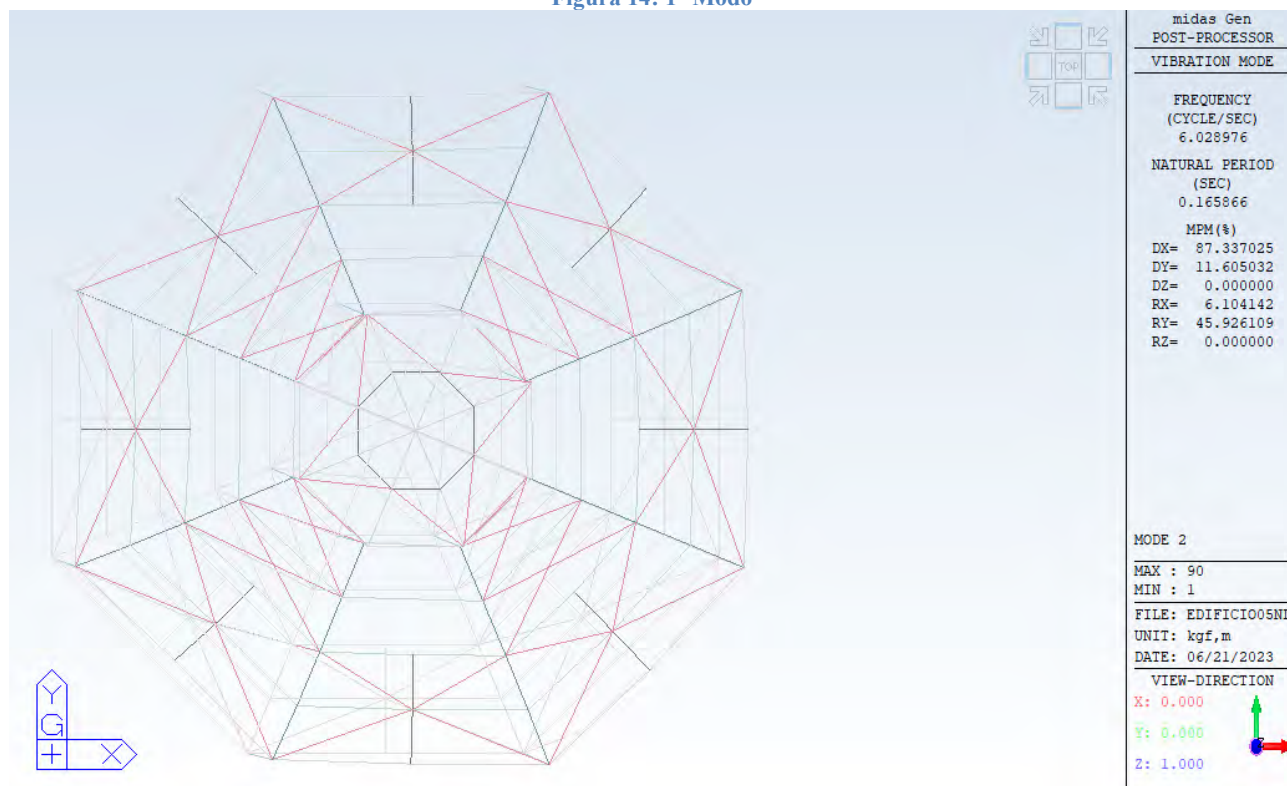


Figura 15: 2° Modo

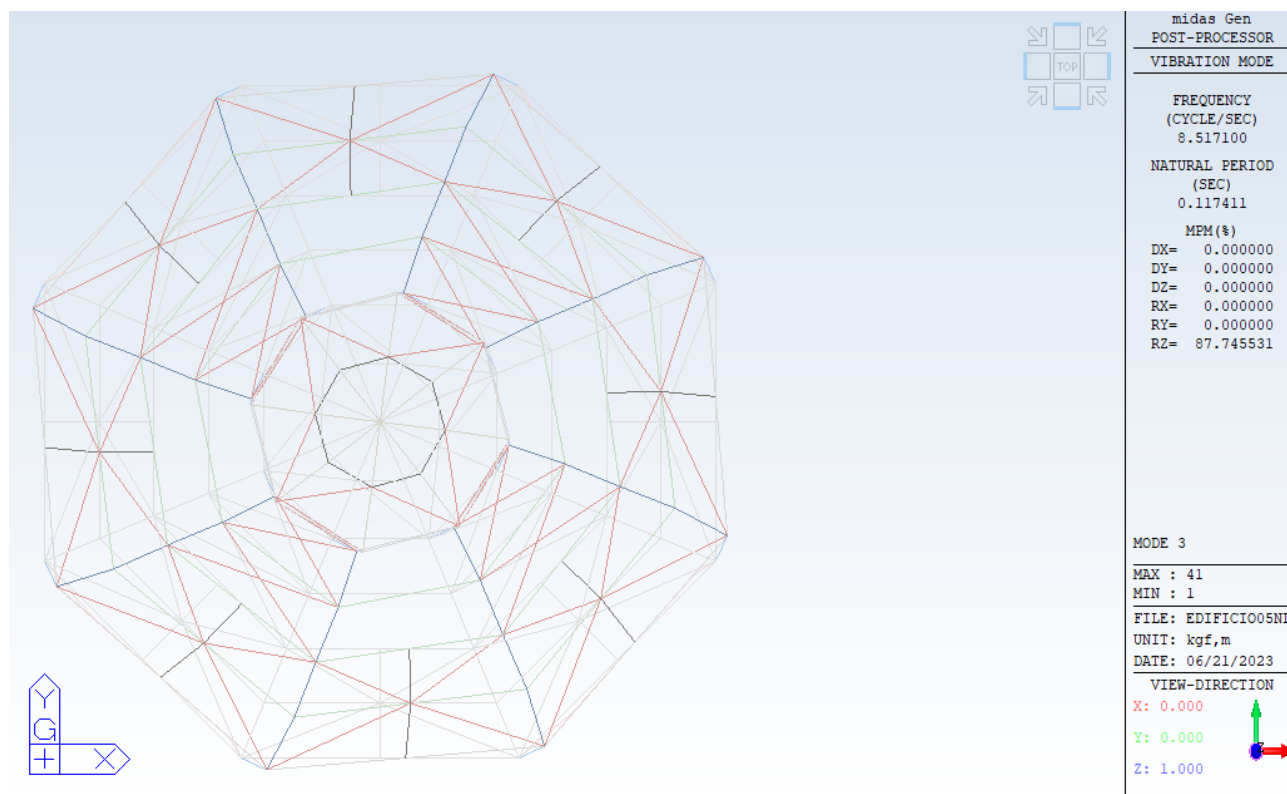


Figura 16: 3° Modo

1.9 PROGETTO E VERIFICA SOVRASTRUTTURA (EDIFICIO AV)

1.9.1 Sollecitazioni di progetto SLU

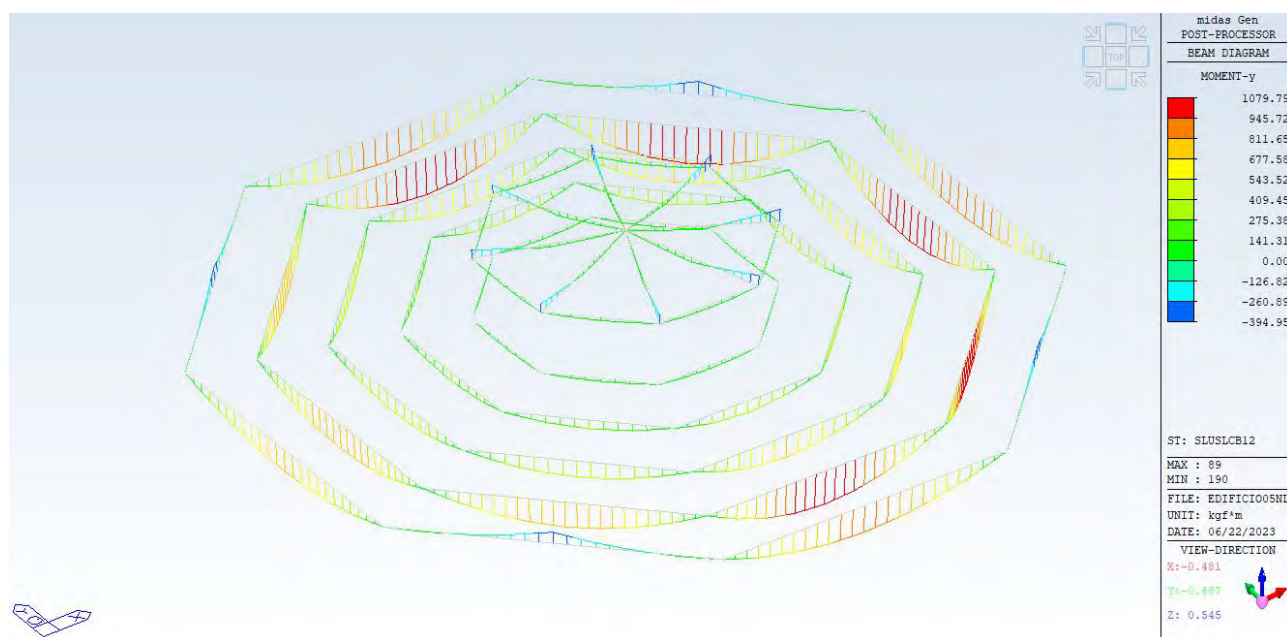


Figura 17: Travi ed arcarecci - Diagramma M max SLUSLCB12 (Neve dominante)

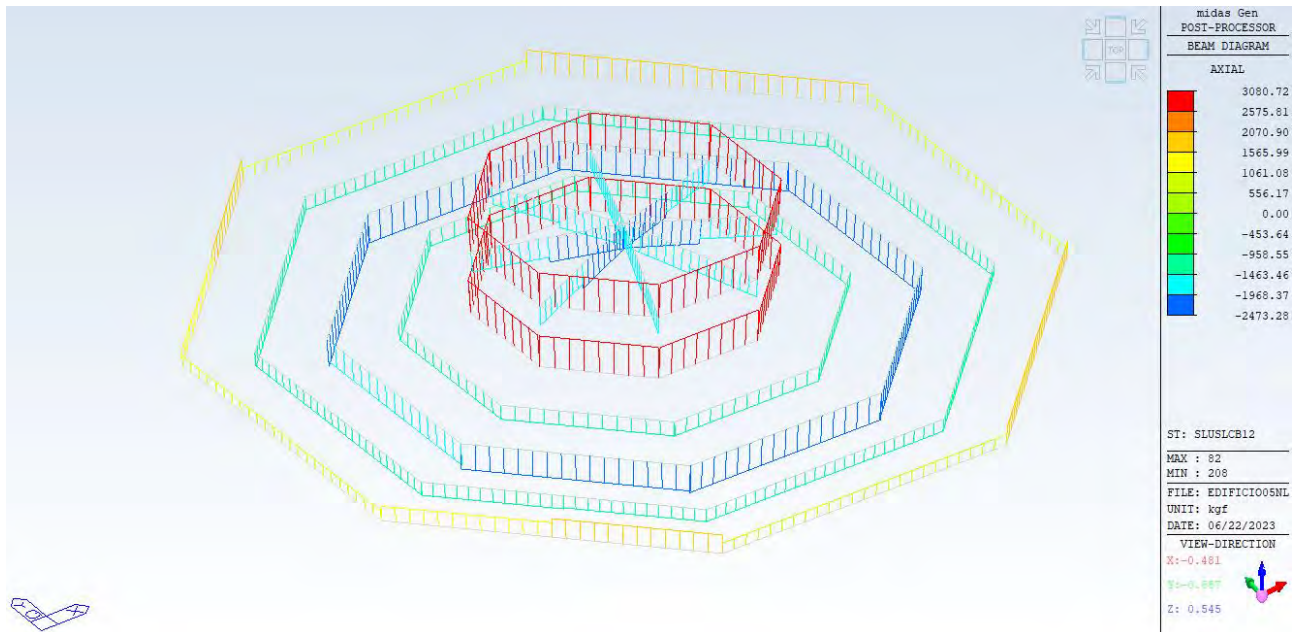


Figura 18: Travi ed arcarecci - Diagramma N max SLUSLCB12 (Neve dominante)

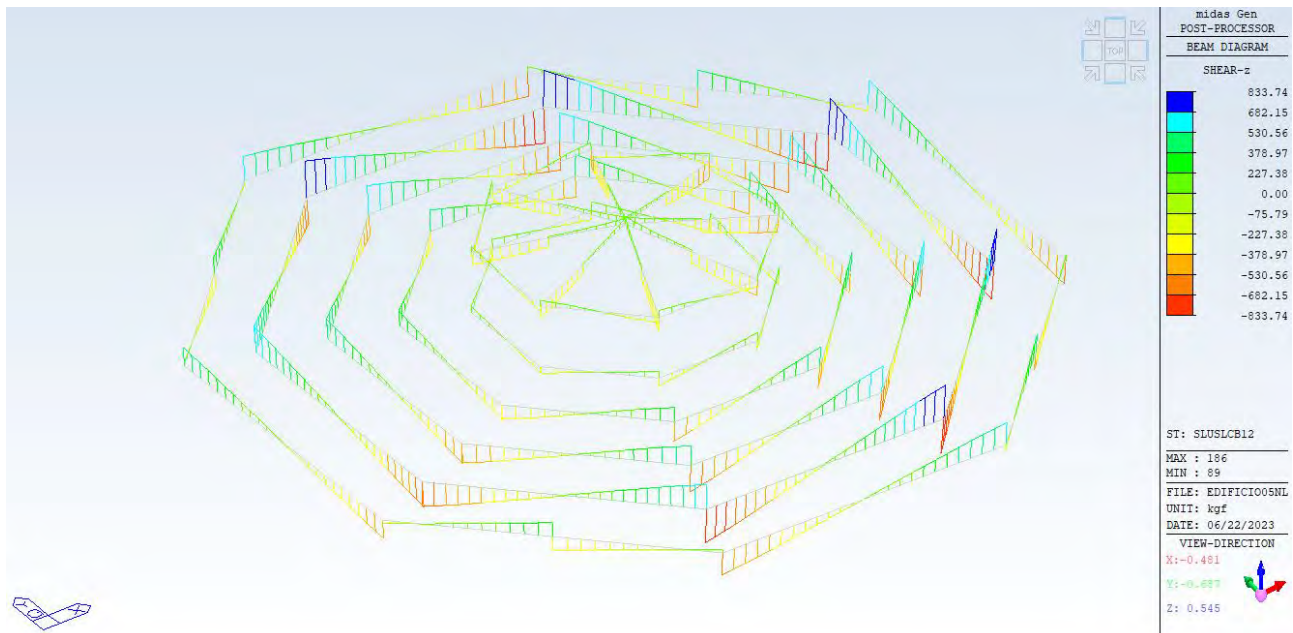


Figura 19: Travi ed arcarecci - Diagramma T max SLUSLCB12 (Neve dominante)

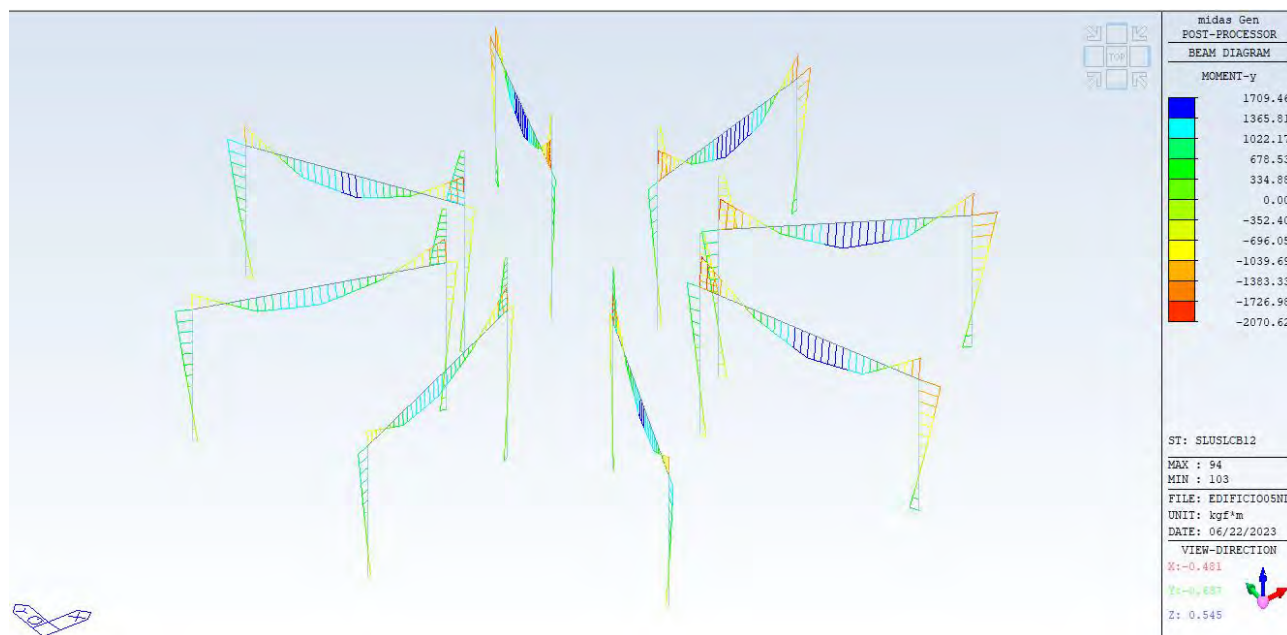


Figura 20: Telai - Diagramma M max SLUSLCB12 (Neve dominante)

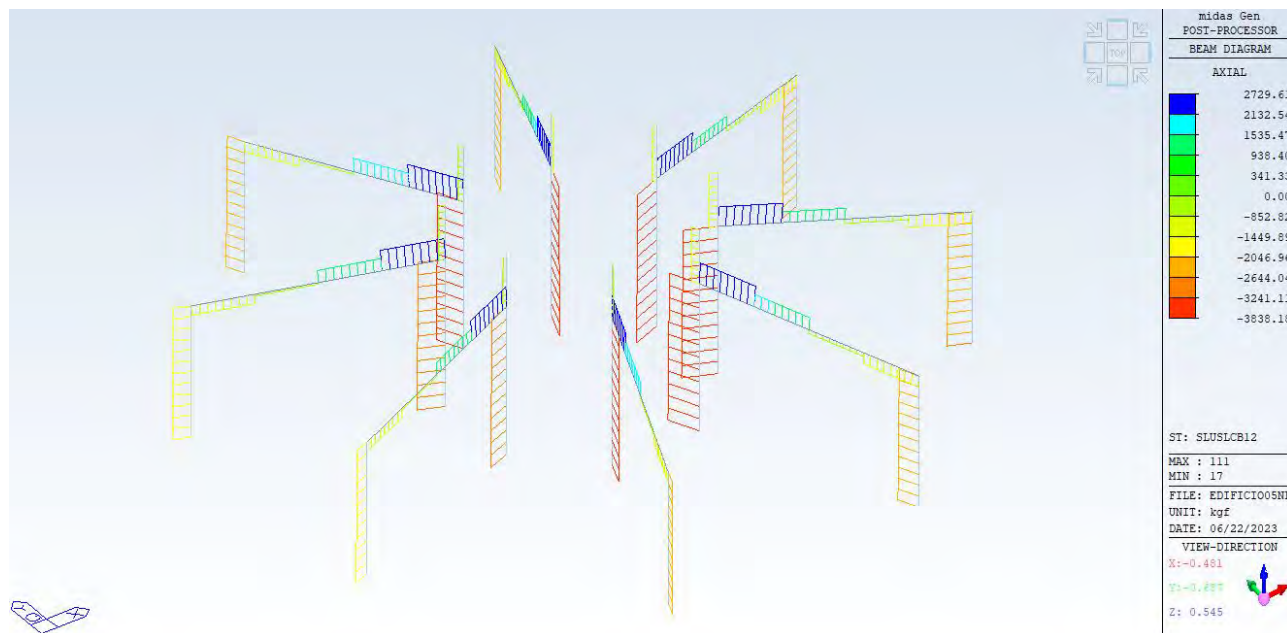


Figura 21: Telai - Diagramma N max SLUSLCB12 (Neve dominante)

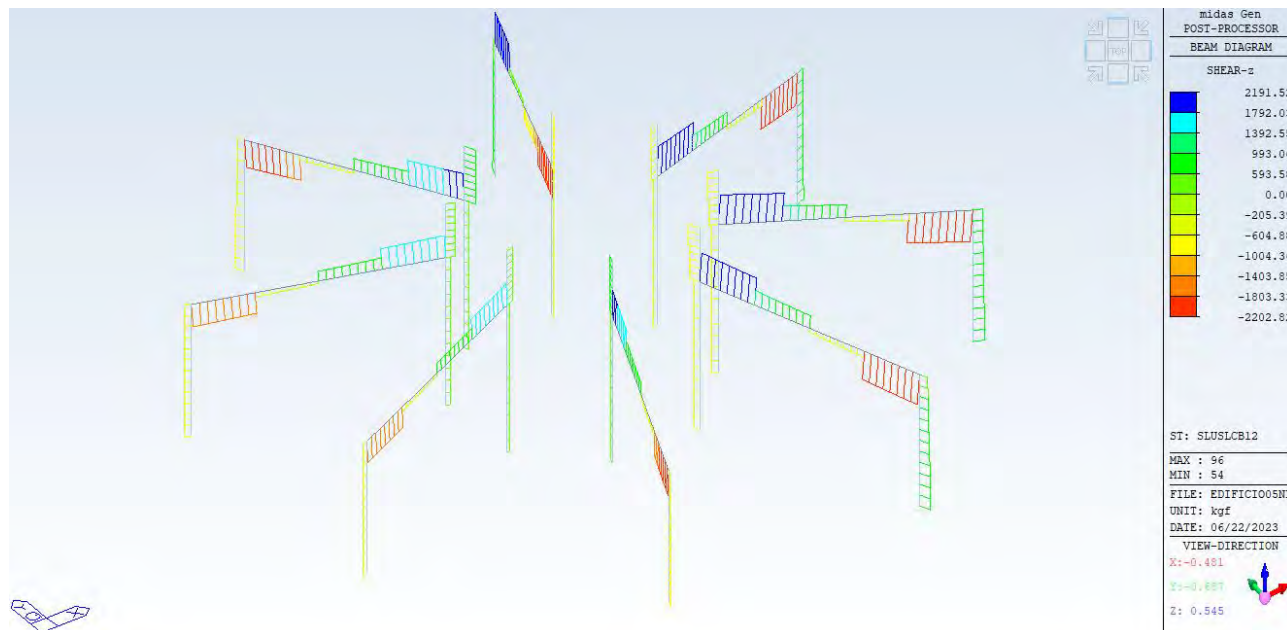


Figura 22: Telai - Diagramma T max SLUSLCB12 (Neve dominante)



Figura 23: Controventi - Diagramma M max SLUSLCB70 (Sisma dominante)

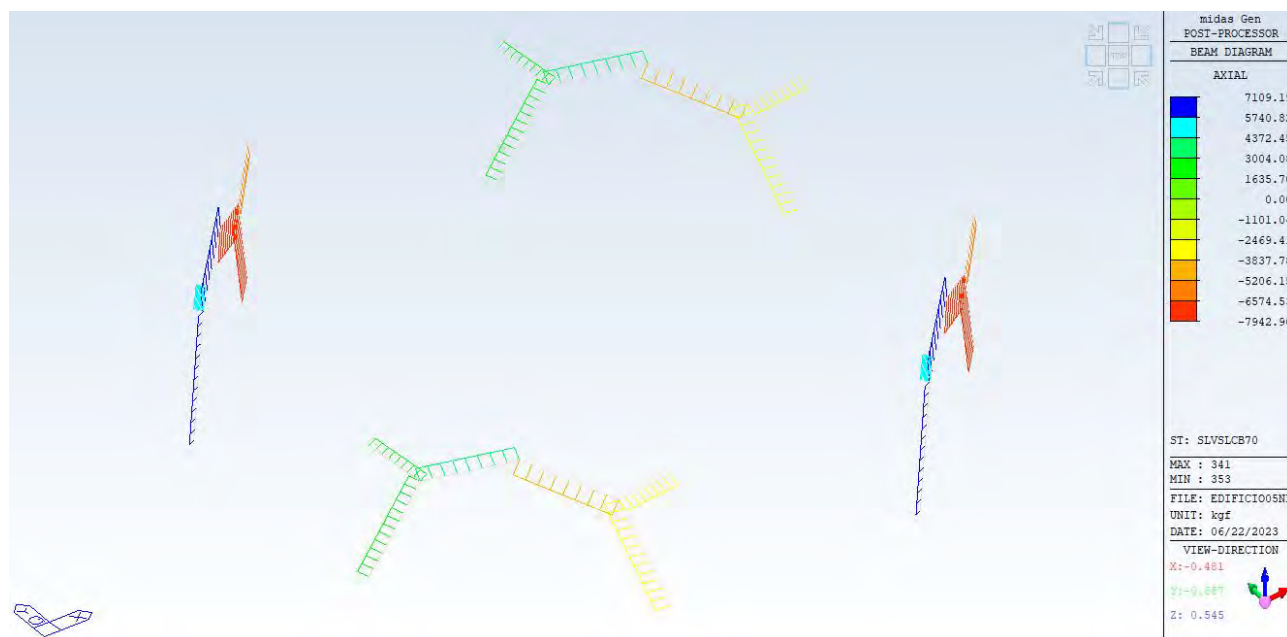


Figura 24: Controventi - Diagramma N max SLUSLCB70 (Sisma dominante)

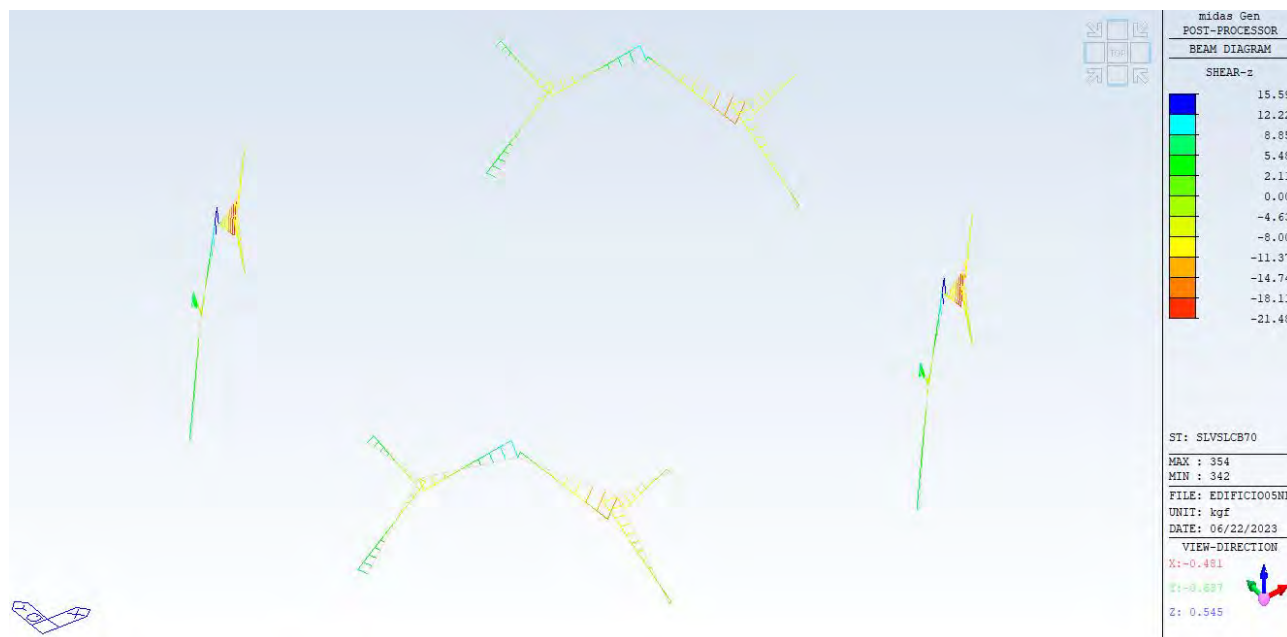


Figura 25: Controventi - Diagramma T max SLUSLCB70 (Sisma dominante)

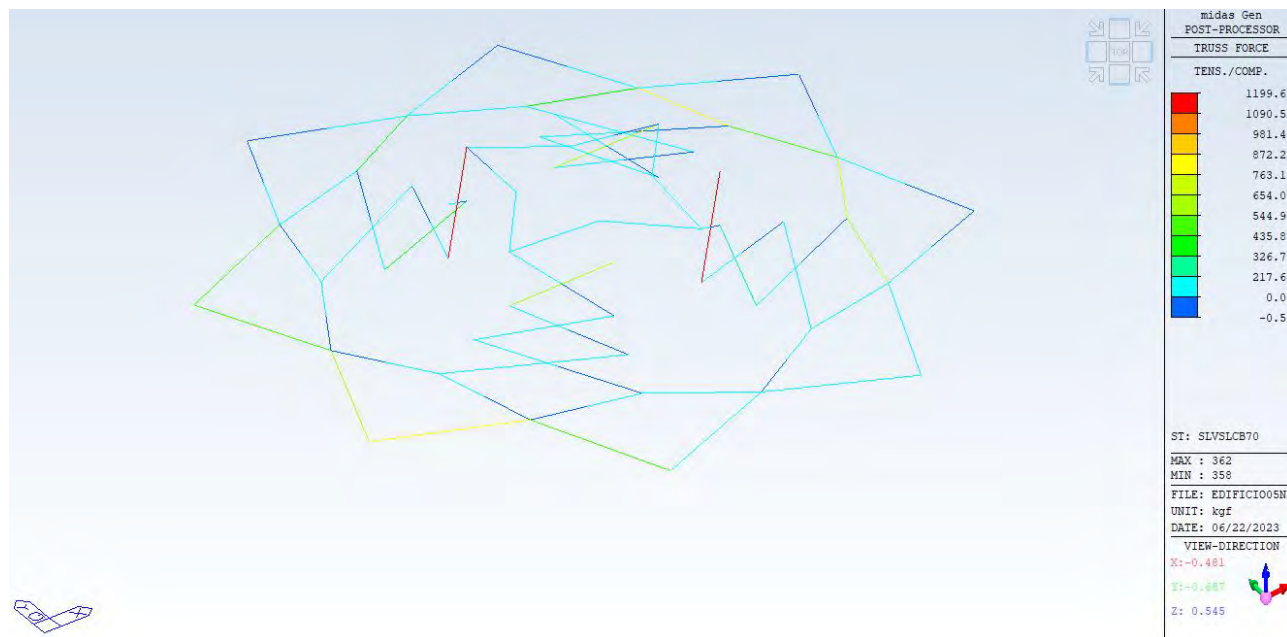


Figura 26: Controventi - Diagramma N max SLUSLCB70 (Sisma dominante)

1.9.2 Deformazioni di progetto SLE

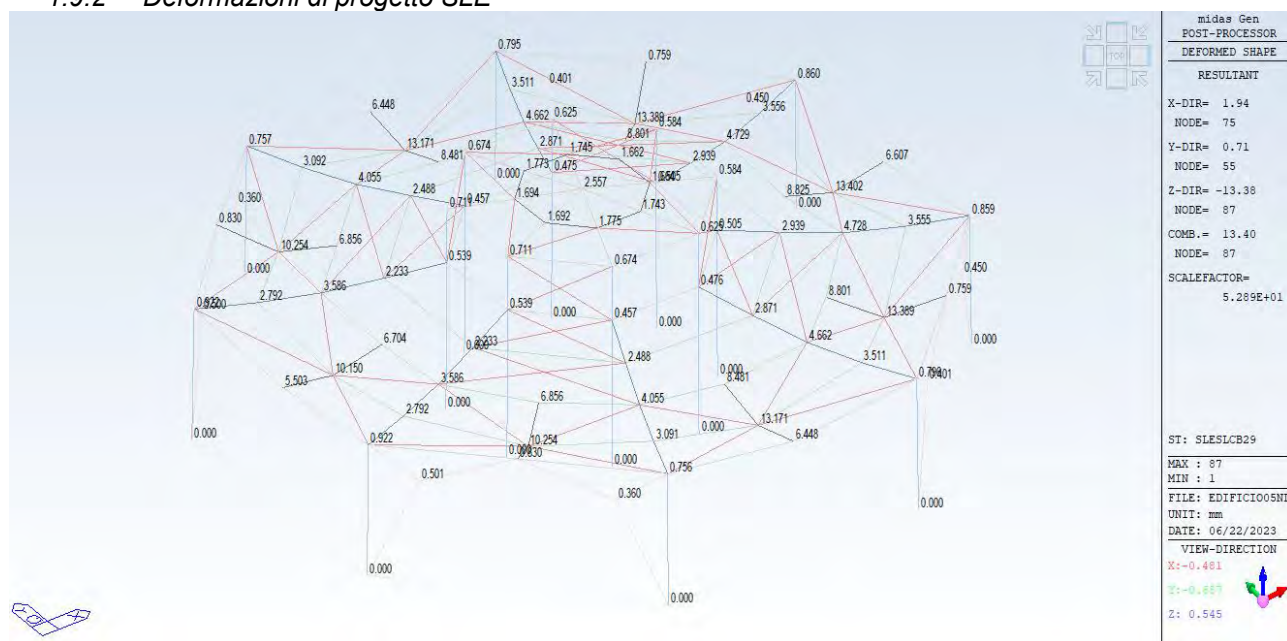


Figura 27: Deformazioni max SLESCLB29

1.9.3 Verifiche elementi

Di seguito vengono presentate le verifiche degli elementi del modello maggiormente sollecitati suddivisi per sezioni.

CH K	MEMB COM	SECT SHR	SEL	Section Material Fy	LCB	Len Lb	Ly Lz	Ky Kz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def
OK	8	1		HEB160 Pil, HEB160	99	3.00000	3.00000	2.100	0.850	-28.242	-11.764	-11.764	-2.3858	-0.7966	-7.4026	-	0.00142
	0.201	0.034		S275 275000		3.00000	3.00000	1.200	0.850	1422.14	0.00000	92.7143	44.1425	658.977	266.736	-	0.01000
OK	93	2		IPE160 Arc, IPE160	65	4.91528	4.91528	2.000	1.000	-10.960	10.5887	10.5887	-0.1061	-0.3372	8.17601	-	-0.0100
	0.598	0.056		S275 275000		2.45764	2.45764	1.000	1.000	153.384	21.2806	32.4238	6.75355	194.155	146.160	-	0.01966
OK	44	3		IPE160 Tr, IPE160	64	1.33971	1.33971	1.000	1.000	-16.843	-3.7019	-3.7019	0.00025	-0.0002	-3.9530	-	0.00011
	0.146	0.027		S275 275000		1.33971	1.33971	1.000	1.000	526.429	0.00000	32.4238	6.75355	194.155	146.160	-	0.00536
OK	355	4		2L60x6	99	2.50799	2.50799	1.000	1.000	-65.270	-0.1463	-0.1463	0.03830	0.01527	-0.1110	-	-
	0.684	0.001		S275 275000		2.50799	2.50799	1.000	1.000	105.544	0.00000	2.85578	4.59911	108.872	108.872	-	-
OK	52	5		HEB160 Tr, HEB160	63	5.01367	5.01367	1.000	1.000	25.6266	-20.306	-20.306	0.00070	0.05612	-21.491	-	-0.0043
	0.237	0.081		S275 275000		1.25342	1.25342	1.000	1.000	1422.14	0.00000	92.7143	44.1425	658.977	266.736	-	0.02005
OK*	361	7		F112	101	2.38654	2.38654	1.000	1.000	11.7626	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-	-
	0.397	0.000		S275 275000		2.38654	2.38654	1.000	1.000	29.6207	0.00000	0.07543	0.07543	0.00000	0.00000	-	-
OK	64	8		HEA160 Tr, HEA160	95	5.87199	5.87199	2.000	1.000	-74.555	-0.5994	-0.5994	-0.3467	-0.1948	-1.3012	-	-0.0062
	0.388	0.021		S275 275000		2.93599	2.93599	1.000	1.000	202.088	0.00000	64.4286	30.4873	465.124	200.203	-	0.02349
OK	113	9		IPE120	63	1.02258	1.02258	1.000	1.000	5.63005	0.39463	0.39463	0.02760	0.09762	1.39604	-	-0.0001
	0.049	0.015		S275 275000		1.02258	1.02258	1.000	1.000	345.714	0.00000	15.9238	3.51534	128.142	95.1902	-	0.00409

1.9.3.1 HEB160 (Colonne)

*. PROJECT :

*. MEMBER NO = 1, ELEMENT TYPE = Beam

*. LOADCOMB NO = 64, MATERIAL NO = 3, SECTION NO = 1

*. UNIT SYSTEM : kgf, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = HEB160 Pil, HEB160

Shape = I - Section. (Rolled)

Depth = 0.160, Top F Width = 0.160, Bot.F Width = 0.160

Web Thick = 0.008, Top F Thick = 0.013, Bot.F Thick = 0.013

Area = 5.43000e-03, Avy = 4.35800e-03, Avz = 1.76400e-03

Ybar = 8.00000e-02, Zbar = 8.00000e-02, Qyb = 2.13545e-02, Qzb = 3.20000e-03

Wely = 3.11000e-04, Welz = 1.11000e-04, Wply = 3.54000e-04, Wplz = 1.68544e-04

Iyy = 2.49000e-05, Izz = 8.89000e-06, Iyz = 0.00000e+00

iy = 6.78000e-02, iz = 4.05000e-02

J = 2.59435e-07, Cwp = 4.79432e-08

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

Ly = 3.00000e+00, Lz = 3.00000e+00, Lb = 3.00000e+00

Ky = 2.10000e+00, Kz = 1.20000e+00

*. MATERIAL PROPERTIES :

Fy = 2.80422e+07, Es = 2.14140e+10, MATERIAL NAME = S275

*. FORCES AND MOMENTS AT (J) POINT :

Axial Force Fxx = -2.55172e+03

Shear Forces Fyy = 7.47631e-01, Fzz = -6.87198e+02

Bending Moments My = 1.57253e+03, Mz = -3.47428e-02

End Moments Myi = -7.55665e+02, Myj = 1.57253e+03 (for Lb)

Myi = -7.55665e+02, Myj = 1.57253e+03 (for Ly)

Mzi = 2.25644e+00, Mzj = -3.47428e-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]

-. $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.92$

-. $b/t = BTR = 4.69$

-. $\sigma_1 = 4912297.884 \text{ kgf/m}^2$.

-. $\sigma_2 = 4912140.706 \text{ kgf/m}^2$.

-. $BTR < 9 \cdot e$ (Class 1 : Plastic).

[[[*]]] 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]

-. $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.92$

-. $b/t = BTR = 4.69$

-. $\sigma_1 = 4912042.792 \text{ kgf/m}^2$.

-. $\sigma_2 = 4911885.614 \text{ kgf/m}^2$.

-. $BTR < 9 \cdot e$ (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]

-. $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.92$

-. $d/t = HTR = 13.00$

-. $\sigma_1 = 3357334.980 \text{ kgf/m}^2$.

-. $\sigma_2 = -2417475.877 \text{ kgf/m}^2$.

-. $\Psi = [2 \cdot (N_{sd}/A) \cdot (1/f_y)] - 1 = -0.966$

-. $\alpha = 0.555 > 0.5$

-. $HTR < 396 \cdot e / (13 \cdot \alpha - 1)$ (Class 1 : Plastic).

[[[*]]] APPLIED FACTORS.

(). Calculate equivalent uniform moment factors (C_{my}, C_{mz}, C_{mLT}).

[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]

-. $C_{my,0} = 0.683$

-. $C_{mz,0} = 0.785$

-. C_{my} (Default or User Defined Value) = 0.850

-. C_{mz} (Default or User Defined Value) = 0.850

-. C_{mLT} (Default or User Defined Value) = 1.000

(). 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 = 92.9 < 200.0 ---> O.K.

(). Calculate axial compressive resistance (Nc_Rd).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.4]

-. Nc_Rd = fy * Area / Gamma_M0 = 145018.21 kgf.

(). Check ratio of axial resistance (N_Ed/Nc_Rd).

N_Ed 2551.72

-. ----- = ----- = 0.018 < 1.000 ---> O.K.

Nc_Rd 145018.21

(). 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) = 86.815

-. Lambda_by = {(Ky*Ly/iy)/Lambda1} * SQRT(Beta_A) = 1.070

-. Ncry = Pi^2*Es*Iyy / (Ky*Ly)^2 = 132591.78 kgf.

-. Lambda_by < 0.2 or N_Ed/Ncry < 0.04 --> No need to check.

-. Lambda_bz = {(Kz*Lz/iz)/Lambda1} * SQRT(Beta_A) = 1.024

-. Ncrz = Pi^2*Es*Izz / (Kz*Lz)^2 = 144975.67 kgf.

-. 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 = 0.0150 m.

-. Avy = Area - hw*tw = 0.0044 m^2.

-. Avz1 = eta*hw*tw = 0.0013 m^2.

-. Avz2 = Area - 2*B*tf + (tw + 2*r)*tf = 0.0018 m^2.

-. Avz = MAX[Avz1, Avz2] = 0.0018 m^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 = 67196.91 kgf.

(). Check ratio of shear resistance (V_Edy/Vpl_Rdy).

(LCB = 69, POS = I)

-. Applied shear force : V_Edy = 92.52 kgf.

V_Edy 92.52

-. ----- = ----- = 0.001 < 1.000 ---> O.K.

Vpl_Rdy 67196.91

(). 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 = 27199.48 kgf.

(). Shear Buckling Check.

[Eurocode3:05 6.2.6]

-. $HTR < 72 \cdot e/Eta$ ---> No need to check!

(). Check ratio of shear resistance (V_{Edz}/V_{pl_Rdz}).

(LCB = 65, POS = I)

-. Applied shear force : $V_{Edz} = 884.21$ kgf.

$V_{Edz} = 884.21$

-. $\frac{V_{Edz}}{V_{pl_Rdz}} = 0.033 < 1.000$ ---> O.K.

$V_{pl_Rdz} = 27199.48$

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

(). Calculate plastic resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. $W_{ply} = 0.0004$ m³.

-. $Mc_{Rdy} = W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 9454.23$ kgf-m.

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edy}/Mc_{Rdy}).

$M_{Edy} = 1572.53$

-. $\frac{M_{Edy}}{Mc_{Rdy}} = 0.166 < 1.000$ ---> O.K.

$Mc_{Rdy} = 9454.23$

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

(). Calculate plastic resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. $W_{plz} = 0.0002$ m³.

-. $Mc_{Rdz} = W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 4501.28$ kgf-m.

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edz}/Mc_{Rdz}).

$M_{Edz} = 0.03$

-. $\frac{M_{Edz}}{Mc_{Rdz}} = 7.718e-06 < 1.000$ ---> O.K.

$Mc_{Rdz} = 4501.28$

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

(). Calculate lateral-torsional buckling resistance (M_{b_Rd}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.3.2]

-. $Por = 0.300$

-. $G_s = Es / [2 \cdot (1 + Por)] = 8.236e+09$ kgf/m².

-. $N_{cr} = \pi^2 \cdot Es \cdot I_{zz} / Lu^2 = 208764.96$ kgf.

-. $\psi = -0.481$

-. $C1 = 2.671$

-. $M_{cr} = C1 \cdot N_{cr} \cdot \sqrt{(C_{wp}/I_{zz}) + (G_s \cdot I_{xx})/N_{cr}} = 69710.37$ kgf-m.

-. $\Lambda_{LT_bar} = \sqrt{W_{ply} \cdot f_y / M_{cr}} = 0.377$

-. $\Lambda_{LT_bar0} = 0.400$

-. $\Lambda_{LT_bar} = 0.377 < \Lambda_{LT_bar0} = 0.400$

-. $M_{Ed}/M_{cr} = 0.023 < \Lambda_{LT_bar0}^2 = 0.160$

If $\Lambda_{LT_bar} < \Lambda_{LT_bar0}$ or $M_{Ed}/M_{cr} < \Lambda_{LT_bar0}^2$,

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 $V_{Edz} / V_{pl_Rdz} < 0.5$

-. $M_{y_Rd} = M_{c_Rdy} = 9454.23 \text{ kgf-m.}$

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

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edy} / V_{pl_Rdy} < 0.5$

-. $M_{z_Rd} = M_{c_Rdz} = 4501.28 \text{ kgf-m.}$

(). Check general interaction ratio.

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

-. $R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y_Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z_Rd}}$
 $= 0.184 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

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

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

-. $n = N_{Ed} / N_{pl_Rd} = 0.018$

-. $a = \text{MIN}[(\text{Area} - 2b \cdot t_f) / \text{Area}, 0.5] = 0.234$

-. $\text{Alpha} = 2.000$

-. $\text{Beta} = \text{MAX}[5 \cdot n, 1.0] = 1.000$

-. $N_{Ed} < 0.25 \cdot N_{pl_Rd} = 36254.55 \text{ kgf.}$

-. $N_{Ed} < 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0} = 14314.87 \text{ kgf.}$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

-. $M_{ny_Rd} = M_{ply_Rd} = 9454.23 \text{ kgf-m.}$

-. $R_{maxy} = M_{Edy} / M_{ny_Rd} = 0.166 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

-. $N_{Ed} < h_w \cdot t_w \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0} = 46523.34 \text{ kgf.}$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

-. $M_{nz_Rd} = M_{plz_Rd} = 4501.28 \text{ kgf-m.}$

-. $R_{maxz} = M_{Edz} / M_{nz_Rd} = 7.718 \cdot 10^{-6} < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

-. $R_{max2} = \left[\frac{|M_{Edy}|^{\text{Alpha}}}{|M_{ny_Rd}|} + \frac{|M_{Edz}|^{\text{Beta}}}{|M_{nz_Rd}|} \right]$
 $= 0.028 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

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

[Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A]

-. $N_{Ed} = -2551.72 \text{ kgf.}$

-. $M_{Edy} = 1572.53 \text{ kgf-m.}$

-. $M_{Edz} = -0.03 \text{ kgf-m.}$

-. $k_{yy} = 0.867$

-. $k_{yz} = 0.631$

-. $k_{zy} = 0.458$

-. $k_{zz} = 0.942$

-. $\chi_{iy} = 1.000$

-. $\chi_{iz} = 1.000$

-. $\chi_{iLT} = 1.000$

-. $N_{Rk} = A \cdot f_y = 152269.12 \text{ kgf.}$

-. $M_{y_Rk} = W_{ply} \cdot f_y = 9926.94 \text{ kgf-m.}$

-. $M_{z_Rk} = W_{plz} \cdot f_y = 4726.34 \text{ kgf-m.}$

-. $N_{Ed} \cdot e_{Ny} = 0.0 \text{ (Not Slender)}$

-. $N_{Ed} \cdot e_{Nz} = 0.0 \text{ (Not Slender)}$

-. $R_{max_LT1} = \frac{N_{Ed}}{\chi_{iy} \cdot N_{Rk} / \text{Gamma}_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{\chi_{iLT} \cdot M_{y_Rk} / \text{Gamma}_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{z_Rk} / \text{Gamma}_{M1}}$
 $= 0.162 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

$$\begin{aligned}
 -. R_{\max_LT2} &= \frac{N_{Ed}}{X_{iz} * N_{Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{zy} * \frac{M_{Edy} + N_{Ed} * e_{Ny}}{X_{iLT} * M_{y_Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{zz} * \frac{M_{Edz} + N_{Ed} * e_{Nz}}{M_{z_Rk} / \Gamma_{M1}} \\
 &= 0.094 < 1.000 \rightarrow O.K.
 \end{aligned}$$

$$-. R_{\max} = \text{MAX} [\text{MAX}(R_{\max1}, R_{\max2}), \text{MAX}(R_{\max_LT1}, R_{\max_LT2})] = 0.184 < 1.000 \rightarrow O.K.$$

[[[*]]] CHECK DEFLECTION.

(). Compute Maximum Deflection.

$$\begin{aligned}
 -. LCB &= 84 \\
 -. DAF &= 1.000 \text{ (Deflection Amplification Factor).} \\
 -. Def &= 0.002 * DAF = 0.002\text{m (Global Y)} \\
 -. Def_Lim &= 0.010\text{m} \\
 Def &< Def_Lim \rightarrow O.K. !
 \end{aligned}$$

1.9.3.2 IPE160 (arcarecci)

*. PROJECT :

*. MEMBER NO = 37, ELEMENT TYPE = Beam
 *. LOADCOMB NO = 65, MATERIAL NO = 3, SECTION NO = 2
 *. UNIT SYSTEM : kgf, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = IPE160 Arc, IPE160

Shape = I - Section. (Rolled)
 Depth = 0.160, Top F Width = 0.082, Bot.F Width = 0.082
 Web Thick = 0.005, Top F Thick = 0.007, Bot.F Thick = 0.007

Area = 2.01000e-03, Avy = 1.28400e-03, Avz = 9.66600e-04
 Ybar = 4.10000e-02, Zbar = 8.00000e-02, Qyb = 1.18951e-02, Qzb = 8.40500e-04
 Wely = 1.09000e-04, Welz = 1.67000e-05, Wply = 1.23800e-04, Wplz = 2.57863e-05
 Iyy = 8.69000e-06, Izz = 6.83000e-07, Iyz = 0.00000e+00
 iy = 6.55979e-02, iz = 1.87451e-02
 J = 2.85106e-08, Cwp = 3.95887e-09

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

Ly = 4.91528e+00, Lz = 2.45764e+00, Lb = 2.45764e+00
 Ky = 2.00000e+00, Kz = 1.00000e+00

*. MATERIAL PROPERTIES :

Fy = 2.80422e+07, Es = 2.14140e+10, MATERIAL NAME = S275

*. FORCES AND MOMENTS AT (1/2) POINT :

Axial Force Fxx = -9.91175e+02
 Shear Forces Fyy = 3.31829e+01, Fzz = 1.05774e+01
 Bending Moments My = 1.07978e+03, Mz = 7.86391e+00
 End Moments Myi = 0.00000e+00, Myj = 1.07978e+03 (for Lb)
 Myi = 0.00000e+00, Myj = 0.00000e+00 (for Ly)
 Mzi = 0.00000e+00, Mzj = 7.86393e+00 (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]

- . $e = \sqrt{235/f_y} = 0.92$
- . $b/t = BTR = 3.99$
- . $\sigma_1 = 9129534.215 \text{ kgf/m}^2$.
- . $\sigma_2 = 8910108.483 \text{ kgf/m}^2$.
- . $BTR < 9 \cdot e$ (Class 1 : Plastic).

[[[*]]] 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]
- . $e = \sqrt{235/f_y} = 0.92$
- . $b/t = BTR = 3.99$
- . $\sigma_1 = 9520037.635 \text{ kgf/m}^2$.
- . $\sigma_2 = 9300611.903 \text{ kgf/m}^2$.
- . $BTR < 9 \cdot e$ (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]
- . $e = \sqrt{235/f_y} = 0.92$
- . $d/t = HTR = 25.44$
- . $\sigma_1 = 7427073.092 \text{ kgf/m}^2$.
- . $\sigma_2 = -6440829.089 \text{ kgf/m}^2$.
- . $\Psi = [2 \cdot (N_{sd}/A) \cdot (1/f_y)] - 1 = -0.965$
- . $\alpha = 0.528 > 0.5$
- . $HTR < 396 \cdot e / (13 \cdot \alpha - 1)$ (Class 1 : Plastic).

[[[*]]] APPLIED FACTORS.

- (). Calculate equivalent uniform moment factors (C_{my}, C_{mz}, C_{mLT}).
[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]
- . $C_{my,0} = 1.002$
- . $C_{mz,0} = 0.959$
- . C_{my} (Default or User Defined Value) = 1.000
- . C_{mz} (Default or User Defined Value) = 1.000
- . C_{mLT} (Default or User Defined Value) = 1.000
- (). Partial Factors (γ_{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).

$$Kl/i = 149.9 < 200.0 \rightarrow \text{O.K.}$$

(). Calculate axial compressive resistance ($N_{c,Rd}$).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.4]

$$N_{c,Rd} = f_y \cdot A_{eff} / \gamma_{M0} = 53680.77 \text{ kgf.}$$

(). Check ratio of axial resistance ($N_{Ed}/N_{c,Rd}$).

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{991.18}{53680.77} = 0.018 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

(). Calculate buckling resistance of compression member ($N_{b,Rdy}$, $N_{b,Rdz}$).

[Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2]

$$\beta_A = A_{eff} / A = 1.000$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{E_s / f_y} = 86.815$$

$$\lambda_{by} = \{ (K_y \cdot L_y / i_y) / \lambda_1 \} \cdot \sqrt{\beta_A} = 1.726$$

$$N_{cry} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{yy} / (K_y \cdot L_y)^2 = 19004.74 \text{ kgf.}$$

$$\lambda_{by} > 0.2 \text{ and } N_{Ed} / N_{cry} > 0.04 \rightarrow \text{Need to check.}$$

$$\alpha_{ph} = 0.210$$

$$\phi_{iy} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{ph} \cdot (\lambda_{by} - 0.2) + \lambda_{by}^2] = 2.150$$

$$\chi_{iy} = \min [1 / [\phi_{iy} + \sqrt{\phi_{iy}^2 - \lambda_{by}^2}], 1.0] = 0.291$$

$$N_{b,Rdy} = \chi_{iy} \cdot \beta_A \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 15640.77 \text{ kgf.}$$

$$\lambda_{bz} = \{ (K_z \cdot L_z / i_z) / \lambda_1 \} \cdot \sqrt{\beta_A} = 1.510$$

$$N_{crz} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{zz} / (K_z \cdot L_z)^2 = 23899.17 \text{ kgf.}$$

$$\lambda_{bz} > 0.2 \text{ and } N_{Ed} / N_{crz} > 0.04 \rightarrow \text{Need to check.}$$

$$\alpha_{phz} = 0.340$$

$$\phi_{iz} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{phz} \cdot (\lambda_{bz} - 0.2) + \lambda_{bz}^2] = 1.863$$

$$\chi_{iz} = \min [1 / [\phi_{iz} + \sqrt{\phi_{iz}^2 - \lambda_{bz}^2}], 1.0] = 0.339$$

$$N_{b,Rdz} = \chi_{iz} \cdot \beta_A \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 18171.19 \text{ kgf.}$$

(). Check ratio of buckling resistance ($N_{Ed}/N_{b,Rd}$).

$$N_{b,Rd} = \min [N_{b,Rdy}, N_{b,Rdz}] = 15640.77 \text{ kgf.}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{991.18}{15640.77} = 0.063 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

[[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.

(). Calculate shear area.

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

$$\eta = 1.2 \text{ (} f_y < 460 \text{ MPa.)}$$

$$r = 0.0090 \text{ m.}$$

$$A_{vy} = A - h_w \cdot t_w = 0.0013 \text{ m}^2.$$

$$A_{vz1} = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 0.0009 \text{ m}^2.$$

$$A_{vz2} = A - 2 \cdot B \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 0.0010 \text{ m}^2.$$

$$A_{vz} = \max [A_{vz1}, A_{vz2}] = 0.0010 \text{ m}^2.$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-y direction ($V_{pl,Rdy}$).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$V_{pl,Rdy} = [A_{vy} \cdot f_y / \sqrt{3}] / \gamma_{M0} = 19798.26 \text{ kgf.}$$

(). Check ratio of shear resistance ($V_{Ed}/V_{pl,Rdy}$).

(LCB = 56, POS = 1/2)

-. Applied shear force : $V_{Edy} = 34.37 \text{ kgf.}$

$\frac{V_{Edy}}{V_{pl_Rdy}} = \frac{34.37}{19798.26} = 0.002 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

(). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (V_{pl_Rdz}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

-. $V_{pl_Rdz} = [A_{vz} \cdot f_y / \sqrt{3}] / \gamma_{M0} = 14904.21 \text{ kgf.}$

(). 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} / V_{pl_Rdz}).

(LCB = 65, POS = J)

-. Applied shear force : $V_{Edz} = 833.73 \text{ kgf.}$

$\frac{V_{Edz}}{V_{pl_Rdz}} = \frac{833.73}{14904.21} = 0.056 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

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

(). Calculate plastic resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. $W_{ply} = 0.0001 \text{ m}^3.$

-. $M_{c_Rdy} = W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 3306.31 \text{ kgf-m.}$

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edy} / M_{c_Rdy}).

$M_{Edy} = 1079.78$

$\frac{M_{Edy}}{M_{c_Rdy}} = \frac{1079.78}{3306.31} = 0.327 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

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

(). Calculate plastic resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. $W_{plz} = 2.5786 \times 10^{-5} \text{ m}^3.$

-. $M_{c_Rdz} = W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 688.67 \text{ kgf-m.}$

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edz} / M_{c_Rdz}).

$M_{Edz} = 7.86$

$\frac{M_{Edz}}{M_{c_Rdz}} = \frac{7.86}{688.67} = 0.011 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

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

(). Calculate lateral-torsional buckling resistance (M_{b_Rd}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.3.2]

-. $\rho_{cr} = 0.300$

-. $G_s = E_s / [2 \cdot (1 + \rho_{cr})] = 8.236 \times 10^9 \text{ kgf/m}^2.$

-. $N_{cr} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{zz} / L_u^2 = 23899.17 \text{ kgf.}$

-. $\psi = 0.000$

-. $C_1 = 1.132$

-. $M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr} \cdot \sqrt{[(C_{wp} / I_{zz}) + (G_s \cdot I_{xx}) / N_{cr}]} = 3381.37 \text{ kgf-m.}$

$$-. \lambda_{LT_bar} = \sqrt{W_{ply} \cdot f_y / M_{cr}} = 1.013$$

$$-. \lambda_{LT_bar0} = 0.400$$

$$-. \lambda_{LT_bar} = 1.013 > \lambda_{LT_bar0} = 0.400$$

$$-. M_{Ed}/M_{cr} = 0.319 > \lambda_{LT_bar0}^2 = 0.160$$

If $\lambda_{LT_bar} > \lambda_{LT_bar0}$ and $M_{Ed}/M_{cr} > \lambda_{LT_bar0}^2$,

Allowance for lateral-torsional buckling necessary.

$$-. \alpha_{LT} = 0.210$$

$$-. \phi_{LT} = 0.5 \cdot \{ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT_bar} - 0.2) + \lambda_{LT_bar}^2 \} = 1.099$$

$$-. \chi_{LT} = \min \left[\frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT_bar}^2}}, 1.0 \right] = 0.656$$

$$-. M_{b_Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 2170.02 \text{ kgf-m.}$$

(). Check ratio of lateral-torsional buckling resistance (M_{Edy}/M_{b_Rdy}).

$$M_{Edy} = 1079.78$$

$$-. \frac{M_{Edy}}{M_{b_Rdy}} = \frac{1079.78}{2170.02} = 0.498 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$M_{b_Rdy} = 2170.02$$

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

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

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edz} / V_{pl_Rdz} < 0.5$

$$-. M_{y_Rd} = M_{c_Rdy} = 3306.31 \text{ kgf-m.}$$

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

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edy} / V_{pl_Rdy} < 0.5$

$$-. M_{z_Rd} = M_{c_Rdz} = 688.67 \text{ kgf-m.}$$

(). Check general interaction ratio.

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

$$-. R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y_Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z_Rd}}$$

$$= 0.356 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

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

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

$$-. n = N_{Ed} / N_{pl_Rd} = 0.018$$

$$-. a = \min \left[\frac{A_{area-2b \cdot t_f}}{A_{area}}, 0.5 \right] = 0.396$$

$$-. \alpha = 2.000$$

$$-. \beta = \max [5 \cdot n, 1.0] = 1.000$$

$$-. N_{Ed} < 0.25 \cdot N_{pl_Rd} = 13420.19 \text{ kgf.}$$

$$-. N_{Ed} < 0.5 \cdot h \cdot w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 9694.59 \text{ kgf.}$$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

$$-. M_{ny_Rd} = M_{ply_Rd} = 3306.31 \text{ kgf-m.}$$

$$-. R_{maxy} = M_{Edy} / M_{ny_Rd} = 0.327 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$-. N_{Ed} < h \cdot w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 28695.98 \text{ kgf.}$$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

$$-. M_{nz_Rd} = M_{plz_Rd} = 688.67 \text{ kgf-m.}$$

$$-. R_{maxz} = M_{Edz} / M_{nz_Rd} = 0.011 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$-. R_{max2} = \left[\frac{M_{Edy}}{M_{ny_Rd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{Edz}}{M_{nz_Rd}} \right]^{\beta}$$

$$= 0.118 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

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

[Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A]

-. $N_{Ed} = -991.18 \text{ kgf.}$

-. $M_{Edy} = 1079.78 \text{ kgf-m.}$

-. $M_{Edz} = 7.86 \text{ kgf-m.}$

-. $k_{yy} = 1.028$

-. $k_{yz} = 0.878$

-. $k_{zy} = 0.564$

-. $k_{zz} = 1.102$

-. $X_{iy} = 0.293$

-. $X_{iz} = 0.329$

-. $X_{iLT} = 0.656$

-. $N_{Rk} = A \cdot f_y = 56364.81 \text{ kgf.}$

-. $M_{yRk} = W_{ply} \cdot f_y = 3471.62 \text{ kgf-m.}$

-. $M_{zRk} = W_{plz} \cdot f_y = 723.10 \text{ kgf-m.}$

-. $N_{Ed} \cdot e_{Ny} = 0.0 \text{ (Not Slender)}$

-. $N_{Ed} \cdot e_{Nz} = 0.0 \text{ (Not Slender)}$

-. $R_{max_LT1} = \frac{N_{Ed}}{X_{iy} \cdot N_{Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{X_{iLT} \cdot M_{yRk} / \Gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{zRk} / \Gamma_{M1}}$
 $= 0.584 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

-. $R_{max_LT2} = \frac{N_{Ed}}{X_{iz} \cdot N_{Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{X_{iLT} \cdot M_{yRk} / \Gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{zRk} / \Gamma_{M1}}$
 $= 0.349 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

-. $R_{max} = \text{MAX}[\text{MAX}(R_{max1}, R_{max2}), \text{MAX}(R_{max_LT1}, R_{max_LT2})] = 0.584 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

[[[*]]] CHECK DEFLECTION.

(). Compute Maximum Deflection.

-. $LCB = 79$

-. $DAF = 1.000 \text{ (Deflection Amplification Factor).}$

-. $\text{Position} = 2.458 \text{m From i-end(Node 58).}$

-. $\text{Def} = -0.010 \cdot DAF = -0.010 \text{m (Global Z)}$

-. $\text{Def_Lim} = 0.020 \text{m}$

$\text{Def} < \text{Def_Lim} \text{ ---> O.K !}$

1.9.3.3 IPE160 (Trave cupola)

*. PROJECT :

*. MEMBER NO = 169, ELEMENT TYPE = Beam

*. LOADCOMB NO = 64, MATERIAL NO = 3, SECTION NO = 3

*. UNIT SYSTEM : kgf, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = IPE160 Tr, IPE160

Shape = I - Section. (Rolled)

Depth = 0.160, Top F Width = 0.082, Bot.F Width = 0.082

Web Thick = 0.005, Top F Thick = 0.007, Bot.F Thick = 0.007

Area = 2.01000e-03, $A_{vy} = 1.28400e-03$, $A_{vz} = 9.66600e-04$

$\bar{Y}_{bar} = 4.10000e-02$, $\bar{Z}_{bar} = 8.00000e-02$, $Q_{yb} = 1.18951e-02$, $Q_{zb} = 8.40500e-04$

$W_{ely} = 1.09000e-04$, $W_{elz} = 1.67000e-05$, $W_{ply} = 1.23800e-04$, $W_{plz} = 2.57863e-05$

$I_{yy} = 8.69000e-06$, $I_{zz} = 6.83000e-07$, $I_{yz} = 0.00000e+00$

$i_y = 6.55979e-02$, $i_z = 1.87451e-02$

$J = 2.85106e-08$, $C_{wp} = 3.95887e-09$

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

$L_y = 1.33971e+00$, $L_z = 1.33971e+00$, $L_b = 1.33971e+00$

$K_y = 1.00000e+00$, $K_z = 1.00000e+00$

*. MATERIAL PROPERTIES :

$F_y = 2.80422e+07$, $E_s = 2.14140e+10$, MATERIAL NAME = S275

*. FORCES AND MOMENTS AT (I) POINT :

Axial Force $F_{xx} = -2.03492e+03$

Shear Forces $F_{yy} = 2.01026e-02$, $F_{zz} = -4.06234e+02$

Bending Moments $M_y = -3.90711e+02$, $M_z = -3.20087e-02$

End Moments $M_{yi} = -3.90711e+02$, $M_{yj} = 9.48453e+01$ (for Lb)

$M_{yi} = -3.90711e+02$, $M_{yj} = 9.48453e+01$ (for Ly)

$M_{zi} = -3.20087e-02$, $M_{zj} = -5.46957e-02$ (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.

[[[*]]] 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]

-. $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.92$

-. $b/t = \text{BTR} = 3.99$

-. $\sigma_1 = 4169625.129 \text{ kgf/m}^2$.

-. $\sigma_2 = 4168731.994 \text{ kgf/m}^2$.

-. $\text{BTR} < 9 \cdot e$ (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]

-. $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.92$

-. $b/t = \text{BTR} = 3.99$

-. $\sigma_1 = 4168035.652 \text{ kgf/m}^2$.

-. $\sigma_2 = 4167142.517 \text{ kgf/m}^2$.

-. $\text{BTR} < 9 \cdot e$ (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]

-. $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.92$

-. $d/t = \text{HTR} = 25.44$

- . $\sigma_1 = 3521406.639 \text{ kgf/m}^2$.
- . $\sigma_2 = -1496611.520 \text{ kgf/m}^2$.
- . $\Psi = [2 \cdot (N_{sd}/A) \cdot (1/f_y)] - 1 = -0.928$
- . $\alpha = 0.557 > 0.5$
- . $HTR < 396 \cdot e / (13 \cdot \alpha - 1)$ (Class 1 : Plastic).

[[[*]]] APPLIED FACTORS.

- (). Calculate equivalent uniform moment factors (C_{my}, C_{mz}, C_{mLT}).

[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]

- . $C_{my,0} = 0.999$
- . $C_{mz,0} = 0.975$
- . C_{my} (Default or User Defined Value) = 1.000
- . C_{mz} (Default or User Defined Value) = 1.000
- . C_{mLT} (Default or User Defined Value) = 1.000

- (). Partial Factors (γ_{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).

- . $Kl/i = 71.5 < 200.0 \rightarrow$ O.K.

- (). Calculate axial compressive resistance ($N_{c,Rd}$).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.4]

- . $N_{c,Rd} = f_y \cdot \text{Area} / \gamma_{M0} = 53680.77 \text{ kgf}$.

- (). Check ratio of axial resistance ($N_{Ed}/N_{c,Rd}$).

- $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{2034.92}{53680.77} = 0.038 < 1.000 \rightarrow$ O.K.

- (). Calculate buckling resistance of compression member ($N_{b,Rdy}, N_{b,Rdz}$).

[Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2]

- . $\beta_A = A_{eff} / \text{Area} = 1.000$
- . $\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{E_s / f_y} = 86.815$
- . $\lambda_{by} = \{ (K_y \cdot L_y / i_y) / \lambda_1 \} \cdot \sqrt{\beta_A} = 0.235$
- . $N_{cry} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{yy} / (K_y \cdot L_y)^2 = 1023279.21 \text{ kgf}$.
- . $\lambda_{by} < 0.2$ or $N_{Ed} / N_{cry} < 0.04 \rightarrow$ No need to check.
- . $\lambda_{bz} = \{ (K_z \cdot L_z / i_z) / \lambda_1 \} \cdot \sqrt{\beta_A} = 0.823$
- . $N_{crz} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{zz} / (K_z \cdot L_z)^2 = 80425.74 \text{ kgf}$.
- . $\lambda_{bz} < 0.2$ or $N_{Ed} / N_{crz} < 0.04 \rightarrow$ No need to check.

[[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.

- (). Calculate shear area.

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

- . $\eta = 1.2$ ($F_y < 460 \text{ MPa}$)
- . $r = 0.0090 \text{ m}$.
- . $A_{vy} = \text{Area} - h_w \cdot t_w = 0.0013 \text{ m}^2$.
- . $A_{vz1} = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 0.0009 \text{ m}^2$.

$$-. Avz2 = Area - 2*B*tf + (tw + 2*r)*tf = 0.0010 \text{ m}^2.$$

$$-. Avz = \text{MAX}[Avz1, Avz2] = 0.0010 \text{ m}^2.$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (Vpl_Rdy).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$-. Vpl_Rdy = [Avy*fy/\text{SQRT}(3)] / \text{Gamma_M0} = 19798.26 \text{ kgf.}$$

(). Check ratio of shear resistance (V_Edy/Vpl_Rdy).

(LCB = 98, POS = J)

$$-. \text{Applied shear force : } V_Edy = 1.06 \text{ kgf.}$$

$$V_Edy = 1.06$$

$$-. \frac{V_Edy}{Vpl_Rdy} = \frac{1.06}{19798.26} = 5.353e-05 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$Vpl_Rdy = 19798.26$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (Vpl_Rdz).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$-. Vpl_Rdz = [Avz*fy/\text{SQRT}(3)] / \text{Gamma_M0} = 14904.21 \text{ kgf.}$$

(). Shear Buckling Check.

[Eurocode3:05 6.2.6]

$$-. HTR < 72*e/Eta \text{ ---> No need to check!}$$

(). Check ratio of shear resistance (V_Edz/Vpl_Rdz).

(LCB = 64, POS = I)

$$-. \text{Applied shear force : } V_Edz = 406.23 \text{ kgf.}$$

$$V_Edz = 406.23$$

$$-. \frac{V_Edz}{Vpl_Rdz} = \frac{406.23}{14904.21} = 0.027 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$Vpl_Rdz = 14904.21$$

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

(). Calculate plastic resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

$$-. Wply = 0.0001 \text{ m}^3.$$

$$-. Mc_Rdy = Wply * fy / \text{Gamma_M0} = 3306.31 \text{ kgf-m.}$$

(). Check ratio of moment resistance (M_Edy/Mc_Rdy).

$$M_Edy = 390.71$$

$$-. \frac{M_Edy}{Mc_Rdy} = \frac{390.71}{3306.31} = 0.118 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$Mc_Rdy = 3306.31$$

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

(). Calculate plastic resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

$$-. Wplz = 2.5786e-05 \text{ m}^3.$$

$$-. Mc_Rdz = Wplz * fy / \text{Gamma_M0} = 688.67 \text{ kgf-m.}$$

(). Check ratio of moment resistance (M_Edz/Mc_Rdz).

$$M_Edz = 0.03$$

$$-. \frac{M_Edz}{Mc_Rdz} = \frac{0.03}{688.67} = 4.648e-05 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$Mc_Rdz = 688.67$$

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

(). Calculate lateral-torsional buckling resistance (M_{b_Rd}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.3.2]

-. $P_{or} = 0.300$

-. $G_s = E_s / [2 * (1 + P_{or})] = 8.236e+09 \text{ kgf/m}^2$.

-. $N_{cr} = \pi^2 * E_s * I_{zz} / L_u^2 = 80425.74 \text{ kgf}$.

-. $\psi_i = 0.000$

-. $C_1 = 1.285$

-. $M_{cr} = C_1 * N_{cr} * \text{SQRT} [(C_{wp}/I_{zz}) + (G_s * I_{xx})/N_{cr}] = 9648.42 \text{ kgf-m}$.

-. $\lambda_{LT_bar} = \text{SQRT} [W_{ply} * f_y / M_{cr}] = 0.600$

-. $\lambda_{LT_bar0} = 0.400$

-. $\lambda_{LT_bar} = 0.600 > \lambda_{LT_bar0} = 0.400$

-. $M_{Ed}/M_{cr} = 0.040 < \lambda_{LT_bar0}^2 = 0.160$

If $\lambda_{LT_bar} < \lambda_{LT_bar0}$ or $M_{Ed}/M_{cr} < \lambda_{LT_bar0}^2$,

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 $V_{Edz} / V_{pl_Rdz} < 0.5$

-. $M_{y_Rd} = M_{cr_Rdy} = 3306.31 \text{ kgf-m}$.

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

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edy} / V_{pl_Rdy} < 0.5$

-. $M_{z_Rd} = M_{cr_Rdz} = 688.67 \text{ kgf-m}$.

(). Check general interaction ratio.

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

-. $R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y_Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z_Rd}}$

= $0.156 < 1.000$ ---> O.K.

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

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

-. $n = N_{Ed} / N_{pl_Rd} = 0.038$

-. $a = \text{MIN} [(Area - 2b * t_f) / Area, 0.5] = 0.396$

-. $\alpha = 2.000$

-. $\beta = \text{MAX} [5 * n, 1.0] = 1.000$

-. $N_{Ed} < 0.25 * N_{pl_Rd} = 13420.19 \text{ kgf}$.

-. $N_{Ed} < 0.5 * h_w * t_w * f_y / \gamma_{M0} = 9694.59 \text{ kgf}$.

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

-. $M_{ny_Rd} = M_{ply_Rd} = 3306.31 \text{ kgf-m}$.

-. $R_{maxy} = M_{Edy} / M_{ny_Rd} = 0.118 < 1.000$ ---> O.K.

-. $N_{Ed} < h_w * t_w * f_y / \gamma_{M0} = 28695.98 \text{ kgf}$.

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

-. $M_{nz_Rd} = M_{plz_Rd} = 688.67 \text{ kgf-m}$.

-. $R_{maxz} = M_{Edz} / M_{nz_Rd} = 4.648e-05 < 1.000$ ---> O.K.

-. $R_{max2} = [| M_{Edy} |^{\alpha} + | M_{Edz} |^{\beta}] / [| M_{ny_Rd} |^{\alpha} + | M_{nz_Rd} |^{\beta}]$

$$= 0.014 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

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

[Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A]

$$-. N_{Ed} = -2034.92 \text{ kgf.}$$

$$-. M_{Edy} = -390.71 \text{ kgf-m.}$$

$$-. M_{Edz} = -0.03 \text{ kgf-m.}$$

$$-. k_{yy} = 1.003$$

$$-. k_{yz} = 0.734$$

$$-. k_{zy} = 0.532$$

$$-. k_{zz} = 1.151$$

$$-. X_{iy} = 1.000$$

$$-. X_{iz} = 1.000$$

$$-. X_{iLT} = 1.000$$

$$-. N_{Rk} = A \cdot f_y = 56364.81 \text{ kgf.}$$

$$-. M_{yRk} = W_{ply} \cdot f_y = 3471.62 \text{ kgf-m.}$$

$$-. M_{zRk} = W_{plz} \cdot f_y = 723.10 \text{ kgf-m.}$$

$$-. N_{Ed} \cdot e_{Ny} = 0.0 \text{ (Not Slender)}$$

$$-. N_{Ed} \cdot e_{Nz} = 0.0 \text{ (Not Slender)}$$

$$-. R_{max_LT1} = \frac{N_{Ed}}{X_{iy} \cdot N_{Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{X_{iLT} \cdot M_{yRk} / \Gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{zRk} / \Gamma_{M1}}$$

$$= 0.156 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$-. R_{max_LT2} = \frac{N_{Ed}}{X_{iz} \cdot N_{Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{X_{iLT} \cdot M_{yRk} / \Gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{zRk} / \Gamma_{M1}}$$

$$= 0.101 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$-. R_{max} = \text{MAX}[\text{MAX}(R_{max1}, R_{max2}), \text{MAX}(R_{max_LT1}, R_{max_LT2})] = 0.156 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

[[[*]]] CHECK DEFLECTION.

(). Compute Maximum Deflection.

$$-. LCB = 80$$

$$-. DAF = 1.000 \text{ (Deflection Amplification Factor).}$$

$$-. \text{Position} = 0.521 \text{m From i-end(Node 33).}$$

$$-. \text{Def} = 1.140 \text{e-}04 \cdot DAF = 1.140 \text{e-}04 \text{m (Global Z)}$$

$$-. \text{Def_Lim} = 0.005 \text{m}$$

$$\text{Def} < \text{Def_Lim} \rightarrow \text{O.K. !}$$

1.9.3.4 HEB160 (Trave principale)

*. PROJECT :

*. MEMBER NO = 50, ELEMENT TYPE = Beam

*. LOADCOMB NO = 64, MATERIAL NO = 3, SECTION NO = 5

*. UNIT SYSTEM : kgf, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = HEB160 Tr, HEB160

Shape = I - Section. (Rolled)

Depth = 0.160, Top F Width = 0.160, Bot.F Width = 0.160

Web Thick = 0.008, Top F Thick = 0.013, Bot.F Thick = 0.013

Area = 5.43000e-03, Avy = 4.35800e-03, Avz = 1.76400e-03

Ybar = 8.00000e-02, Zbar = 8.00000e-02, Qyb = 2.13545e-02, Qzb = 3.20000e-03

Wely = 3.11000e-04, Welz = 1.11000e-04, Wply = 3.54000e-04, Wplz = 1.68544e-04

Iyy = 2.49000e-05, Izz = 8.89000e-06, Iyz = 0.00000e+00

iy = 6.78000e-02, iz = 4.05000e-02

J = 2.59435e-07, Cwp = 4.79432e-08

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

$L_y = 5.01367e+00$, $L_z = 1.25342e+00$, $L_b = 1.25342e+00$
 $K_y = 1.00000e+00$, $K_z = 1.00000e+00$

* MATERIAL PROPERTIES :

$F_y = 2.80422e+07$, $E_s = 2.14140e+10$, MATERIAL NAME = S275

* FORCES AND MOMENTS AT (J) POINT :

Axial Force $F_{xx} = 1.39459e+02$

Shear Forces $F_{yy} = 5.30680e+00$, $F_{zz} = 2.13041e+03$

Bending Moments $M_y = -2.10380e+03$, $M_z = -6.99913e-02$

End Moments $M_{yi} = 4.57035e+02$, $M_{yj} = -2.10380e+03$ (for L_b)

$M_{yi} = -1.43893e+03$, $M_{yj} = -2.10380e+03$ (for L_y)

$M_{zi} = 6.58247e+00$, $M_{zj} = -6.99913e-02$ (for L_z)

* 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.

[[[*]]] 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]

-. $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.92$

-. $b/t = BTR = 4.69$

-. $\sigma_1 = 5917679.439 \text{ kgf/m}^2$.

-. $\sigma_2 = 5917362.796 \text{ kgf/m}^2$.

-. $BTR < 9 \cdot e$ (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]

-. $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.92$

-. $b/t = BTR = 4.69$

-. $\sigma_1 = 5917165.542 \text{ kgf/m}^2$.

-. $\sigma_2 = 5916848.899 \text{ kgf/m}^2$.

-. $BTR < 9 \cdot e$ (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]

- . $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.92$
- . $d/t = \text{HTR} = 13.00$
- . $\sigma_1 = 3837232.641 \text{ kgf/m}^2$.
- . $\sigma_2 = -3888598.750 \text{ kgf/m}^2$.
- . $\Psi = [2 \cdot (N_{sd}/A) \cdot (1/f_y)] - 1 = -1.002$
- . $\alpha = 0.503 > 0.5$
- . $\text{HTR} < 396 \cdot c / (13 \cdot \alpha - 1)$ (Class 1 : Plastic).

[[[*]]] APPLIED FACTORS.

- (). Calculate equivalent uniform moment factors (C_{my}, C_{mz}, C_{mLT}).

[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]

- . $C_{my,0} = 1.000$
- . $C_{mz,0} = 0.788$
- . C_{my} (Default or User Defined Value) = 1.000
- . C_{mz} (Default or User Defined Value) = 1.000
- . C_{mLT} (Default or User Defined Value) = 1.000

- (). Partial Factors (Γ_{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 tension member (l/i).

- . $l/i = 73.9 < 300.0 \rightarrow \text{O.K.}$

- (). Calculate parameters for combined resistance.

- . $\lambda_1 = \pi \cdot \text{SQRT}(E_s/f_y) = 86.815$
- . $\lambda_{bz} = (K_L z / i_z) / \lambda_1 = 0.356$

- (). Calculate axial tensile resistance ($N_{t,Rd}$).

[Eurocode3:05 6.2.3]

- . $N_{t,Rd} = f_y \cdot \text{Area} / \Gamma_{M0} = 145018.21 \text{ kgf.}$

- (). Check ratio of axial resistance ($N_{Ed}/N_{t,Rd}$).

- . $\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{139.46}{145018.21} = 9.617e-04 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

[[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.

- (). Calculate shear area.

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

- . $\eta = 1.2$ ($F_y < 460 \text{ MPa.}$)
- . $r = 0.0150 \text{ m.}$
- . $A_{vy} = \text{Area} - h_w \cdot t_w = 0.0044 \text{ m}^2$.
- . $A_{vz1} = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 0.0013 \text{ m}^2$.
- . $A_{vz2} = \text{Area} - 2 \cdot B \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 0.0018 \text{ m}^2$.
- . $A_{vz} = \text{MAX}[A_{vz1}, A_{vz2}] = 0.0018 \text{ m}^2$.

- (). Calculate plastic shear resistance in local-y direction ($V_{pl,Rdy}$).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

- . $V_{pl,Rdy} = [A_{vy} \cdot f_y / \text{SQRT}(3)] / \Gamma_{M0} = 67196.91 \text{ kgf.}$

(). Check ratio of shear resistance (V_{Edy}/V_{pl_Rdy}).

(LCB = 100, POS = I)

-. Applied shear force : $V_{Edy} = 38.23$ kgf.

$\frac{V_{Edy}}{V_{pl_Rdy}} = \frac{38.23}{67196.91} = 5.689e-04 < 1.000 \rightarrow$ O.K.

(). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (V_{pl_Rdz}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

-. $V_{pl_Rdz} = [A_{vz} \cdot f_y / \sqrt{3}] / \Gamma_{M0} = 27199.48$ kgf.

(). Shear Buckling Check.

[Eurocode3:05 6.2.6]

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

(). Check ratio of shear resistance (V_{Edz}/V_{pl_Rdz}).

(LCB = 65, POS = I)

-. Applied shear force : $V_{Edz} = 2212.48$ kgf.

$\frac{V_{Edz}}{V_{pl_Rdz}} = \frac{2212.48}{27199.48} = 0.081 < 1.000 \rightarrow$ O.K.

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

(). Calculate plastic resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. $W_{ply} = 0.0004$ m³.

-. $M_{c_Rdy} = W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 9454.23$ kgf-m.

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edy}/M_{c_Rdy}).

$\frac{M_{Edy}}{M_{c_Rdy}} = \frac{2103.80}{9454.23} = 0.223 < 1.000 \rightarrow$ O.K.

$\frac{M_{Edy}}{M_{c_Rdy}} = 0.223 < 1.000 \rightarrow$ O.K.

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

(). Calculate plastic resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. $W_{plz} = 0.0002$ m³.

-. $M_{c_Rdz} = W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 4501.28$ kgf-m.

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edz}/M_{c_Rdz}).

$\frac{M_{Edz}}{M_{c_Rdz}} = \frac{0.07}{4501.28} = 1.555e-05 < 1.000 \rightarrow$ O.K.

$\frac{M_{Edz}}{M_{c_Rdz}} = 1.555e-05 < 1.000 \rightarrow$ O.K.

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

(). Calculate lateral-torsional buckling resistance (M_{b_Rd}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.3.2]

-. $\rho_{or} = 0.300$

-. $G_s = E_s / [2 \cdot (1 + \rho_{or})] = 8.236e+09$ kgf/m².

-. $N_{cr} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{zz} / L_u^2 = 1195937.24$ kgf.

-. $\psi = 0.000$

-. $C_1 = 1.285$

$$-. M_{cr} = C_1 * N_{cr} * \sqrt{(C_{wp}/I_{zz}) + (G_s * I_{xx})/N_{cr}} = 130215.22 \text{ kgf-m.}$$

$$-. \lambda_{LT_bar} = \sqrt{W_{ply} * f_y / M_{cr}} = 0.276$$

$$-. \lambda_{LT_bar0} = 0.400$$

$$-. \lambda_{LT_bar} = 0.276 < \lambda_{LT_bar0} = 0.400$$

$$-. M_{Ed}/M_{cr} = 0.016 < \lambda_{LT_bar0}^2 = 0.160$$

$$\text{If } \lambda_{LT_bar} < \lambda_{LT_bar0} \text{ or } M_{Ed}/M_{cr} < \lambda_{LT_bar0}^2,$$

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 $V_{Edz} / V_{pl_Rdz} < 0.5$

$$-. M_{y_Rd} = M_{cr_Rdy} = 9454.23 \text{ kgf-m.}$$

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

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edy} / V_{pl_Rdy} < 0.5$

$$-. M_{z_Rd} = M_{cr_Rdz} = 4501.28 \text{ kgf-m.}$$

(). Check general interaction ratio.

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

$$-. R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y_Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z_Rd}}$$

$$= 0.224 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

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

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

$$-. n = N_{Ed} / N_{pl_Rd} = 9.617e-04$$

$$-. a = \min[(Area - 2b * t_f) / Area, 0.5] = 0.234$$

$$-. \alpha = 2.000$$

$$-. \beta = \max[5 * n, 1.0] = 1.000$$

$$-. N_{Ed} < 0.25 * N_{pl_Rd} = 36254.55 \text{ kgf.}$$

$$-. N_{Ed} < 0.5 * h_w * t_w * f_y / \gamma_{M0} = 14314.87 \text{ kgf.}$$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

$$-. M_{ny_Rd} = M_{ply_Rd} = 9454.23 \text{ kgf-m.}$$

$$-. R_{maxy} = M_{Edy} / M_{ny_Rd} = 0.223 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$-. N_{Ed} < h_w * t_w * f_y / \gamma_{M0} = 46523.34 \text{ kgf.}$$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

$$-. M_{nz_Rd} = M_{plz_Rd} = 4501.28 \text{ kgf-m.}$$

$$-. R_{maxz} = M_{Edz} / M_{nz_Rd} = 1.555e-05 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$-. R_{max2} = \left[\frac{M_{Edy}}{M_{ny_Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{Edz}}{M_{nz_Rd}} \right]^\beta$$

$$= 0.050 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$-. R_{max} = \max[R_{max1}, R_{max2}] = 0.224 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

[[[*]]] CHECK DEFLECTION.

(). Compute Maximum Deflection.

- . LCB = 79
- . DAF = 1.000 (Deflection Amplification Factor).
- . Position = 2.368m From i-end(Node 12).
- . Def = -0.004 * DAF = -0.004m (Global Z)
- . Def_Lim = 0.020m
- Def < Def_Lim ---> O.K !

1.9.3.5 HEA160 (trave di bordo)

*. PROJECT :

- *. MEMBER NO = 64, ELEMENT TYPE = Beam
- *. LOADCOMB NO = 95, MATERIAL NO = 3, SECTION NO = 8
- *. UNIT SYSTEM : kgf, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = HEA160 Tr, HEA160

Shape = I - Section. (Rolled)

Depth = 0.152, Top F Width = 0.160, Bot.F Width = 0.160

Web Thick = 0.006, Top F Thick = 0.009, Bot.F Thick = 0.009

Area = 3.88000e-03, Avy = 3.07600e-03, Avz = 1.32400e-03

Ybar = 8.00000e-02, Zbar = 7.60000e-02, Qyb = 1.94045e-02, Qzb = 3.20000e-03

Wely = 2.20000e-04, Welz = 7.69000e-05, Wply = 2.46000e-04, Wplz = 1.16406e-04

Iyy = 1.67000e-05, Izz = 6.16000e-06, Iyz = 0.00000e+00

iy = 6.57000e-02, iz = 3.98000e-02

J = 8.80560e-08, Cwp = 3.14097e-08

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

Ly = 5.87199e+00, Lz = 2.93599e+00, Lb = 2.93599e+00

Ky = 2.00000e+00, Kz = 1.00000e+00

*. MATERIAL PROPERTIES :

Fy = 2.80422e+07, Es = 2.14140e+10, MATERIAL NAME = S275

*. FORCES AND MOMENTS AT (1/2) POINT :

Axial Force Fxx = -4.33142e+03

Shear Forces Fyy = -1.50624e+01, Fzz = -1.29426e+02

Bending Moments My = -5.15581e+01, Mz = -2.12565e+01

End Moments Myi = -5.15581e+01, Myj = 0.00000e+00 (for Lb)

Myi = 0.00000e+00, Myj = 0.00000e+00 (for Ly)

Mzi = -2.12565e+01, Mzj = 0.00000e+00 (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) = 0.92

-. b/t = BTR = 6.89

-. sigma1 = 1089364.750 kgf/m^2.

-. sigma2 = 947844.962 kgf/m^2.

-. BTR < 9*e (Class 1 : Plastic).

[[[*]]] 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]

-. $e = \sqrt{235/f_y} = 0.92$

-. $b/t = BTR = 6.89$

-. $\sigma_1 = 865672.182 \text{ kgf/m}^2$.

-. $\sigma_2 = 724152.395 \text{ kgf/m}^2$.

-. $BTR < 9 \cdot e$ (Class 1 : Plastic).

[[[*]]] 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]

-. $e = \sqrt{235/f_y} = 0.92$

-. $b/t = BTR = 6.89$

-. $\sigma_1 = 1508536.442 \text{ kgf/m}^2$.

-. $\sigma_2 = 1367016.655 \text{ kgf/m}^2$.

-. $BTR < 9 \cdot e$ (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]

-. $e = \sqrt{235/f_y} = 0.92$

-. $b/t = BTR = 6.89$

-. $\sigma_1 = 1284843.875 \text{ kgf/m}^2$.

-. $\sigma_2 = 1143324.087 \text{ kgf/m}^2$.

-. $BTR < 9 \cdot e$ (Class 1 : Plastic).

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

(). Determine classification of compression Internal Parts.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5]

-. $e = \sqrt{235/f_y} = 0.92$

-. $d/t = HTR = 17.33$

-. $\sigma_1 = 1259745.261 \text{ kgf/m}^2$.

-. $\sigma_2 = 972943.576 \text{ kgf/m}^2$.

-. $HTR < 33 \cdot e$ (Class 1 : Plastic).

[[[*]]] APPLIED FACTORS.

(). Calculate equivalent uniform moment factors (C_{my}, C_{mz}, C_{mLT}).

[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]

-. $C_{my,0} = 1.005$

-. $C_{mz,0} = 0.971$

-. C_{my} (Default or User Defined Value) = 1.000

-. C_{mz} (Default or User Defined Value) = 1.000

-. C_{mLT} (Default or User Defined Value) = 1.000

(). Partial Factors (γ_{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).
 -. $Kl/i = 178.8 < 200.0 \rightarrow$ O.K.
- (). Calculate axial compressive resistance ($N_{c,Rd}$).
 [Eurocode3:05 6.1, 6.2.4]
 -. $N_{c,Rd} = f_y \cdot A_{eff} / \Gamma_{M0} = 103622.59 \text{ kgf.}$
- (). Check ratio of axial resistance ($N_{Ed}/N_{c,Rd}$).

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{4331.42}{103622.59} = 0.042 < 1.000 \rightarrow$$
 O.K.
- (). Calculate buckling resistance of compression member ($N_{b,Rdy}$, $N_{b,Rdz}$).
 [Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2]
 -. $\beta_A = A_{eff} / A_{gross} = 1.000$
 -. $\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{E_s / f_y} = 86.815$
 -. $\lambda_{by} = \{ (K_y \cdot L_y / i_y) / \lambda_1 \} \cdot \sqrt{\beta_A} = 2.059$
 -. $N_{cry} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{yy} / (K_y \cdot L_y)^2 = 25590.85 \text{ kgf.}$
 -. $\lambda_{by} > 0.2$ and $N_{Ed} / N_{cry} > 0.04 \rightarrow$ Need to check.
 -. $\alpha_{phay} = 0.340$
 -. $\phi_{iy} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{phay} \cdot (\lambda_{by} - 0.2) + \lambda_{by}^2] = 2.936$
 -. $\chi_{iy} = \min [1 / \phi_{iy}, \sqrt{1 - \lambda_{by}^2}], 1.0] = 0.199$
 -. $N_{b,Rdy} = \chi_{iy} \cdot \beta_A \cdot A_{eff} \cdot f_y / \Gamma_{M1} = 20607.28 \text{ kgf.}$
- . $\lambda_{bz} = \{ (K_z \cdot L_z / i_z) / \lambda_1 \} \cdot \sqrt{\beta_A} = 0.850$
 -. $N_{crz} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{zz} / (K_z \cdot L_z)^2 = 151031.96 \text{ kgf.}$
 -. $\lambda_{bz} < 0.2$ or $N_{Ed} / N_{crz} < 0.04 \rightarrow$ No need to check.
- (). Check ratio of buckling resistance ($N_{Ed}/N_{b,Rd}$).
 -. $N_{b,Rd} = \min [N_{b,Rdy}, N_{b,Rdz}] = 20607.28 \text{ kgf.}$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{4331.42}{20607.28} = 0.210 < 1.000 \rightarrow$$
 O.K.

[[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.

- (). Calculate shear area.
 [Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2]
 -. $\eta = 1.2$ ($F_y < 460 \text{ MPa.}$)
 -. $r = 0.0150 \text{ m.}$
 -. $A_{vy} = A_{gross} - h_w \cdot t_w = 0.0031 \text{ m}^2.$
 -. $A_{vz1} = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 0.0010 \text{ m}^2.$
 -. $A_{vz2} = A_{gross} - 2 \cdot B \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 0.0013 \text{ m}^2.$
 -. $A_{vz} = \max [A_{vz1}, A_{vz2}] = 0.0013 \text{ m}^2.$
- (). Calculate plastic shear resistance in local-y direction ($V_{pl,Rdy}$).
 [Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]
 -. $V_{pl,Rdy} = [A_{vy} \cdot f_y / \sqrt{3}] / \Gamma_{M0} = 47429.49 \text{ kgf.}$
- (). Check ratio of shear resistance ($V_{Ed}/V_{pl,Rdy}$).
 (LCB = 62, POS = 1/2)
 -. Applied shear force : $V_{Ed} = 232.66 \text{ kgf.}$

$$\frac{V_{Edy}}{V_{pl_Rdy}} = \frac{232.66}{47429.49} = 0.005 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

- (). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (V_{pl_Rdz}).
 [Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]
 -. $V_{pl_Rdz} = [A_{vz} \cdot f_y / \sqrt{3}] / \Gamma_{M0} = 20415.03 \text{ kgf.}$

- (). 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} / V_{pl_Rdz}).
 (LCB = 64, POS = 1/2)
 -. Applied shear force : $V_{Edz} = 416.03 \text{ kgf.}$

$$\frac{V_{Edz}}{V_{pl_Rdz}} = \frac{416.03}{20415.03} = 0.020 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

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

- (). Calculate plastic resistance moment about major axis.
 [Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]
 -. $W_{ply} = 0.0002 \text{ m}^3$.
 -. $M_{c_Rdy} = W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 6569.89 \text{ kgf-m.}$

- (). Check ratio of moment resistance (M_{Edy} / M_{c_Rdy}).

$$\frac{M_{Edy}}{M_{c_Rdy}} = \frac{51.56}{6569.89} = 0.008 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

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

- (). Calculate plastic resistance moment about minor axis.
 [Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]
 -. $W_{plz} = 0.0001 \text{ m}^3$.
 -. $M_{c_Rdz} = W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 3108.84 \text{ kgf-m.}$

- (). Check ratio of moment resistance (M_{Edz} / M_{c_Rdz}).

$$\frac{M_{Edz}}{M_{c_Rdz}} = \frac{21.26}{3108.84} = 0.007 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

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

- (). Calculate lateral-torsional buckling resistance (M_{b_Rd}).
 [Eurocode3:05 6.1, 6.3.2]
 -. $\rho_{or} = 0.300$
 -. $G_s = E_s / [2 \cdot (1 + \rho_{or})] = 8.236 \times 10^9 \text{ kgf/m}^2$.
 -. $N_{cr} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{zz} / L_u^2 = 151031.96 \text{ kgf.}$
 -. $\psi_i = 0.000$
 -. $C_1 = 1.132$
 -. $M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr} \cdot \sqrt{ (C_{wp} / I_{zz}) + (G_s \cdot I_{xx}) / N_{cr} } = 17011.89 \text{ kgf-m.}$
 -. $\lambda_{LT_bar} = \sqrt{ W_{ply} \cdot f_y / M_{cr} } = 0.637$
 -. $\lambda_{LT_bar0} = 0.400$

$\lambda_{LT} = 0.637 > \lambda_{LT0} = 0.400$
 $M_{Ed}/M_{cr} = 0.003 < \lambda_{LT0}^2 = 0.160$
 If $\lambda_{LT} < \lambda_{LT0}$ or $M_{Ed}/M_{cr} < \lambda_{LT0}^2$,
 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 $V_{Edz} / V_{pl,Rdz} < 0.5$

-. $M_{y,Rd} = M_{cr,Rd} = 6569.89 \text{ kgf-m.}$

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

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edy} / V_{pl,Rdy} < 0.5$

-. $M_{z,Rd} = M_{cr,Rd} = 3108.84 \text{ kgf-m.}$

(). Check general interaction ratio.

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

$$R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z,Rd}}$$

= 0.056 < 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

-. $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0.042$

-. $a = \text{MIN}[(\text{Area} - 2b \cdot t_f) / \text{Area}, 0.5] = 0.258$

-. $\alpha = 2.000$

-. $\beta = \text{MAX}[5 \cdot n, 1.0] = 1.000$

-. $N_{Ed} < 0.25 \cdot N_{pl,Rd} = 25905.65 \text{ kgf.}$

-. $N_{Ed} < 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 10736.15 \text{ kgf.}$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

-. $M_{ny,Rd} = M_{ply,Rd} = 6569.89 \text{ kgf-m.}$

-. $R_{maxy} = M_{Edy} / M_{ny,Rd} = 0.008 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

-. $N_{Ed} < h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 32208.46 \text{ kgf.}$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

-. $M_{nz,Rd} = M_{plz,Rd} = 3108.84 \text{ kgf-m.}$

-. $R_{maxz} = M_{Edz} / M_{nz,Rd} = 0.007 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

$$R_{max2} = \left[\frac{M_{Edy} \cdot \alpha^{\beta}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{Edz} \cdot \beta^{\alpha}}{M_{z,Rd}} \right] + \frac{M_{ny,Rd}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{nz,Rd}}{M_{z,Rd}}$$

= 0.007 < 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]

-. $N_{Ed} = -4331.42 \text{ kgf.}$

-. $M_{Edy} = -51.56 \text{ kgf-m.}$

-. $M_{Edz} = -21.26 \text{ kgf-m.}$

-. $k_{yy} = 1.072$

-. $k_{yz} = 0.703$

-. $k_{zy} = 0.741$

-. $k_{zz} = 1.152$

-. $\chi_{iy} = 0.198$

-. $\chi_{iz} = 1.000$

-. $\chi_{iLT} = 1.000$

$N_{Rk} = A \cdot f_y = 108803.72 \text{ kgf.}$
 $M_{y_{Rk}} = W_{ply} \cdot f_y = 6898.38 \text{ kgf-m.}$
 $M_{z_{Rk}} = W_{plz} \cdot f_y = 3264.28 \text{ kgf-m.}$
 $N_{Ed} \cdot e_{Ny} = 0.0 \text{ (Not Slender)}$
 $N_{Ed} \cdot e_{Nz} = 0.0 \text{ (Not Slender)}$

$$R_{max_LT1} = \frac{N_{Ed}}{X_{iy} \cdot N_{Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{X_{iLT} \cdot M_{y_{Rk}} / \Gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{z_{Rk}} / \Gamma_{M1}}$$
 $= 0.224 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

$$R_{max_LT2} = \frac{N_{Ed}}{X_{iz} \cdot N_{Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{X_{iLT} \cdot M_{y_{Rk}} / \Gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{z_{Rk}} / \Gamma_{M1}}$$
 $= 0.055 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$
 $R_{max} = \text{MAX}[\text{MAX}(R_{max1}, R_{max2}), \text{MAX}(R_{max_LT1}, R_{max_LT2})] = 0.224 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

[[[*]]] CHECK DEFLECTION.

(). Compute Maximum Deflection.

$LCB = 81$
 $DAF = 1.000 \text{ (Deflection Amplification Factor).}$
 $\text{Position} = 2.936 \text{m From i-end(Node 12).}$
 $Def = -0.006 \cdot DAF = -0.006 \text{m (Global Z)}$
 $Def_Lim = 0.023 \text{m}$
 $Def < Def_Lim \text{ ---> O.K. !}$

1.9.3.6 IPE120

*. PROJECT :

$*. \text{MEMBER NO} = 113, \text{ELEMENT TYPE} = \text{Beam}$
 $*. \text{LOADCOMB NO} = 63, \text{MATERIAL NO} = 3, \text{SECTION NO} = 9$
 $*. \text{UNIT SYSTEM} : \text{kgf, m}$

*. SECTION PROPERTIES : Designation = IPE120

$\text{Shape} = \text{I - Section. (Rolled)}$
 $\text{Depth} = 0.120, \text{Top F Width} = 0.064, \text{Bot.F Width} = 0.064$
 $\text{Web Thick} = 0.004, \text{Top F Thick} = 0.006, \text{Bot.F Thick} = 0.006$

$\text{Area} = 1.32000\text{e-}03, \text{Avy} = 8.47440\text{e-}04, \text{Avz} = 6.29520\text{e-}04$
 $\text{Ybar} = 3.20000\text{e-}02, \text{Zbar} = 6.00000\text{e-}02, \text{Qyb} = 6.65137\text{e-}03, \text{Qzb} = 5.12000\text{e-}04$
 $\text{Wely} = 5.30000\text{e-}05, \text{Welz} = 8.65000\text{e-}06, \text{Wply} = 6.08000\text{e-}05, \text{Wplz} = 1.34222\text{e-}05$
 $\text{Iyy} = 3.18000\text{e-}06, \text{Izz} = 2.77000\text{e-}07, \text{Iyz} = 0.00000\text{e+}00$
 $\text{iy} = 4.89389\text{e-}02, \text{iz} = 1.46905\text{e-}02$
 $\text{J} = 1.38971\text{e-}08, \text{Cwp} = 8.89591\text{e-}10$

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

$\text{Ly} = 1.02258\text{e+}00, \text{Lz} = 1.02258\text{e+}00, \text{Lb} = 1.02258\text{e+}00$
 $\text{Ky} = 1.00000\text{e+}00, \text{Kz} = 1.00000\text{e+}00$

*. MATERIAL PROPERTIES :

$\text{Fy} = 2.80422\text{e+}07, \text{Es} = 2.14140\text{e+}10, \text{MATERIAL NAME} = \text{S275}$

*. FORCES AND MOMENTS AT (1/2) POINT :

$\text{Axial Force } F_{xx} = 5.50766\text{e+}02$
 $\text{Shear Forces } F_{yy} = 0.00000\text{e+}00, F_{zz} = 0.00000\text{e+}00$
 $\text{Bending Moments } M_y = 4.02410\text{e+}01, M_z = 2.81393\text{e+}00$
 $\text{End Moments } M_{yi} = 0.00000\text{e+}00, M_{yj} = 0.00000\text{e+}00 \text{ (for Lb)}$
 $M_{zi} = 0.00000\text{e+}00, M_{zj} = 0.00000\text{e+}00 \text{ (for Ly)}$
 $M_{zi} = 0.00000\text{e+}00, M_{zj} = 0.00000\text{e+}00 \text{ (for Lz)}$

*. 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]

- . $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.92$
- . $b/t = \text{BTR} = 3.62$
- . $\sigma_1 = 184338.410 \text{ kgf/m}^2$.
- . $\sigma_2 = 34964.853 \text{ kgf/m}^2$.
- . $\text{BTR} < 9 \cdot e$ (Class 1 : Plastic).

[[[*]]] 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]

- . $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.92$
- . $b/t = \text{BTR} = 3.62$
- . $\sigma_1 = 454259.048 \text{ kgf/m}^2$.
- . $\sigma_2 = 304885.491 \text{ kgf/m}^2$.
- . $\text{BTR} < 9 \cdot e$ (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]

- . $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.92$
- . $d/t = \text{HTR} = 21.23$
- . $\sigma_1 = 97899.835 \text{ kgf/m}^2$.
- . $\sigma_2 = -932394.271 \text{ kgf/m}^2$.
- . $\Psi = [2 \cdot (N_{sd}/A) \cdot (1/f_y)] - 1 = -1.030$
- . $\alpha = 0.524 > 0.5$
- . $\text{HTR} < 396 \cdot e / (13 \cdot \alpha - 1)$ (Class 1 : Plastic).

[[[*]]] APPLIED FACTORS.

(). Calculate equivalent uniform moment factors (C_{my}, C_{mz}, C_{mLT}).

[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]

- . $C_{my,0} = 1.000$
- . $C_{mz,0} = 1.000$
- . C_{my} (Default or User Defined Value) = 1.000
- . C_{mz} (Default or User Defined Value) = 1.000
- . C_{mLT} (Default or User Defined Value) = 1.000

(). 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 tension member (l/i).

- . $l/i = 69.6 < 300.0 \rightarrow$ O.K.

(). Calculate parameters for combined resistance.

- . $\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{E_s/f_y} = 86.815$
- . $\lambda_{bz} = (KL_z/z) / \lambda_1 = 0.802$

(). Calculate axial tensile resistance ($N_{t,Rd}$).

[Eurocode3:05 6.2.3]

- . $N_{t,Rd} = f_y \cdot A_{eff} / \Gamma_{M0} = 35253.05 \text{ kgf.}$

(). Check ratio of axial resistance ($N_{Ed}/N_{t,Rd}$).

- . $\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{550.77}{35253.05} = 0.016 < 1.000 \rightarrow$ O.K.

[[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.

(). Calculate shear area.

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

- . $\eta = 1.2$ ($F_y < 460 \text{ MPa.}$)
- . $r = 0.0070 \text{ m.}$
- . $A_{vy} = A_{eff} - h_w \cdot t_w = 0.0008 \text{ m}^2.$
- . $A_{vz1} = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 0.0006 \text{ m}^2.$
- . $A_{vz2} = A_{eff} - 2 \cdot B \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 0.0006 \text{ m}^2.$
- . $A_{vz} = \text{MAX}[A_{vz1}, A_{vz2}] = 0.0006 \text{ m}^2.$

(). Calculate plastic shear resistance in local-y direction ($V_{pl,Rdy}$).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

- . $V_{pl,Rdy} = [A_{vy} \cdot f_y / \sqrt{3}] / \Gamma_{M0} = 13066.85 \text{ kgf.}$

(). Check ratio of shear resistance ($V_{Ed}/V_{pl,Rdy}$).

(LCB = 65, POS = J)

- . Applied shear force : $V_{Ed} = 9.95 \text{ kgf.}$
- . $\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rdy}} = \frac{9.95}{13066.85} = 7.618e-04 < 1.000 \rightarrow$ O.K.

(). Calculate plastic shear resistance in local-z direction ($V_{pl,Rdz}$).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

- . $V_{pl,Rdz} = [A_{vz} \cdot f_y / \sqrt{3}] / \Gamma_{M0} = 9706.70 \text{ kgf.}$

(). Shear Buckling Check.

[Eurocode3:05 6.2.6]

-. $HTR < 72 \cdot e/Eta$ ---> No need to check!

(). Check ratio of shear resistance (V_{Edz}/V_{pl_Rdz}).

(LCB = 65, POS = J)

-. Applied shear force : $V_{Edz} = 142.36$ kgf.

$V_{Edz} = 142.36$

-. $\frac{V_{Edz}}{V_{pl_Rdz}} = \frac{142.36}{9706.70} = 0.015 < 1.000$ ---> O.K.

$V_{pl_Rdz} = 9706.70$

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

(). Calculate plastic resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. $W_{ply} = 6.0800e-05$ m³.

-. $M_{c_Rdy} = W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 1623.78$ kgf-m.

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edy}/M_{c_Rdy}).

$M_{Edy} = 40.24$

-. $\frac{M_{Edy}}{M_{c_Rdy}} = \frac{40.24}{1623.78} = 0.025 < 1.000$ ---> O.K.

$M_{c_Rdy} = 1623.78$

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

(). Calculate plastic resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. $W_{plz} = 1.3422e-05$ m³.

-. $M_{c_Rdz} = W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 358.46$ kgf-m.

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edz}/M_{c_Rdz}).

$M_{Edz} = 2.81$

-. $\frac{M_{Edz}}{M_{c_Rdz}} = \frac{2.81}{358.46} = 0.008 < 1.000$ ---> O.K.

$M_{c_Rdz} = 358.46$

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

(). Calculate lateral-torsional buckling resistance (M_{b_Rd}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.3.2]

-. $Por = 0.300$

-. $G_s = E_s / [2 \cdot (1 + Por)] = 8.236e+09$ kgf/m².

-. $N_{cr} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{zz} / L_u^2 = 55986.92$ kgf.

-. $\psi = 0.000$

-. $C1 = 1.132$

-. $M_{cr} = C1 \cdot N_{cr} \cdot \sqrt{C_{wp}/I_{zz} + (G_s \cdot I_{xx})/N_{cr}} = 4594.70$ kgf-m.

-. $\Lambda_{LT_bar} = \sqrt{W_{ply} \cdot f_y / M_{cr}} = 0.609$

-. $\Lambda_{LT_bar0} = 0.400$

-. $\Lambda_{LT_bar} = 0.609 > \Lambda_{LT_bar0} = 0.400$

-. $M_{Ed}/M_{cr} = 0.009 < \Lambda_{LT_bar0}^2 = 0.160$

If $\Lambda_{LT_bar} < \Lambda_{LT_bar0}$ or $M_{Ed}/M_{cr} < \Lambda_{LT_bar0}^2$,

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 $V_{Edz} / V_{pl_Rdz} < 0.5$

-. $M_{y_Rd} = M_{c_Rdy} = 1623.78 \text{ kgf-m.}$

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

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edy} / V_{pl_Rdy} < 0.5$

-. $M_{z_Rd} = M_{c_Rdz} = 358.46 \text{ kgf-m.}$

(). Check general interaction ratio.

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

$$R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y_Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z_Rd}}$$

= 0.048 < 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

-. $n = N_{Ed} / N_{pl_Rd} = 0.016$

-. $a = \text{MIN}[(\text{Area}-2b*tf)/\text{Area}, 0.5] = 0.389$

-. $\alpha = 2.000$

-. $\beta = \text{MAX}[5*n, 1.0] = 1.000$

-. $N_{Ed} < 0.25*N_{pl_Rd} = 8813.26 \text{ kgf.}$

-. $N_{Ed} < 0.5*hw*tw*fy/\gamma_{M0} = 6310.30 \text{ kgf.}$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

-. $M_{ny_Rd} = M_{ply_Rd} = 1623.78 \text{ kgf-m.}$

-. $R_{maxy} = M_{Edy} / M_{ny_Rd} = 0.025 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

-. $N_{Ed} < hw*tw*fy/\gamma_{M0} = 18070.39 \text{ kgf.}$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

-. $M_{nz_Rd} = M_{plz_Rd} = 358.46 \text{ kgf-m.}$

-. $R_{maxz} = M_{Edz} / M_{nz_Rd} = 0.008 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

$$R_{max2} = \left[\frac{|M_{Edy}|^{\alpha}}{|M_{ny_Rd}|} + \frac{|M_{Edz}|^{\beta}}{|M_{nz_Rd}|} \right]$$

= 0.008 < 1.000 ---> O.K.

-. $R_{max} = \text{MAX}[R_{max1}, R_{max2}] = 0.048 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

[[[*]]] CHECK DEFLECTION.

(). Compute Maximum Deflection.

-. $LCB = 81$

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

-. $\text{Position} = 0.511\text{m}$ From i-end(Node 66).

-. $\text{Def} = -5.104\text{e-}05 * DAF = -5.104\text{e-}05\text{m}$ (Global Z)

-. $\text{Def_Lim} = 0.004\text{m}$

$\text{Def} < \text{Def_Lim} \text{ ---> O.K. !}$

1.9.3.7 Controventi L50x50x5

*. PROJECT :

*. MEMBER NO = 355, ELEMENT TYPE = Beam

*. LOADCOMB NO = 99, MATERIAL NO = 3, SECTION NO = 4

*. UNIT SYSTEM : kgf, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = 2L50x5

Shape = 2L - Section. (Built-up)

Depth = 0.050, Flg Width = 0.050, BTB Spacing = 0.010

Web Thick = 0.005, Flg Thick = 0.005

Area = 9.50000e-04, Avy = 5.00000e-04, Avz = 5.00000e-04

Ybar = 5.50000e-02, Zbar = 3.56579e-02, Qyb = 6.35743e-04, Qzb = 1.25000e-03

Wely = 6.31012e-06, Welz = 1.05530e-05, Wply = 1.13688e-05, Wplz = 1.83750e-05

Iyy = 2.25005e-07, Izz = 5.80417e-07, Iyz = 0.00000e+00

iy = 1.53899e-02, iz = 2.47177e-02

J = 7.91667e-09, Cwp = 1.37706e-12

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

Ly = 2.50799e+00, Lz = 2.50799e+00, Lb = 2.50799e+00

Ky = 1.00000e+00, Kz = 1.00000e+00

*. MATERIAL PROPERTIES :

Fy = 2.80422e+07, Es = 2.14140e+10, MATERIAL NAME = S275

*. FORCES AND MOMENTS AT (I) POINT :

Axial Force Fxx = -4.11624e+03

Shear Forces Fyy = 1.02690e+00, Fzz = -6.52490e+00

Bending Moments My = -7.01297e+00, Mz = 2.57546e+00

End Moments Myi = -7.01297e+00, Myj = 0.00000e+00 (for Lb)

Myi = -7.01297e+00, Myj = 0.00000e+00 (for Ly)

Mzi = 2.57546e+00, Mzj = 0.00000e+00 (for Lz)

*. Sign conventions for stress and axial force.

- Stress : Compression positive.

- Axial force: Tension positive.

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

(). Determine classification of compression flanges(Double angle).

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 3 of 3), EN 1993-1-5]

-. e = SQRT(235/fy) = 0.92

-. b/t = BTR = 9.00

-. sigma1 = 4072027.005 kgf/m^2.

-. sigma2 = 3944607.671 kgf/m^2.

-. BTR < 10*e (Class 2 : Compact).

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

(). Determine classification of compression flanges(Double angle).

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 3 of 3), EN 1993-1-5]

-. e = SQRT(235/fy) = 0.92

-. b/t = BTR = 9.00

-. sigma1 = 4224930.206 kgf/m^2.

-. sigma2 = 4097510.872 kgf/m^2.

-. BTR < 10*e (Class 2 : Compact).

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

(). Determine classification of compression element(Double angles).

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 3 of 3), EN 1993-1-5]

-. e = SQRT(235/fy) = 0.92

-. d/t = HTR = 10.00

- . $\sigma_1 = 5399891.721 \text{ kgf/m}^2$.
- . $\sigma_2 = 3997332.863 \text{ kgf/m}^2$.
- . $HTR_L = (h+B) / (2*tw) = 10.00$
- . $HTR < 15*e$ and $HTR_L < 11.5*e$ (Class 3 : Semi-compact).

[[[*]]] APPLIED FACTORS.

- (). Calculate equivalent uniform moment factors (C_{my}, C_{mz}, C_{mLT}).

[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]

- . $C_{my,0} = 0.523$
- . $C_{mz,0} = 0.765$
- . C_{my} (Default or User Defined Value) = 1.000
- . C_{mz} (Default or User Defined Value) = 1.000
- . C_{mLT} (Default or User Defined Value) = 1.000

- (). Partial Factors (Γ_{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).

-. $Kl/i = 163.0 < 200.0 \rightarrow$ O.K.

- (). Calculate axial compressive resistance (N_{c_Rd}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.4]

-. $N_{c_Rd} = f_y * Area / \Gamma_{M0} = 25371.51 \text{ kgf}$.

- (). Check ratio of axial resistance (N_{Ed}/N_{c_Rd}).

-. $\frac{N_{Ed}}{N_{c_Rd}} = \frac{4116.24}{25371.51} = 0.162 < 1.000 \rightarrow$ O.K.

- (). Calculate buckling resistance of compression member (N_{b_Rdy}, N_{b_Rdz}).

[Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2]

- . $\beta_A = A_{eff} / Area = 1.000$
- . $\lambda_1 = \pi * \sqrt{E_s / f_y} = 86.815$
- . $\lambda_{by} = \{ (K_y * L_y / i_y) / \lambda_1 \} * \sqrt{\beta_A} = 1.877$
- . $N_{cry} = \pi^2 * E_s * I_{yy} / (K_y * L_y)^2 = 7560.33 \text{ kgf}$.
- . $\lambda_{by} > 0.2$ and $N_{Ed} / N_{cry} > 0.04 \rightarrow$ Need to check.
- . $\alpha_{phay} = 0.490$
- . $\phi_{iy} = 0.5 * [1 + \alpha_{phay} * (\lambda_{by} - 0.2) + \lambda_{by}^2] = 2.673$
- . $\chi_{iy} = \min [1 / [\phi_{iy} + \sqrt{\phi_{iy}^2 - \lambda_{by}^2}], 1.0] = 0.219$
- . $N_{b_Rdy} = \chi_{iy} * \beta_A * Area * f_y / \Gamma_{M1} = 5545.30 \text{ kgf}$.
- . $\lambda_{bz} = \{ (K_z * L_z / i_z) / \lambda_1 \} * \sqrt{\beta_A} = 1.169$
- . $N_{crz} = \pi^2 * E_s * I_{zz} / (K_z * L_z)^2 = 19502.38 \text{ kgf}$.
- . $\lambda_{bz} > 0.2$ and $N_{Ed} / N_{crz} > 0.04 \rightarrow$ Need to check.
- . $\alpha_{phaz} = 0.490$
- . $\phi_{iz} = 0.5 * [1 + \alpha_{phaz} * (\lambda_{bz} - 0.2) + \lambda_{bz}^2] = 1.420$
- . $\chi_{iz} = \min [1 / [\phi_{iz} + \sqrt{\phi_{iz}^2 - \lambda_{bz}^2}], 1.0] = 0.449$
- . $N_{b_Rdz} = \chi_{iz} * \beta_A * Area * f_y / \Gamma_{M1} = 11390.53 \text{ kgf}$.

- (). Check ratio of buckling resistance (N_{Ed}/N_{b_Rd}).

-. $N_{b_Rd} = \min [N_{b_Rdy}, N_{b_Rdz}] = 5545.30 \text{ kgf}$.

-. $\frac{N_{Ed}}{N_{b_Rd}} = \frac{4116.24}{5545.30} = 0.742 < 1.000 \rightarrow$ O.K.

$$-\frac{\text{Nb_Rd}}{5545.30} = 0.742 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

[[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.

(). Calculate shear area.

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

$$-\text{Avy} = 2 \cdot B \cdot t_f = 0.0005 \text{ m}^2.$$

$$-\text{Avz} = 2 \cdot h \cdot t_w = 0.0005 \text{ m}^2.$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (Vpl_Rdy).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$-\text{Vpl_Rdy} = [\text{Avy} \cdot f_y / \text{SQRT}(3)] / \text{Gamma_M0} = 7709.60 \text{ kgf.}$$

(). Check ratio of shear resistance (V_Edy/Vpl_Rdy).

(LCB = 100, POS = J)

$$-\text{Applied shear force : V_Edy} = 1.84 \text{ kgf.}$$

$$\frac{\text{V_Edy}}{\text{Vpl_Rdy}} = \frac{1.84}{7709.60} = 2.385 \cdot 10^{-4} < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (Vpl_Rdz).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$-\text{Vpl_Rdz} = [\text{Avz} \cdot f_y / \text{SQRT}(3)] / \text{Gamma_M0} = 7709.60 \text{ kgf.}$$

(). Shear Buckling Check.

[Eurocode3:05 6.2.6]

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

(). Check ratio of shear resistance (V_Edz/Vpl_Rdz).

(LCB = 58, POS = I)

$$-\text{Applied shear force : V_Edz} = 8.19 \text{ kgf.}$$

$$\frac{\text{V_Edz}}{\text{Vpl_Rdz}} = \frac{8.19}{7709.60} = 0.001 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

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

(). Calculate elastic resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

$$-\text{Wely} = 6.3101 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3.$$

$$-\text{Mc_Rdy} = \text{Wely} \cdot f_y / \text{Gamma_M0} = 168.52 \text{ kgf-m.}$$

(). Check ratio of moment resistance (M_Edy/Mc_Rdy).

$$\frac{\text{M_Edy}}{\text{Mc_Rdy}} = \frac{7.01}{168.52} = 0.042 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

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

(). Calculate elastic resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

$$-\text{Welz} = 1.0553 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3.$$

$$-\text{Mc_Rdz} = \text{Welz} \cdot f_y / \text{Gamma_M0} = 281.84 \text{ kgf-m.}$$

(). Check ratio of moment resistance (M_Edz/Mc_Rdz).

$$\frac{M_{Edz}}{M_{c_Rdz}} = \frac{2.58}{281.84} = 0.009 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

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

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

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edz} / V_{pl_Rdz} < 0.5$

-. $M_{y_Rd} = M_{c_Rdy} = 168.52 \text{ kgf-m.}$

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

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edy} / V_{pl_Rdy} < 0.5$

-. $M_{z_Rd} = M_{c_Rdz} = 281.84 \text{ kgf-m.}$

(). Check general interaction ratio.

[Eurocode3:05 6.2.1 (6.2)] - Class3

$$\begin{aligned} \text{-. } R_{max1} &= \frac{N_{Ed}}{A \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y_Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z_Rd}} \\ &= 0.213 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.} \end{aligned}$$

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

[Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A]

-. $N_{Ed} = -4116.24 \text{ kgf.}$

-. $M_{Edy} = -7.01 \text{ kgf-m.}$

-. $M_{Edz} = 2.58 \text{ kgf-m.}$

-. $k_{yy} = 1.135$

-. $k_{yz} = 0.655$

-. $k_{zy} = 1.913$

-. $k_{zz} = 1.105$

-. $\chi_{iy} = 0.219$

-. $\chi_{iz} = 0.449$

-. $\chi_{iLT} = 1.000$

-. $N_{Rk} = A \cdot f_y = 26640.09 \text{ kgf.}$

-. $M_{y_Rk} = W_{ely} \cdot f_y = 176.95 \text{ kgf-m.}$

-. $M_{z_Rk} = W_{elz} \cdot f_y = 295.93 \text{ kgf-m.}$

-. $N_{Ed} \cdot e_{Ny} = 0.0$ (Not Slender)

-. $N_{Ed} \cdot e_{Nz} = 0.0$ (Not Slender)

$$\begin{aligned} \text{-. } R_{max_LT1} &= \frac{N_{Ed}}{\chi_{iy} \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{\chi_{iLT} \cdot M_{y_Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{z_Rk} / \gamma_{M1}} \\ &= 0.796 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{-. } R_{max_LT2} &= \frac{N_{Ed}}{\chi_{iz} \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{\chi_{iLT} \cdot M_{y_Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{z_Rk} / \gamma_{M1}} \\ &= 0.451 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.} \end{aligned}$$

-. $R_{max} = \text{MAX}[R_{max1}, \text{MAX}(R_{max_LT1}, R_{max_LT2})] = 0.796 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

1.9.3.8 Controventi $\Phi 12$

*. PROJECT :

*. MEMBER NO = 228, ELEMENT TYPE = Tension-Truss

*. LOADCOMB NO = 59, MATERIAL NO = 3, SECTION NO = 7

*. UNIT SYSTEM : kgf, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = Fi12

Shape = SR - Section. (Built-up)

Outer Dia. = 0.012

Area = 1.13097e-04, Avy = 1.13097e-04, Avz = 1.13097e-04
 Ybar = 6.00000e-03, Zbar = 6.00000e-03, Qyb = 1.20000e-05, Qzb = 1.20000e-05
 Wely = 1.69646e-07, Welz = 1.69646e-07, Wply = 2.88000e-07, Wplz = 2.88000e-07
 Iyy = 1.01788e-09, Izz = 1.01788e-09, Iyz = 0.00000e+00
 iy = 3.00000e-03, iz = 3.00000e-03
 J = 2.03575e-09, Cwp = 1.00000e+28

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

Ly = 2.29343e+00, Lz = 2.29343e+00, Lb = 2.29343e+00
 Ky = 1.00000e+00, Kz = 1.00000e+00

*. MATERIAL PROPERTIES :

Fy = 2.80422e+07, Es = 2.14140e+10, MATERIAL NAME = S275

*. FORCES AND MOMENTS AT (J) POINT :

Axial Force Fxx = 9.05439e+02
 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.

(). Determine classification of tubular section(solid pipe).

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 3 of 3)]

- . e = SQRT(235/fy) = 0.92
- . d/t = DTR = 0.00
- . DTR < 50*e^2 (Class 1 : Plastic).

[[[*]]] APPLIED FACTORS.

(). 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 tension member (l/i).

- . l/i = 764.5 > 300.0 ---> NOT ACCEPTABLE !

(). Calculate parameters for combined resistance.

- . Lambda1 = Pi * SQRT(Es/fy) = 86.815
- . Lambda_bz = (KLz/iz) / Lambda1 = 8.806

(). Calculate axial tensile resistance (Nt_Rd).

[Eurocode3:05 6.2.3]

- . Nt_Rd = fy * Area / Gamma_M0 = 3020.47 kgf.

(). Check ratio of axial resistance (N_Ed/Nt_Rd).

- . N_Ed = 905.44
- . ----- = 0.300 < 1.000 ---> O.K.

Nt_Rd 3020.47

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

(). Calculate plastic resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. Wply = 2.8800e-07 m³.

-. Mc_Rdy = Wply * fy / Gamma_M0 = 7.69 kgf-m.

(). Check ratio of moment resistance (M_Edy/Mc_Rdy).

M_Edy 0.00

-. ----- = 0.000 < 1.000 ---> O.K.

Mc_Rdy 7.69

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

(). Calculate plastic resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. Wplz = 2.8800e-07 m³.

-. Mc_Rdz = Wplz * fy / Gamma_M0 = 7.69 kgf-m.

(). Check ratio of moment resistance (M_Edz/Mc_Rdz).

M_Edz 0.00

-. ----- = 0.000 < 1.000 ---> O.K.

Mc_Rdz 7.69

[[[*]]] 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 = 7.69 kgf-m.

(). 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 = 7.69 kgf-m.

(). Check general interaction ratio.

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

-. Rmax1 = $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}} + \frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}$
= 0.300 < 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 = 755.12 kgf.

Therefore, Allowance for the effect of axial force.

[Eurocode3:1993-1-1:1992 5.4.8.1(10)]

-. n = N_Ed / Npl_Rd = 0.300

-. Mny_Rd = MIN[1.04 * Mply_Rd*(1-n^{1.7}), Mply_Rd] = 6.70 kgf-m.

-. Rmaxy = M_Edy / Mny_Rd = 0.000 < 1.000 ---> O.K.

$$-. \text{Mnz_Rd} = \text{MIN}[1.04 * \text{Mplz_Rd} * (1 - n^{1.7}), \text{Mplz_Rd}] = 6.70 \text{ kgf-m.}$$

$$-. \text{Rmaxz} = \text{M_Edz} / \text{Mnz_Rd} = 0.000 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$-. \text{Rmax2} = \text{MAX}[\text{Rmaxy}, \text{Rmaxz}] = 0.000 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$-. \text{Rmax} = \text{MAX}[\text{Rmax1}, \text{Rmax2}] = 0.300 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

1.9.4 Verifiche giunti metallici

1.9.4.1 Verifica collegamento controventi $\Phi 12$

Il collegamento viene realizzato mediante palette e bulloni M10 cl. 8.8.

$$N_{\text{max}} = 9.05 \text{ KN}$$

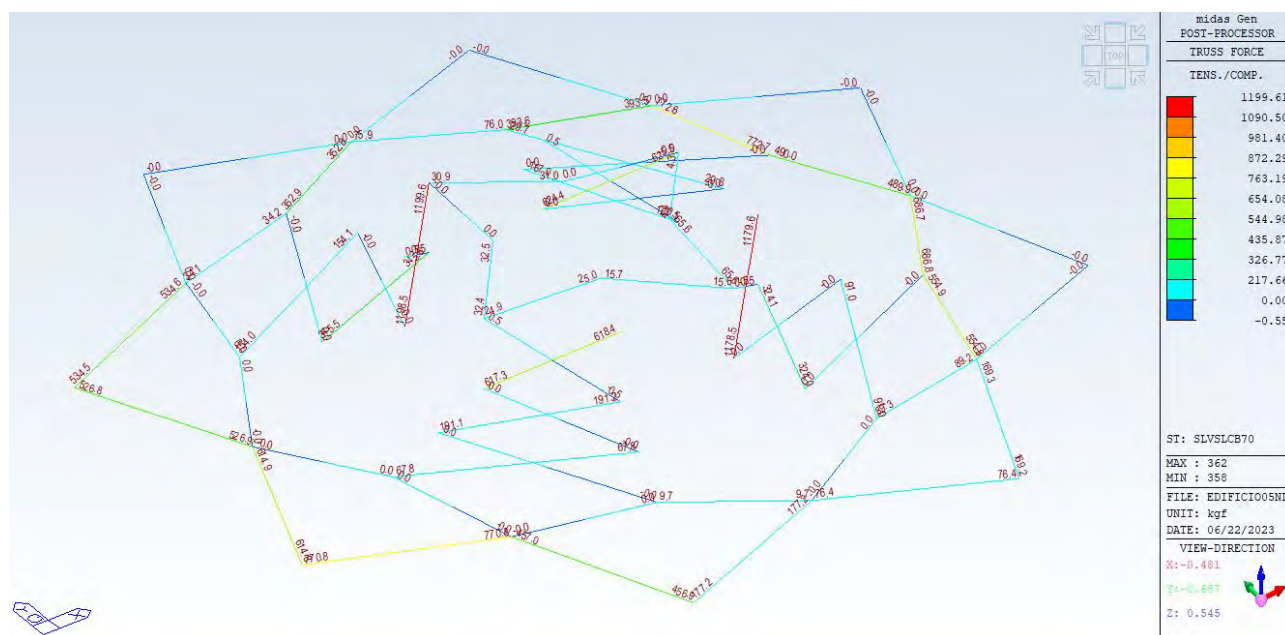


Figura 28: Controventi - Diagramma Fx max SLUSLCB70

Verifica giunto controvento

SOLLECITAZIONI

$F_{V,Ed}$	Taglio di calcolo	11996	N
------------	-------------------	-------	---

DATI

Bullone M10 classe 8.8			
f_{yb}	Resistenza a snervamento	640	N/mm ²
f_{tb}	Resistenza a rottura	800	N/mm ²
d	Diametro del bullone	10	mm
d_o	Diametro foro	11	mm
A_{bullone}	Area sezione bullone	78.54	mm ²

A_{res}	Area resistente parte filettata	58	mm ²
-----------	---------------------------------	----	-----------------

Piatto flangia - S275			
t_p	Spessore piatto	10	mm
f_{tk}	Resistenza a rottura acciaio	430	N/mm ²

VERIFICHE

$n_{bulloni}$	Numero bulloni collegamento	1	
---------------	-----------------------------	---	--

Resistenza a taglio bulloni

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tk} A_{res} / \gamma_{M2} \quad \text{bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8;} \quad [4.2.63]$$

γ_{M2}	Coefficiente di sicurezza	1.25	
$n_{sup.taglio}$	Numero piani di taglio	2	
$F_{v,Rd}$	Resistenza a taglio	44544	N

Resistenza a rifollamento piatto

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} \quad [4.2.67]$$

γ_{M2}	Coefficiente di sicurezza	1.25	
e_1		25	mm
e_2		25	mm
t	Spessore piatto	10	mm
d	Diametro del bullone	10	mm
f_{tk}	Resistenza a rottura piastra	430	N/mm ²
α_{bordo}		0.757576	
K_{bordo}		2.5	
$F_{b,Rd,bordo}$	Resistenza a rifollamento	65151.52	N

$F_{v,Rd}$	Min ($F_{v,Rd}; F_{b,Rd}$)	44544	N
------------	------------------------------	-------	---

$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} < 1$	0.27	
---------------------------	------	--

1.9.4.2 Verifica collegamento controventi L60x60x6

Il collegamento viene realizzato mediante palette e bulloni M10 cl. 8.8.

$$N_{\max} = 49.06 \text{ KN}$$

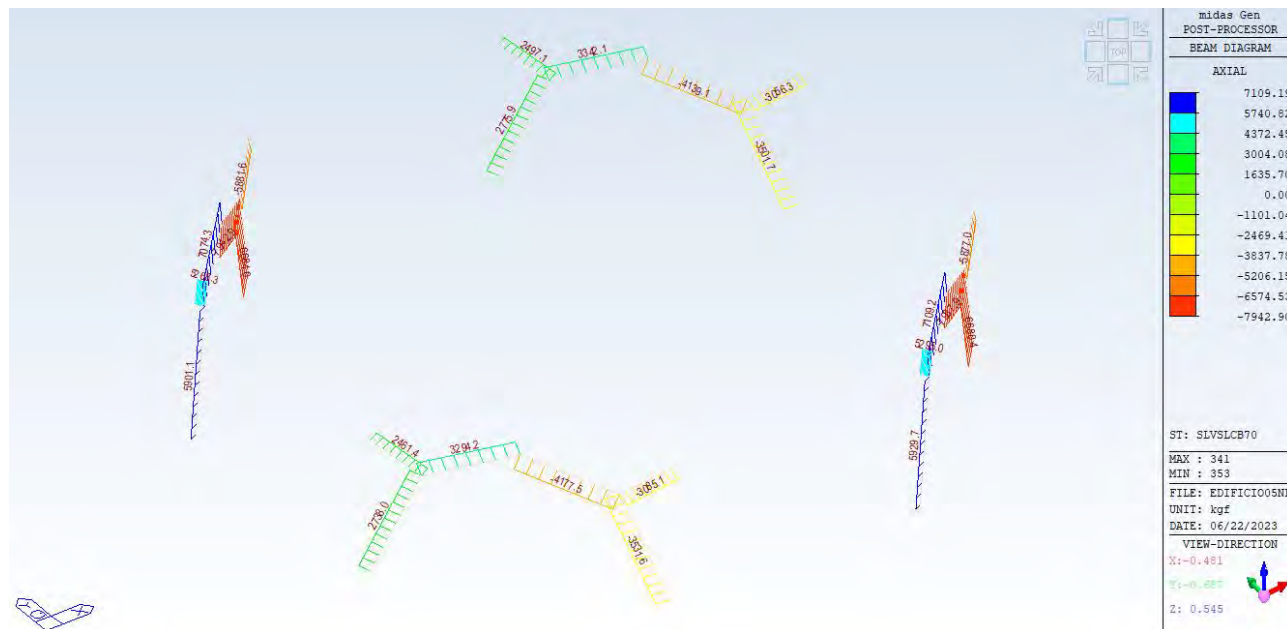


Figura 29: Controventi - Diagramma Fx max SLVSLCB70

Verifica giunto controvento

SOLLECITAZIONI

$F_{v,Ed}$	Taglio di calcolo	79429	N
------------	-------------------	-------	---

DATI

Bullone M10 classe 8.8			
f_{yb}	Resistenza a snervamento	640	N/mm ²
f_{tb}	Resistenza a rottura	800	N/mm ²
d	Diametro del bullone	14	mm
d_o	Diametro foro	15	mm
$A_{bullone}$	Area sezione bullone	153.94	mm ²
A_{res}	Area resistente parte filettata	115	mm ²

Piatto flangia - S275			
t_p	Spessore piatto	10	mm
f_{tk}	Resistenza a rottura acciaio	430	N/mm ²

VERIFICHE

n_{bulloni}	Numero bulloni collegamento	2	
----------------------	-----------------------------	---	--

Resistenza a taglio bulloni

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tk} A_{res} / \gamma_{M2} \quad \text{bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8;} \quad [4.2.63]$$

γ_{M2}	Coefficiente di sicurezza	1.25	
$n_{\text{sup.taglio}}$	Numero piani di taglio	2	
$F_{v,Rd}$	Resistenza a taglio	88320	N

Resistenza a rifollamento piatto

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} \quad [4.2.67]$$

γ_{M2}	Coefficiente di sicurezza	1.25	
e_1		25	mm
e_2		25	mm
t	Spessore piatto	10	mm
d	Diametro del bullone	14	mm
f_{tk}	Resistenza a rottura piastra	430	N/mm ²
α_{bordo}		0.555556	
K_{bordo}		2.5	
$F_{b,Rd,bordo}$	Resistenza a rifollamento	66888.89	N

$F_{v,Rd}$	Min ($F_{v,Rd}; F_{b,Rd}$)	66888.89	N
------------	--	-----------------	----------

$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} < 1$	0.59	
---------------------------	-------------	--

1.9.4.3 Verifica giunto flangiato IPE160

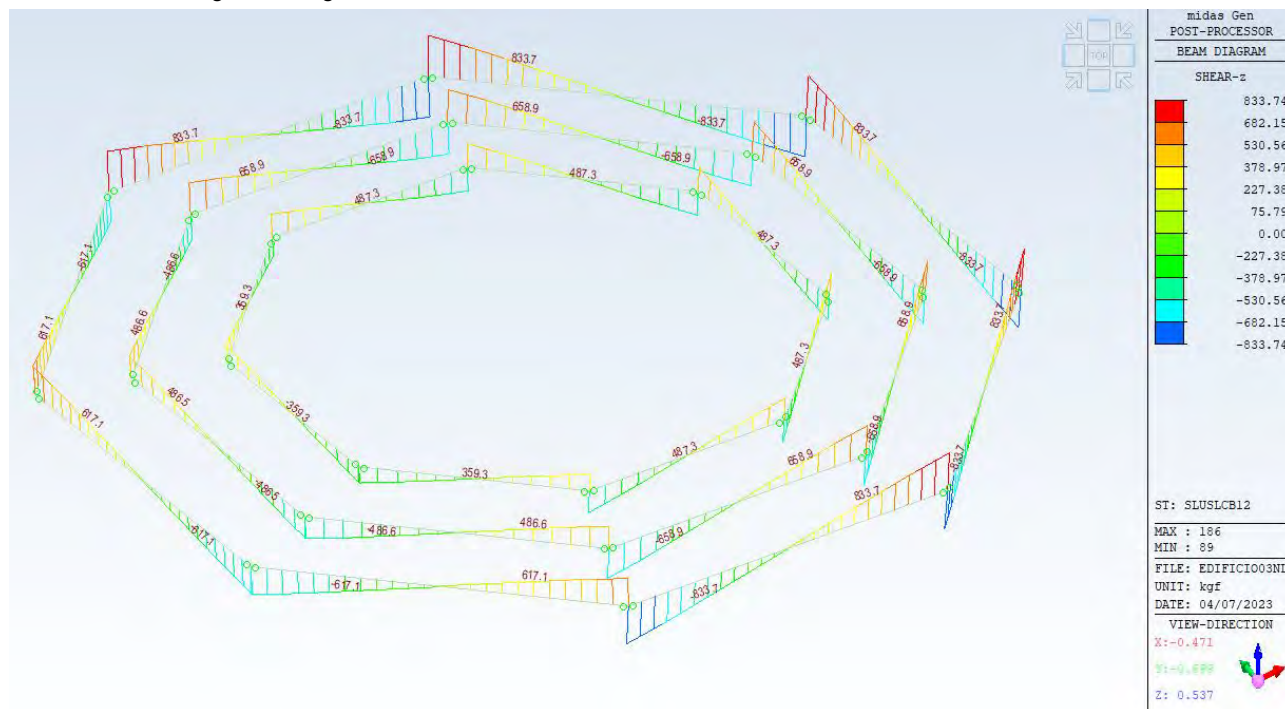


Figura 30: Telai - Diagramma Fz max SLUSLCB12

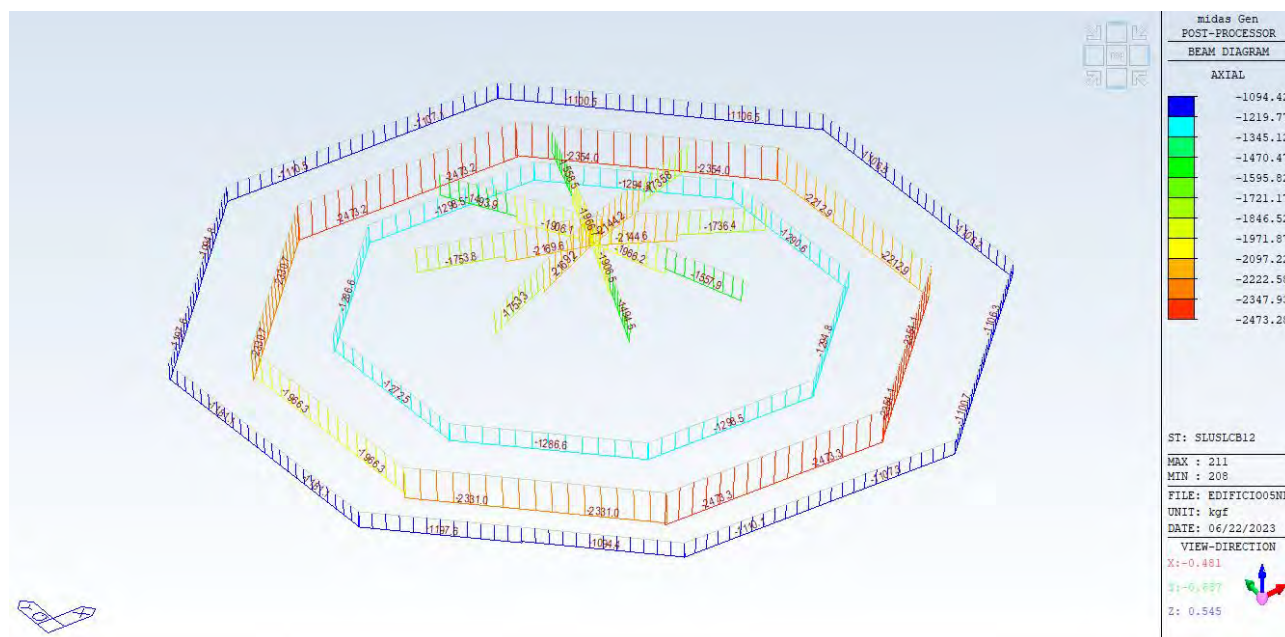


Figura 31: Telai - Diagramma Fx max SLUSLCB12

Verifica giunto flangiato - Cerniera

SOLLECITAZIONI

$F_{t,Ed}$	Trazione di calcolo	0	N
$F_{v,Ed}$	Taglio di calcolo	8337.4	N

DATI

Bullone M10 classe 8.8			
f_{yb}	Resistenza a snervamento	640	N/mm ²
f_{tb}	Resistenza a rottura	800	N/mm ²
d	Diametro del bullone	10	mm
d_o	Diametro foro	11	mm
$A_{bullone}$	Area sezione bullone	78.54	mm ²
A_{res}	Area resistente parte filettata	58	mm ²

Piatto flangia - S275			
t_p	Spessore piatto	10	mm
f_{tk}	Resistenza a rottura acciaio	430	N/mm ²

VERIFICHE

$n_{bulloni}$	Numero bulloni collegamento	4	
---------------	-----------------------------	---	--

Resistenza a taglio bulloni

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tk} A_{res} / \gamma_{M2} \quad \text{bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8;} \quad [4.2.63]$$

γ_{M2}	Coefficiente di sicurezza	1.25	
$n_{sup.taglio}$	Numero piani di taglio	1	
$F_{v,Rd}$	Resistenza a taglio	22272	N

Resistenza a rifollamento piatto

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} \quad [4.2.67]$$

γ_{M2}	Coefficiente di sicurezza	1.25	
e_1		40	mm
e_2		19	mm
p_1		80	mm

p_2		44	mm
t	Spessore piatto	10	mm
d	Diametro del bullone	10	mm
f_{tk}	Resistenza a rottura piastra	430	N/mm ²
α_{bordo}		1	
$\alpha_{interni}$		1	
K_{bordo}		2.5	
$K_{interni}$		2.5	
$F_{b,Rd,bordo}$	Resistenza a rifollamento	86000	N
$F_{b,Rd,interni}$	Resistenza a rifollamento	86000	N

$F_{v,Rd}$	Min ($F_{v,Rd}; F_{b,Rd}$)	22272	N
------------	------------------------------	-------	---

$F_{v,Rd,j}$	Resistenza a taglio del collegamento	89088	N
--------------	--------------------------------------	-------	---

Resistenza a trazione bulloni

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot A_{res} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} \quad \text{per i bulloni;} \quad [4.2.68]$$

γ_{M2}	Coefficiente di sicurezza	1.25	
$F_{t,Rd}$	Resistenza a trazione	33408	N

Verifica a punzonamento

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} \quad [4.2.70]$$

γ_{M2}	Coefficiente di sicurezza	1.25	
d_{dado}	Diametro dado	17	mm
$d_{testabullone}$	Diametro testa bullone	17	mm
d_m	Diametro minimo	17	mm
$B_{p,Rd}$	Resistenza a punzonamento	110232.2	N

$F_{t,Rd}$	Min ($F_{t,Rd}; B_{p,Rd}$)	33408	N
------------	------------------------------	-------	---

$F_{t,Rd,j}$	Resistenza a trazione del collegamento	133632	N
--------------	--	--------	---

Resoconto verifiche

$F_{V,Ed} / F_{V,Rd,j} < 1$	0.09	
$F_{t,Ed} / F_{t,Rd,j} < 1$	0.00	
$F_{V,Ed} / F_{V,Rd,j} + F_{t,Ed} / 1.4F_{t,Rd} < 1$	0.09	

1.9.4.4 Verifica giunto flangiato HEA160

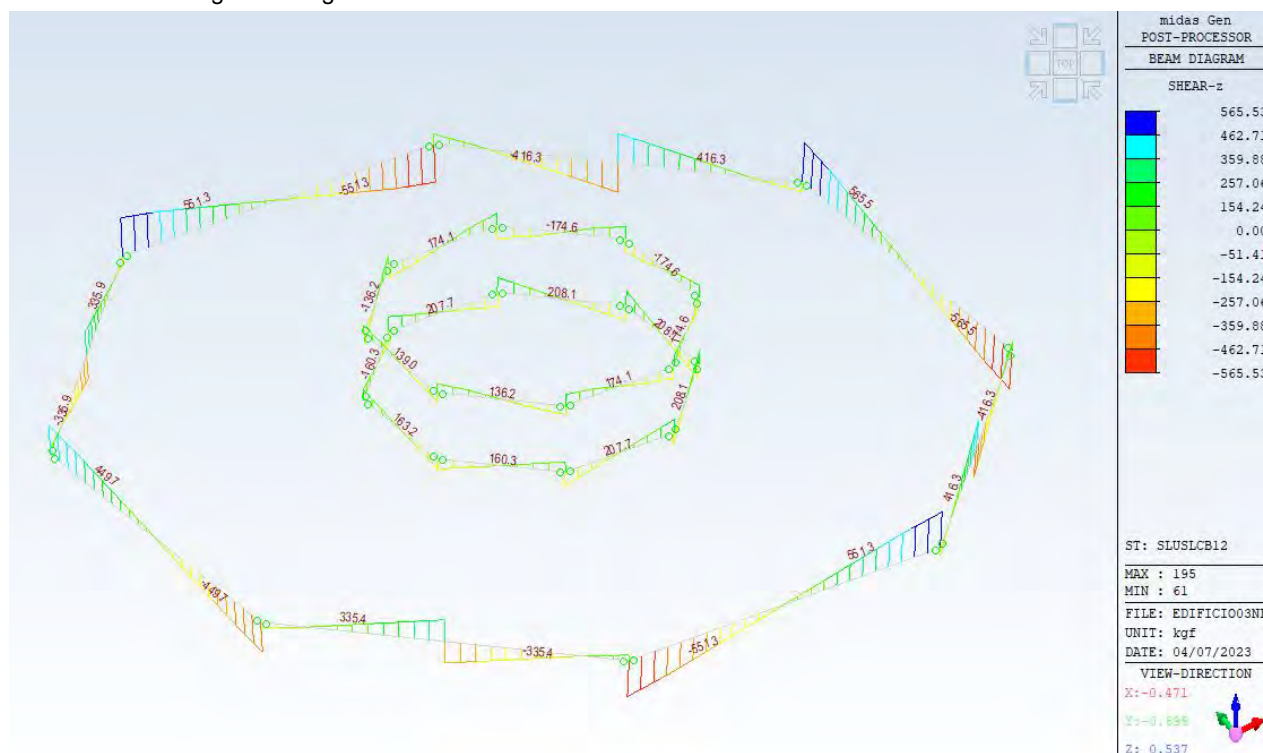


Figura 32: Travi - Diagramma Fz max SLUSLCB12

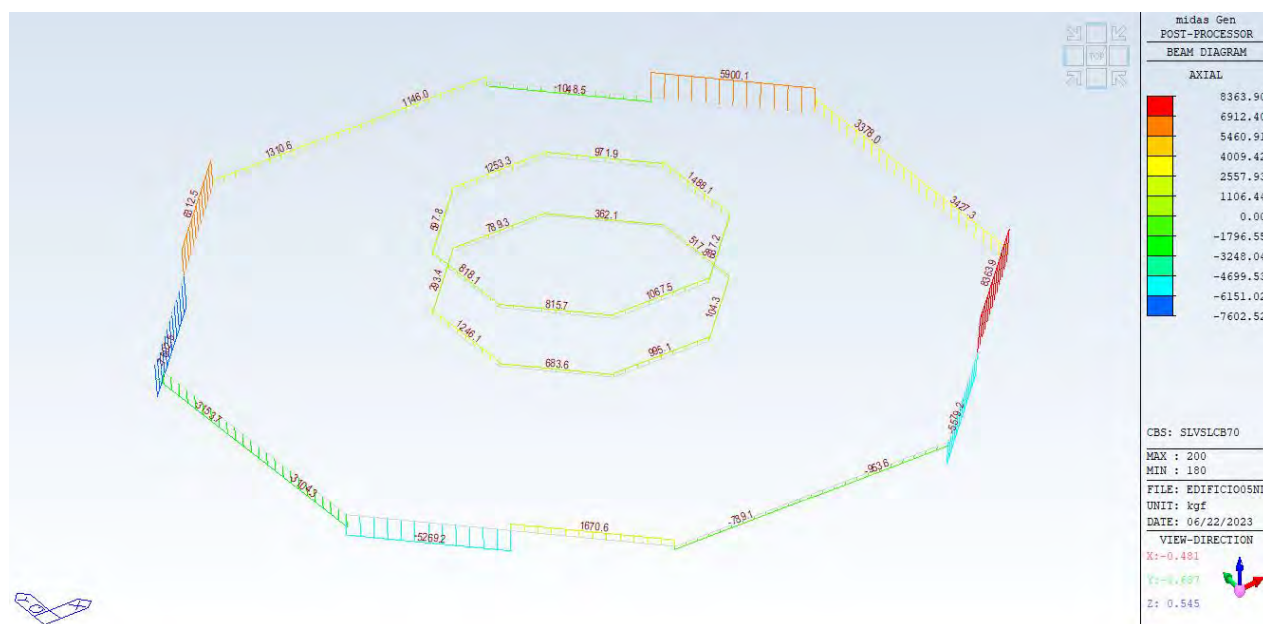


Figura 33: Travi - Diagramma Fx max SLVSLCB70

Verifica giunto flangiato - Cerniera

SOLLECITAZIONI

$F_{t,Ed}$	Trazione di calcolo	83639	N
$F_{v,Ed}$	Taglio di calcolo	5650	N

DATI

Bullone M12 classe 8.8			
f_{yb}	Resistenza a snervamento	640	N/mm ²
f_{tb}	Resistenza a rottura	800	N/mm ²
d	Diametro del bullone	12	mm
d_o	Diametro foro	13	mm
$A_{bullone}$	Area sezione bullone	113.10	mm ²
A_{res}	Area resistente parte filettata	84	mm ²

Piatto flangia - S275			
t_p	Spessore piatto	10	mm
f_{tk}	Resistenza a rottura acciaio	430	N/mm ²

VERIFICHE

$n_{bulloni}$	Numero bulloni collegamento	4	
---------------	-----------------------------	---	--

Resistenza a taglio bulloni

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tk} A_{res} / \gamma_{M2} \quad \text{bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8;} \quad [4.2.63]$$

γ_{M2}	Coefficiente di sicurezza	1.25	
$n_{sup.taglio}$	Numero piani di taglio	1	
$F_{v,Rd}$	Resistenza a taglio	32256	N

Resistenza a rifollamento piatto

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} \quad [4.2.67]$$

γ_{M2}	Coefficiente di sicurezza	1.25	
e_1		40	mm
e_2		40	mm
p_1		72	mm
p_2		80	mm
t	Spessore piatto	10	mm
d	Diametro del bullone	12	mm
f_{tk}	Resistenza a rottura piastra	430	N/mm ²
α_{bordo}		1	
$\alpha_{interni}$		1	
K_{bordo}		2.5	
$K_{interni}$		2.5	
$F_{b,Rd,bordo}$	Resistenza a rifollamento	103200	N
$F_{b,Rd,interni}$	Resistenza a rifollamento	103200	N

$F_{v,Rd}$	Min ($F_{v,Rd}; F_{b,Rd}$)	32256	N
------------	------------------------------	-------	---

$F_{v,Rd,j}$	Resistenza a taglio del collegamento	129024	N
--------------	--------------------------------------	--------	---

Resistenza a trazione bulloni

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot A_{res} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} \quad \text{per i bulloni;} \quad [4.2.68]$$

γ_{M2}	Coefficiente di sicurezza	1.25	
$F_{t,Rd}$	Resistenza a trazione	48384	N

Verifica a punzonamento

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} \quad [4.2.70]$$

γ_{M2}	Coefficiente di sicurezza	1.25	
d_{dado}	Diametro dado	19	mm
$d_{testabullone}$	Diametro testa bullone	19	mm
d_m	Diametro minimo	19	mm
$B_{p,Rd}$	Resistenza a punzonamento	123200.7	N

$F_{t,Rd}$	$\text{Min}(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})$	48384	N
------------	----------------------------------	-------	---

$F_{t,Rd,j}$	Resistenza a trazione del collegamento	193536	N
--------------	--	--------	---

Resoconto verifiche

$F_{V,Ed} / F_{V,Rd,j} < 1$	0.04	
$F_{t,Ed} / F_{t,Rd,j} < 1$	0.43	
$F_{V,Ed} / F_{V,Rd,j} + F_{t,Ed} / 1.4F_{t,Rd} < 1$	0.35	

1.9.4.5 Verifica collegamento HEB160-Telaio

Il giunto tra pilastro e trave HEB160 viene realizzato tramite flangia dello spessore di 10 mm saldata alla trave e bullonata all'ala del pilastro. Il collegamento bullonato avviene grazie a 6 bulloni M16 cl. 8.8. Il collegamento deve sostenere anche il momento di calcolo. A favore di sicurezza il momento di calcolo viene ripartito sulle due coppie esterne di bulloni.

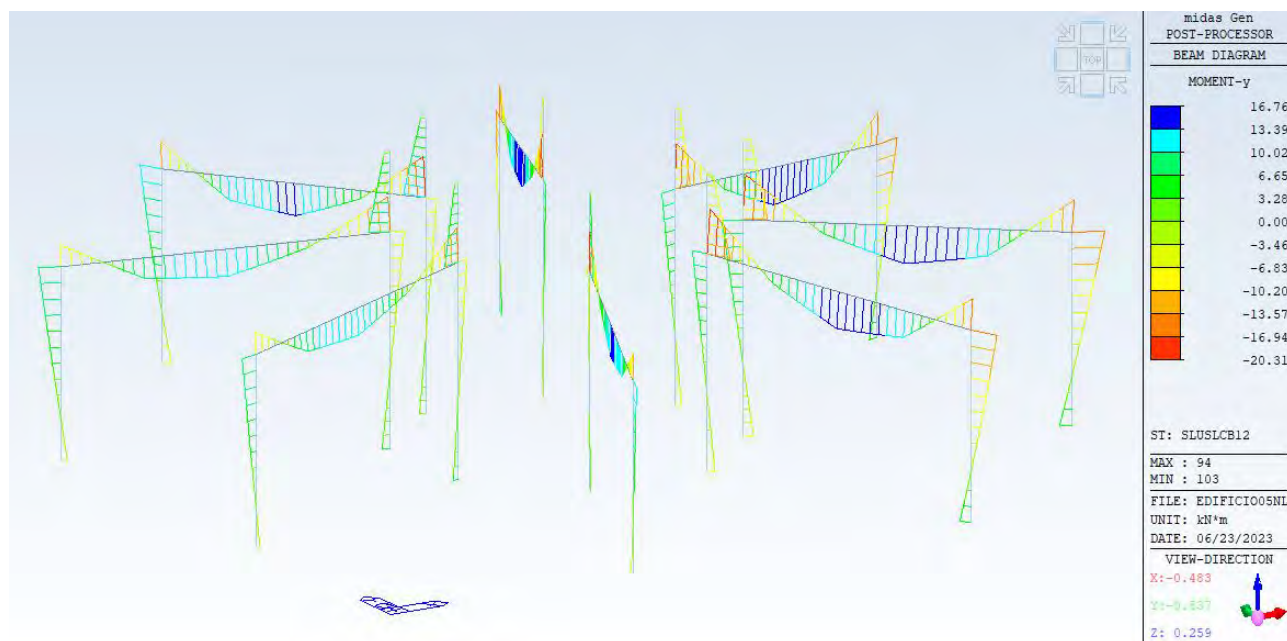


Figura 34: Telaio - Diagramma My max SLUSLCB12

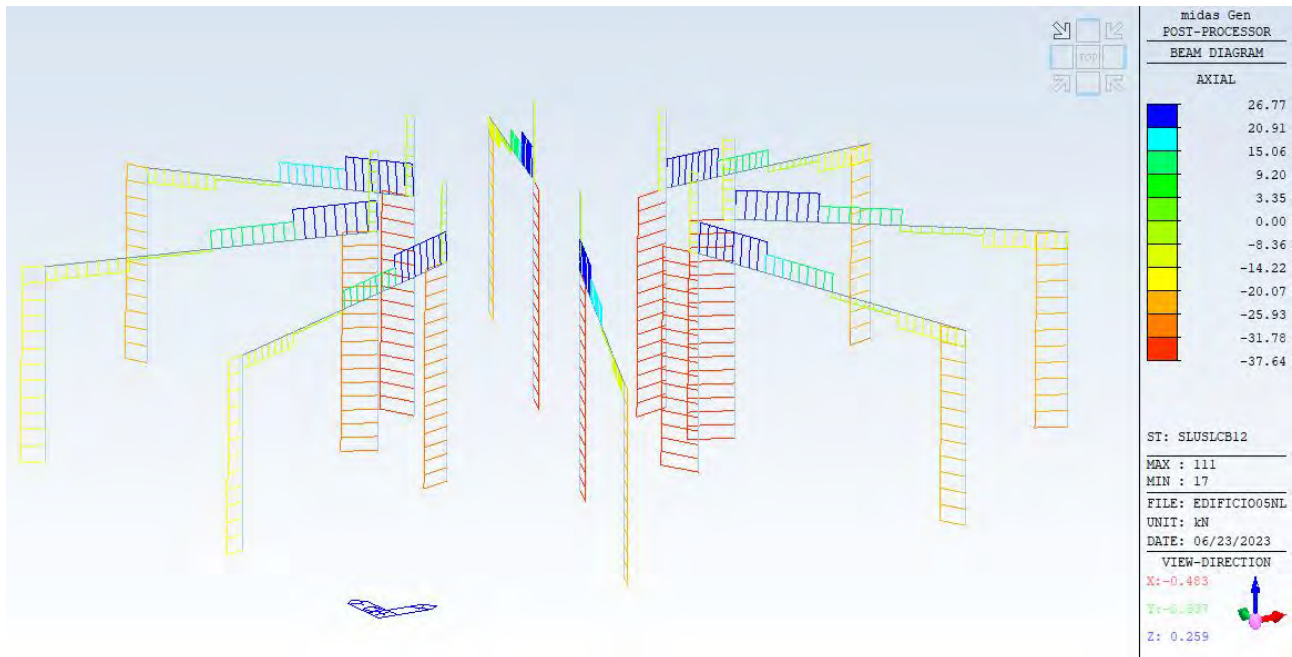


Figura 35: Telai - Diagramma Fx max SLUSLCB12

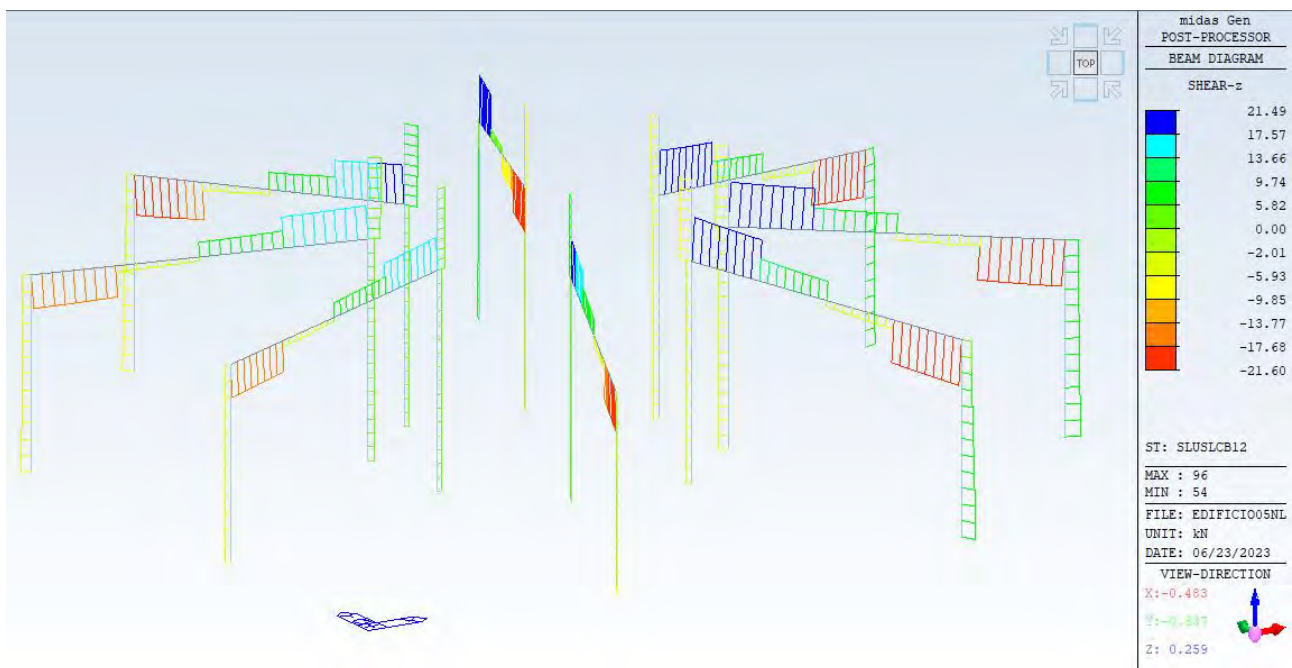


Figura 36: Telai - Diagramma Fz max SLUSLCB12

M	20.31	kNm
b	15	cm
F	135.4	kN

Verifica giunto flangiato - Momento

SOLLECITAZIONI

$F_{t,Ed}$	Trazione di calcolo da Momento	135400	N
$F_{t,Ed}$	Trazione di calcolo da Sforzo assiale	26770	N
$F_{v,Ed}$	Taglio di calcolo	21600	N

DATI

Bullone M16 classe 8.8			
f_{yb}	Resistenza a snervamento	640	N/mm ²
f_{tb}	Resistenza a rottura	800	N/mm ²
d	Diametro del bullone	16	mm
d_o	Diametro foro	17	mm
$A_{bullone}$	Area sezione bullone	201.06	mm ²
A_{res}	Area resistente parte filettata	157	mm ²

Piatto flangia - S275			
t_p	Spessore piatto	10	mm
f_{tk}	Resistenza a rottura acciaio	430	N/mm ²

VERIFICHE

$n_{bulloni}$	Numero bulloni collegamento (T)	6	
$n_{bulloni}$	Numero bulloni collegamento (N)	6	
$n_{bulloni}$	Numero bulloni collegamento (N,M)	2	

$F_{t,b,Ed}$	Trazione di calcolo da Sforzo assiale	72161.67	N
$F_{v,b,Ed}$	Taglio di calcolo	3600	N

Resistenza a taglio bulloni

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tk} A_{res} / \gamma_{M2} \quad \text{bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8;} \quad [4.2.63]$$

γ_{M2}	Coefficiente di sicurezza	1.25	
$n_{sup.taglio}$	Numero piani di taglio	1	
$F_{v,Rd}$	Resistenza a taglio	60288	N

Resistenza a rifollamento piatto

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} \quad [4.2.67]$$

γ_{M2}	Coefficiente di sicurezza	1.25	
e_1		40	mm
e_2		19	mm
p_1		80	mm
p_2		44	mm
t	Spessore piatto	10	mm
d	Diametro del bullone	16	mm
f_{tk}	Resistenza a rottura piastra	430	N/mm ²
α_{bordo}		0.784314	
$\alpha_{interni}$		1	
K_{bordo}		1.429412	
$K_{interni}$		1.923529	
$F_{b,Rd,bordo}$	Resistenza a rifollamento	61705.74	N
$F_{b,Rd,interni}$	Resistenza a rifollamento	105871.1	N

$F_{v,Rd}$	Min ($F_{v,Rd}; F_{b,Rd}$)	60288	N
------------	------------------------------	--------------	----------

Resistenza a trazione bulloni

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tk} A_{res} / \gamma_{M2} \quad \text{per i bulloni;} \quad [4.2.68]$$

γ_{M2}	Coefficiente di sicurezza	1.25	
$F_{t,Rd}$	Resistenza a trazione	90432	N

Verifica a punzonamento

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2} \quad [4.2.70]$$

γ_{M2}	Coefficiente di sicurezza	1.25	
d_{dado}	Diametro dado	24	mm
$d_{testabullone}$	Diametro testa bullone	24	mm

d_m	Diametro minimo	24	mm
$B_{p,Rd}$	Resistenza a punzonamento	155621.9	N

$F_{t,Rd}$	Min ($F_{t,Rd}; B_{p,Rd}$)	90432	N
------------	------------------------------	-------	---

Resoconto verifiche

$F_{V,b,Ed} / F_{V,Rd,j} < 1$	0.06	
$F_{t,b,Ed} / F_{t,Rd,j} < 1$	0.80	
$F_{V,b,Ed} / F_{V,Rd,j} + F_{t,b,Ed} / 1.4F_{t,Rd} < 1$	0.63	

1.9.4.6 Verifica piastra di base appoggi intermedi

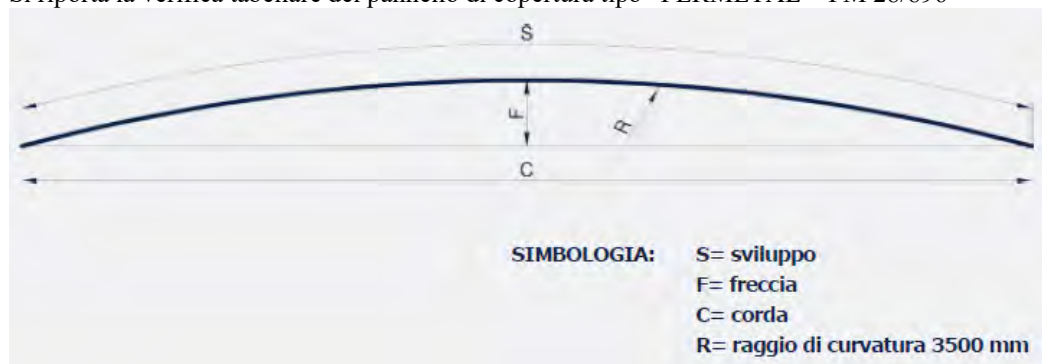
Combinazione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$V_{y,Ed}$ [kN]
1 SLUSLC1	35.3	7.3	3.3	8.8
2 SLVSLCB70	42.9	11.8	24.8	17.3
3 SLVSLCB70	-14.5	6	21.9	10.8
4 SLVSLCB70	30.8	-14.9	12.7	14.4

Per la verifica della piastra di base dei telai si rimanda all'ALLEGATO 1.

La verifica della rottura conica del calcestruzzo non è soddisfatta, pertanto viene disposto un numero maggiore di spilli in corrispondenza degli appoggi (spilli $\Phi 8$ n. 8/mq).

1.9.5 Verifica pannello di copertura

Si riporta la verifica tabellare del pannello di copertura tipo "FERMETAL – FM 28/896"



Acciaio S250GD (UNI EN 10346)

Sovraccarico di esercizio utile uniformemente distribuito kN/m ²								
condizione di ARCO A DUE CERNIERE * - luce espressa in m								
spessore	FM 40/1000				FM 28/896			
	K=150kN/m (kg/cm)	K=500kN/m (kg/cm)	K=150kN/m (kg/cm)	K=500kN/m (kg/cm)	K=150kN/m (kg/cm)	K=500kN/m (kg/cm)	K=150kN/m (kg/cm)	K=500kN/m (kg/cm)
mm	1,80	2,20	1,80	2,20	1,80	2,20	1,80	2,20
0,6	1,58	1,17	1,83	1,32	2,47	1,91	2,97	2,04
0,7	1,94	1,42	2,20	1,62	3,04	2,30	3,56	2,45
0,8	2,24	1,61	2,50	1,85	3,59	2,66	4,12	2,85
1,0	2,88	2,04	3,14	2,28	4,70	3,41	5,24	3,63

Il carico utile in esercizio è dato dal peso della neve ed è quindi pari a 147kg/m²,

Per la verifica si considera la condizione di trave appoggiata con luce pari a 220cm (interasse massimo degli arcarecci pari a 185cm) con spessore della lamiera pari a 0.6mm. Il carico utile massimo consentito è di 204 kg/m², la verifica è soddisfatta.

1.10 PROGETTO E VERIFICA EDIFICIO ASm

L'edificio viene realizzato in muratura armata poggiante su una soletta di fondazione dello spessore di 30cm, con copertura in laterocemento. Come previsto dalle NTC 2018 si prevede la verifica della struttura tramite il metodo semplificato e la verifica della copertura alle sole sollecitazioni statiche.

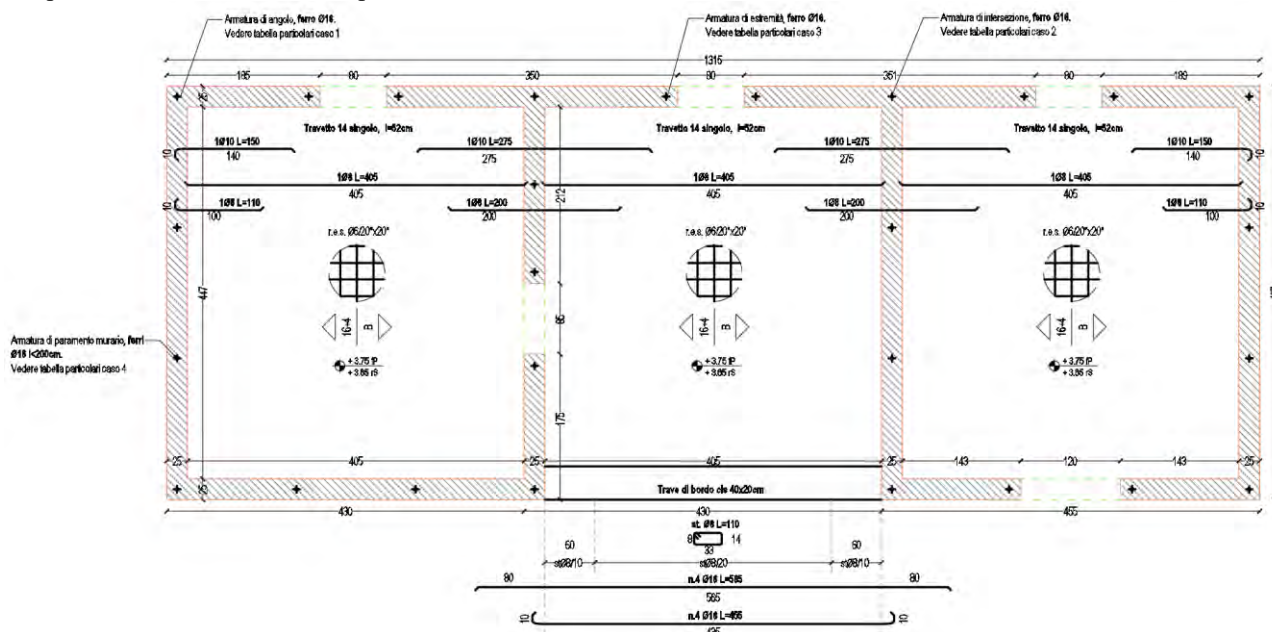


Figura 37: Edificio ASm – Pianta

1.10.1 Verifica murature

La normativa vigente richiede il rispetto dei requisiti geometrici e dei criteri di progetto. Le piante delle costruzioni devono essere quanto più possibile compatte e simmetriche rispetto ai due assi ortogonali. Le pareti strutturali, al lordo delle aperture, devono avere continuità in elevazione fino alla fondazione, evitando pareti in falso. Le strutture costituenti orizzontamenti e coperture non devono essere spingenti. Eventuali spinte orizzontali, valutate tenendo conto l'azione sismica, devono essere assorbite per mezzo di idonei elementi strutturali.

I solai devono assolvere funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti strutturali e di vincolo nei confronti delle azioni fuori del piano delle pareti, pertanto devono essere ben collegati ai muri e garantire un adeguato funzionamento a diaframma. La distanza massima tra due solai successivi non deve essere superiore a 5 m.

La geometria delle pareti resistenti al sisma, deve rispettare i requisiti indicati nella Tab. 7.8.I, in cui t indica lo spessore della parete al netto dell'intonaco, h_0 l'altezza di libera inflessione della parete come definito al § 4.5.6.2, h' l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete, l la lunghezza della parete.

Tab. 7.8.I – Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma

Tipologie costruttive	t_{\min}	$(\lambda=h_0/t)_{\max}$	$(l/h^*)_{\min}$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura confinata	240 mm	15	0,3
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti caratterizzati, allo SLV, da $a_g S \leq 0.15g$	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti caratterizzati, allo SLV, da $a_g S \leq 0.075g$	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti caratterizzati, allo SLV, da $a_g S \leq 0.075g$	150 mm	20	0,3

Si utilizzano blocchi per muratura armata di spessore pari a 25cm.

Il capitolo 4 delle NTC2018 afferma che per edifici semplici è consentito eseguire le verifiche, in via semplificativa, adottando le azioni previste nelle presenti Norme Tecniche, con resistenza del materiale di cui al § 4.5.6.1, ponendo il coefficiente $\gamma_M = 4,2$ ed utilizzando il dimensionamento semplificato di seguito riportato con le corrispondenti limitazioni:

- le pareti strutturali della costruzione siano continue dalle fondazioni alla sommità;
- nessuna altezza interpiano sia superiore a 3,5 metri;
- il numero di piani in muratura non sia superiore a 3 (entro e fuori terra) per costruzioni in muratura ordinaria ed a 4 per costruzioni in muratura armata;
- la planimetria dell'edificio sia inscrittibile in un rettangolo con rapporti fra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3;
- la snellezza della muratura, secondo l'espressione [4.5.1], non sia in nessun caso superiore a 12;
- il carico variabile per i solai non sia superiore a 3,00 kN/m².
- devono essere rispettate le percentuali minime, calcolate coperta rispetto alla superficie totale in pianta dell'edificio, di sezione resistente delle pareti, calcolate nelle due direzioni ortogonali, specificate in Tab. 7.8.II.

La verifica si intende soddisfatta se risulta:

$$\sigma = N / (0,65 A) < f_k / \gamma_M \quad [4.5.12]$$

in cui N è il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio corrispondente alla somma dei carichi permanenti e variabili (valutati ponendo $\gamma_G = \gamma_Q = 1$) della combinazione caratteristica e A è l'area totale dei muri portanti allo stesso piano.

NTC18 §4.5.6.4 - VERIFICHE SEMPLIFICATE

a)	le pareti strutturali della costruzione siano continue dalle fondazioni alla sommità	Verificato
b)	nessuna altezza interpiano sia superiore a 3,5 metri	Verificato
	h_{\max} Interpiano [m] 3 < 3.5	
c)	il numero di piani in muratura non sia superiore a 3 (entro e fuori terra) per costruzioni in muratura ordinaria ed a 4 per costruzioni in muratura armata	Verificato
	Piani in muratura 1 < 3	
d)	la planimetria dell'edificio sia inscrittibile in un rettangolo con rapporti fra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3	Verificato

A [m]	4.97		
B [m]	13.15		
A/B	0.38	>	0.33

e)	la snellezza della muratura, secondo l'espressione [4.5.1], non sia in nessun caso superiore a 12	Verificato
----	---	------------

h [m]	3	t [m]	0.25
ρ	1	uso $\rho=1$ in favore di sicurezza	
h_0 [m]	3		
λ	12	<	15 Muratura armata

f)	il carico variabile per i solai non sia superiore a 3,00 kN/m ²	Verificato
----	--	------------

q(neve) [kN/m ²]	1	<	3
------------------------------	---	---	---

g)	devono essere rispettate le percentuali minime, calcolate coperta rispetto alla superficie totale in pianta dell'edificio, di sezione resistente delle pareti, calcolate nelle due direzioni ortogonali, specificate in Tab. 7.8.II	Verificato
----	---	------------

Tipo di struttura	Muratura armata
Numero di piani	1
$a_{g,SLV}$ [g]	0.229
S_s	1.18
S_T	1
$a_{g,SLV} \cdot S$ [g]	0.27022
Area lorda [m ²]	65.3555
Area res. X [m ²]	4.66
Area res. Y [m ²]	4.76
Rapporto [%]	7.13 > 3.5

CONDIZIONE DI VERIFICA

N [kN]	572.907975
N [N]	572907.975
A [m ²]	9.42
A [mm ²]	9420000
0.65 A [mm ²]	6123000
$N/(0.65A)$ [N/mm ²]	0.09
γ_M	4.2
f_k [N/mm ²]	6.53
f_k/γ_M [N/mm ²]	1.55

NTC2018 §4.5.6.4

$$\sigma = N / (0,65 A) \leq f_k / \gamma_M$$

0.09	<	1.55	OK
------	---	------	----

Il capitolo 7 delle NTC18 introduce ulteriori limitazioni nella definizione di "edificio semplice".

Si definiscono "costruzioni semplici" quelle che rispettano le condizioni di cui al § 4.5.6.4 integrate con le caratteristiche descritte nel seguito, oltre a quelle di regolarità in pianta e in elevazione definite al § 7.2.1 e quelle definite al § 7.8.6.2 per le costruzioni di muratura armata. Per le costruzioni semplici per cui, allo SLV, $a_g S < 0,35g$ non è obbligatorio eseguire alcuna analisi e verifica di sicurezza, ma è richiesto il soddisfacimento delle seguenti condizioni integrative:

– in ciascuna delle due direzioni siano previsti almeno due sistemi di pareti di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione della costruzione nella medesima direzione. Nel conteggio della lunghezza complessiva possono essere inclusi solamente setti murari che rispettano i requisiti geometrici della Tab. 7.8.I. La distanza tra questi due sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta sia

non inferiore al 75% della dimensione della costruzione nella medesima direzione (ortogonale alle pareti). Almeno il 75% dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali;

– in ciascuna delle due direzioni siano presenti pareti resistenti alle azioni orizzontali con interasse non superiore a 7 m, elevabili a 9 m per costruzioni in muratura armata;

– per ciascun piano il rapporto tra area della sezione resistente delle pareti e superficie lorda del piano non sia inferiore ai valori indicati nella Tab. 7.8.II, in funzione del numero di piani della costruzione e della sismicità del sito, per ciascuna delle due direzioni ortogonali:

Tabella 7.8.II – Area pareti resistenti in ciascuna direzione ortogonale per costruzioni semplici.

Accelerazione di picco del terreno $a_g S^{(1)}$		$\leq 0,07g$	$\leq 0,10g$	$\leq 0,15g$	$\leq 0,20g$	$\leq 0,25g$	$\leq 0,30g$	$\leq 0,35g$	$\leq 0,40g$	$\leq 0,45g$	$\leq 0,50g$
Tipo di struttura	Numero piani										
Muratura ordinaria	1	3,5%	3,5%	4,0%	4,5%	5,5%	6,0%	6,0%	6,0%	6,0%	6,5%
	2	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	6,0%	6,5%	6,5%	6,5%	6,5%	7,0%
	3	4,5%	4,5%	5,0%	6,0%	6,5%	7,0%	7,0%			
Muratura armata	1	2,5%	3,0%	3,0%	3,0%	3,5%	3,5%	4,0%	4,0%	4,5%	4,5%
	2	3,0%	3,5%	3,5%	3,5%	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	5,0%	5,0%
	3	3,5%	4,0%	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	5,5%	5,5%	6,0%	6,0%
	4	4,0%	4,5%	4,5%	5,0%	5,5%	5,5%	5,5%	6,0%	6,5%	6,5%

⁽¹⁾ S_T si applica solo nel caso di strutture di Classe d'uso III e IV (v. § 2.4.2)

Per le costruzioni semplici il numero di piani non può essere superiore a 3 per le costruzioni in muratura ordinaria ed a 4 per

costruzioni in muratura armata.

Deve inoltre risultare, per ogni piano:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq 0,25 \frac{f_k}{\gamma_M} \quad [7.8.1]$$

in cui N è il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio corrispondente alla somma dei carichi permanenti e variabili (valutati ponendo $\gamma_G = \gamma_Q = 1$), A è l'area totale dei muri portanti allo stesso piano e f_k è la resistenza caratteristica a compressione in direzione verticale della muratura.

NTC18 §7.8.1.9 - COSTRUZIONI SEMPLICI

	Rispetto condizioni §4.5.6.4 (verifiche semplificate cap. 4)	Verificato
--	--	------------

	Rispetto condizioni §7.2.1 (regolarità pianta ed elevazione)	Verificato
a)	la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento	Verificato
b)	il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4	Verificato

A/B 0.38 < 4

c)	ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione	Verificato
----	--	------------

d)	tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio	Verificato
e)	massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	Verificato
f)	il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	Verificato
g)	eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.	Verificato

	Rispetto condizioni §7.8.6.1-7.8.6.2-7.8.6.3 (regole di dettaglio)	Verificato
--	--	------------

	$a_g S < 0.35g$	Verificato
--	-----------------	------------

	in ciascuna delle due direzioni siano previsti almeno due sistemi di pareti di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione della costruzione nella medesima direzione. Nel conteggio della lunghezza complessiva possono essere inclusi solamente setti murari che rispettano i requisiti geometrici della Tab. 7.8.I. La distanza tra questi due sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta sia non inferiore al 75% della dimensione della costruzione nella medesima direzione (ortogonale alle pareti). Almeno il 75% dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali	Verificato
--	--	------------

	in ciascuna delle due direzioni siano presenti pareti resistenti alle azioni orizzontali con interasse non superiore a 7 m, elevabili a 9 m per costruzioni in muratura armata	Verificato
--	--	------------

	per ciascun piano il rapporto tra area della sezione resistente delle pareti e superficie lorda del piano non sia inferiore ai valori indicati nella Tab. 7.8.II, in funzione del numero di piani della costruzione e della sismicità del sito, per ciascuna delle due	Verificato
--	--	------------

CONDIZIONE DI VERIFICA

N [N]	572907.975	
A [mm ²]	9420000	
N/A [N/mm ²]	0.06	
γ_M	4.2	NTC2018 §4.5.6.4
f_k [N/mm ²]	6.53	
$0.25f_k/\gamma_M$ [N/mm ²]	0.39	

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq 0,25 \frac{f_k}{\gamma_M}$$

0.06	<	0.39	OK
------	---	------	----

1.10.2 Verifica minimi di armatura

Per il diametro e la posizione delle barre di armatura si veda l'elaborato grafico. Le armature devono rispettare i seguenti limiti

le armature orizzontali (barre o traliccio) devono avere diametro minimo di 5 mm e vanno inserite nei letti di malta ad interasse non superiore a 60 cm (cioè 3 corsi di blocchi dato che i blocchi sono alti 19 cm), ancorandole in modo adeguato alle estremità delle pareti mediante ganci o piegature attorno alle barre verticali. La percentuale di armatura orizzontale, calcolata rispetto all'area lorda della sezione verticale della parete, non può essere inferiore allo 0,04%, né superiore allo 0,5%;

Φ [cm]	A [cm ²]	N. ferri	N. file	Atot [cm ²]
0.6	0.282743	2	7	3.958407

H _{par} [cm]	S _{par} [cm]	A [cm ²]	A _{min,0.04}	A _{max,0.5}
280	25	7000	2.8	35

Per le murature in oggetto vengono disposti 2 ferri $\phi 6$ ogni due ricorsi

Le armature verticali sono costituite da almeno 2 cm² (1 $\phi 16$) da collocare alle estremità di ogni parete portante, ad ogni intersezione tra pareti portanti, in corrispondenza di ogni apertura e comunque ad interasse non superiore a 4 m. La percentuale di armatura verticale, calcolata rispetto all'area lorda della sezione orizzontale della parete, non può essere inferiore allo 0,05%, né superiore allo 1,0%.

Φ [cm]	A [cm ²]	N. ferri	N. file	Atot [cm ²]
1.6	2.010619	4	1	8.042477

H _{par} [cm]	S _{par} [cm]	A [cm ²]	A _{min,0.05}	A _{max,1.0}
497	25	12425	6.2125	124.25

Per le murature in oggetto vengono disposti $\phi 16$ a passo tale da garantire la verifica dei minimi richiesti

1.10.3 Verifica copertura

La copertura da realizzare in laterocemento è stata verificata con schema appoggio-appoggio. Di seguito si mostrano i risultati dei calcoli con un diagramma delle sollecitazioni e resistenze.

Solaio tipo 1 - Solaio a Travetto Singolo in C.A.N. - Altezza totale Solaio = 20.0 cm - Interasse = 52.0 cm

Altezza Solaio: 16.0 + 4.0 = 20.0 cm Interasse Solaio: 52.0 cm

Peso proprio Solaio: 255 daN/mq Peso Manufatto: 12 daN/m Rompitratta: 1.65 / 1.85 m Interasse Nervature: 52.0 cm

Spessore Cappa: 4.0 cm Larghezza totale Nervature: 14.0 cm Altezza totale Nervature: 16.0 cm Numero Nervature: 1

Spessore Soletta collaborante: 4.0 cm Largh. Nervature collaboranti: 15.0 cm Coefficiente di Omogeneizzazione N: 15

Interposto Laterizio: Coll. = N Numero: 1 Larghezza: 38.0 cm Altezza: 16.0 cm Taglio: 25 cm Peso: 6.00 daN

Numero Travetti: 1 Num. Tralicci: 1 Tipo Traliccio: 2 fi 5.0 Inf. + 1 fi 7.0 Sup. + St. fi 5.0 / 20.0 cm - 12.5 cm

Armatura Ripartizione Cappa: RETE FI 5 - MAGLIA 20X20 Le Sollecitazioni e le Verifiche sono riferite all'interasse

Copriferrì Armature: Tral.: 2.0 cm Cat.: 0.0 cm Camp.: 2.0 cm Sup. App.: 2.0 cm Inf. App.: 4.5 cm Rip.: 3.0 cm

Armature considerate in Verifica: Armatura Traliccio: 0.39 cmq Armatura di Ripartizione della Cappa: 0.00 cmq

Calcestruzzo Manufatto: Rck: 300 daN/cm² Fck: 249 daN/cm² acc: 0.85 yc: 1.5 Fcd: 141.10 daN/cm² Ec: 314472 daN/cm²

Calcestruzzo Manufatto: σ_{cr} : 149.40 daN/cm² σ_{cqp} : 112.05 daN/cm² Riduzione Fcd/ σ_{cr} / σ_{cqp} spessori < 5cm: -20%/-20%/-20%

Calcestruzzo Getto in Opera: Rck: 300 daN/cm² Fck: 249 daN/cm² acc: 0.85 yc: 1.5 Fcd: 141.10 daN/cm² Ec: 314472 daN/cm²

Calcestruzzo Getto in Opera: σ_{cr} : 149.40 daN/cm² σ_{cqp} : 112.05 daN/cm² Riduzione Fcd/ σ_{cr} / σ_{cqp} spessori < 5cm: -20%/-20%/-20%

Acciaio: ys: 1.15 σ_s : 0.8*Fyk Campate Fyk: 4300 daN/cm² Appoggi Fyk: 4300 daN/cm² Traliccio Fyk: 4300 daN/cm²

Acciaio: Campate Fyd: 3739 daN/cm² Campate σ_s : 3440 daN/cm² Appoggi Fyd: 3739 daN/cm² Appoggi σ_s : 3440 daN/cm²

Acciaio: Traliccio Fyd/ σ_s inf.: 3739/3440 daN/cm² Fyd/ σ_s sup.: 1798/1654 daN/cm² Fyd/ σ_s St. 1684/1550 daN/cm²

Condizioni ambientali: Ordinarie Classe di esposizione: XC1 Fessurazione: Wr/Wf/Wp: ***/0.40/0.30 mm

Coefficienti Incremento Carichi: GammaG1: 1.00-1.30 GammaG2: 0.80-1.50 GammaQ: 0.00-1.50 Psi0: 0.50 Psi1: 0.20 Psi2: 0.00

Vincoli App. estremi: 0: App. semplice 1: Incastro Altro: Semincastro S1010FE360-CBAUSTASAPP2APP1BAUSTA2

Caratt. Staffe: Posizione: Per Interasse (1 St./Interasse) Tipologia: Tipo 2-S-2BV - 2 Bracci verticali Area Staffe: Asw = Area(Φ Staffe)*2*1

Le Freccie del Solaio (Vedi Tabella 'Sollecitazioni/Verifiche Campate: Stato Limite di Esercizio-Combinazione Rara'), sono calcolate:

La Freccia istantanea (a tempo breve): Per combinazione rara - La Freccia differita (a tempo infinito): Per combinazione quasi permanente

Schema 1 - CAMPATA A

Carico permanente non strutturale G2: Sempre Presente Metodo di Calcolo delle Deformazioni: Metodo semplificato
Vincolo Appoggio iniziale = 16.00 Vincolo Appoggio finale = 16.00 Profondità campo solaio = 7.66 m Calcolo con ridistribuzioni per S.L.E.: No

Carichi distribuiti

Camp.	Luce Calcolo/Netta cm	Zona piena Sx Or./Nec. cm	Zona piena Dx Or./Nec. cm	Tipo Solaio	Allin. Estrad.	Comb.	Peso proprio daN/mq	Carico perm. daN/mq	Carico perm. non strutt. daN/mq	Carico variabile daN/mq	Carico totale daN/mq
1-A	482/456	15/15	15/15	1	Sì	SLE-CR	255	0	60	100	415
						SLU	332	0	90	150	572

Distinta Armature Appoggi / Singolo Travetto

Appoggio	Num. 1	Diam. 1 mm	Lun. 1 cm	Num. 2	Diam. 2 mm	Lun. 2 cm	Num. 3	Diam. 3 mm	Lun. 3 cm
1 sup.	1	10	140	0	0	0	0	0	0
1 inf.	1	8	100	0	0	0	0	0	0
2 sup.	1	10	140	0	0	0	0	0	0
2 inf.	1	8	100	0	0	0	0	0	0

Distinta Armature Inferiori Campate

Campata	Tipo	Num. 1	Diam. 1 mm	Lun. 1 cm	Num. 2	Diam. 2 mm	Lun. 2 cm	Num. 3	Diam. 3 mm	Lun. 3 cm	N./ Φ /Passo Staffe N./mm/cm	Tratto Staffe Iniz./Fine/Lungh. cm
1-A	Conf.	1	8	450	0	0	0	0	0	0	Sx - ***	Sx - ***
	Cat.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Dx - ***	Dx - ***

Sollecitazioni / Verifiche Appoggi: Stato Limite di Esercizio - Combinazione Rara (SLE-CR)

Appoggio	Coefficiente Riduzione Momenti	Coefficiente Momento Fittizio	Momento Flettente daN*cm	Momento Fittizio daN*cm	Reazione Vincolare daN	Lato Appoggio	Area Tesa cmq	Asse Neutro cm	Compr. Cls daN/cm ²	Trazione Acciaio daN/cm ²
1	1.00	30.00	-31335	-16712	520	Sx	0.00	0.00	0	0
						Dx	0.79	2.73	27	2298
2	1.00	30.00	-31335	-16712	520	Sx	0.79	2.73	27	2298

						Dx	0.00	0.00	0	0
--	--	--	--	--	--	----	------	------	---	---

Sollecitazioni / Verifiche Appoggi: Stato Limite Ultimo (SLU)

Appoggio	Coefficiente Riduzione Momenti	Coefficiente Momento Fittizio	Momento Flettente (MEd1) daN*cm	Momento Fittizio (MEd2) daN*cm	Reazione Vincolare daN	Lato Appoggio	Momento Ultimo (MRd) daN*cm	Area Tesa cmq	Asse Neutro cm	Deform. Max Cls %	Deform. Max Acc. %
1	0.85	30.00	-36679	-23014	716	Sx	0	0.00	0.00	0.00	0.00
						Dx	-59918	0.79	0.78	0.30	6.75
2	0.85	30.00	-36679	-23014	716	Sx	-59918	0.79	0.78	0.30	6.75
						Dx	0	0.00	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni / Verifiche Campate: Stato Limite di Esercizio - Combinazione Rara (SLE-CR)

Campata	Coeff. Mom. Fitt.	Mom. Flettente daN*cm	Mom. Fittizio daN*cm	X Mom. Max cm	Taglio Sx daN	Taglio Dx daN	Area Tesa cmq	Asse Neutro cm	Compr. Cls daN/cm	Traz. Acciaio daN/cm	Freccia Ist./Dif. (Dif. Dep.)/Contr. mm
1-A	12.00	31309	41780	246	520	-520	0.90	2.80	34	2734	0.9/2.5(0.5)/8.8

Sollecitazioni / Verifiche Campate: Stato Limite Ultimo (SLU)

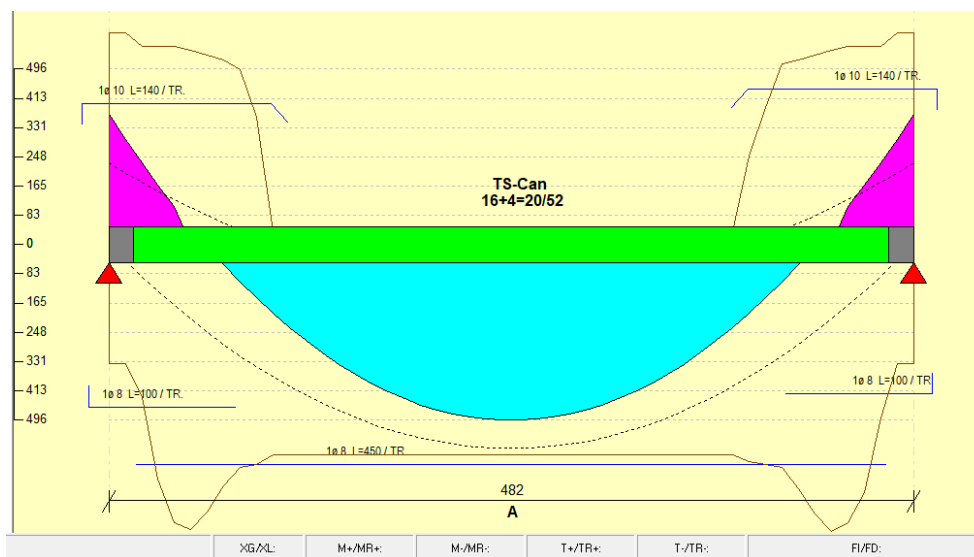
Campata	Coeff. Mom. Fitt.	Mom. Flettente (MEd1) daN*cm	Mom. Fittizio (MEd2) daN*cm	X Mom. Max cm	Taglio Sx daN	Taglio Dx daN	Mom. Ultimo (MRd) daN*cm	Area Tesa cmq	Asse Neutro cm	Def. Max Cls %	Def. Max Acc. %	Fessure Rara/Freq./QPerm. mm
1-A	12.00	49588	57535	236	716	-716	59433	0.90	0.69	0.27	6.75	***0.104/0.098

Sollecitazioni / Verifiche Limite Zone Piene: Stato Limite di Esercizio - Combinazione Rara (SLE-CR)

Campata	Zona piena	Lar. Sottom. Interposto cm	Mom. Flettente daN*cm	Area Tesa cmq	Asse Neutro cm	Compr. Cls daN/cm	Traz. Acciaio daN/cm	Taglio daN	Tau daN/cm	Arm. Taglio Res. minima cmq
1-A	Sx	38	-23776	0.79	4.58	42	1839	488	2.01	0.15
	Dx	38	-23776	0.79	4.42	40	1836	-488	2.01	0.15

Sollecitazioni / Verifiche Limite Zone Piene: Stato Limite Ultimo (SLU)

Campata	Zona piena	Mom. Flettente (MEd) daN*cm	Mom. Ultimo (MRd) daN*cm	Area Tesa cmq	Asse Neutro cm	Def. Max Cls %	Def. Max Acciaio %	Taglio (VEd) daN	Taglio Ultimo (VRd) daN	Arm. Taglio Res. minima cmq
1-A	Sx	-26270	-55935	0.79	2.75	0.35	1.94	672	1334	0.19
	Dx	-26270	-55967	0.79	2.66	0.35	2.02	-672	1334	0.19



2 DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2018 (PUNTO 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di progettista strutturale delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Per la seguente progettazione ci si è avvalsi dei seguenti codici:

MIDAS Gen

Versione: 2022 - v1.1
Ditta produttrice: Midas Information Technology Co. Ltd
User: Paolo Satta
Company: Oikos Progetti s.r.l.
Licenza n.: U001-07709

Precad Solai 2008

Versione: 2008.2020.2
Ditta produttrice: insita s.r.l.
Utente: oik69
Codice seriale: 1813420

GeoStru PS Advanced 2022

Versione: 2022.14.4.816
Ditta produttrice: GeoStru
Utente: OIKOS

API++ 14.0

Versione: 14.02 D
Ditta produttrice: Aztec Informatica
Utente OIKOS PROGETTI S.R.L.
Licenza n. AIU6350K6

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. Le società produttrici hanno verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

I software prevedono una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. I codici di calcolo consentono di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente dei software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, il sottoscritto asserisce che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Il progettista strutturale

Ing. Paolo Satta



PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della fondazione

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
 Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
 Coefficiente di sicurezza relativo al calcestruzzo
 Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata

$R_{ck} =$	30.00	MPa
$f_{ck} =$	25.00	MPa
$\gamma_c =$	1.50	-
$\alpha_{cc} =$	0.85	-

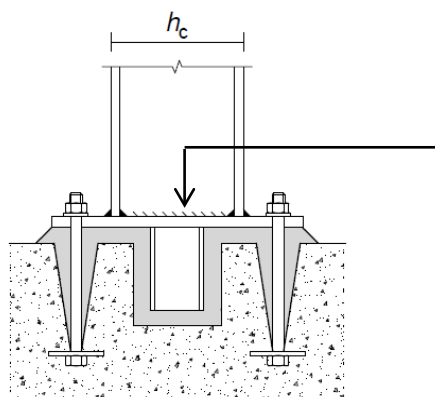
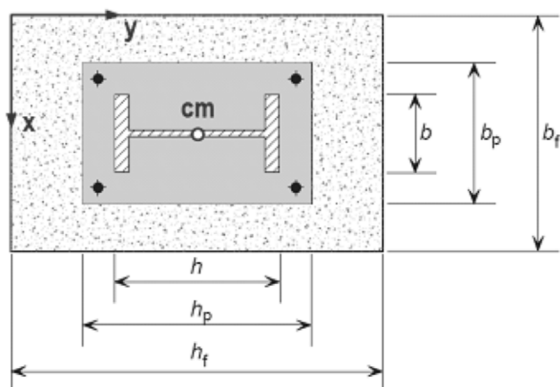
Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

$$f_{cd} = 14.17 \text{ MPa}$$

Altezza della fondazione
 Larghezza della fondazione
 Spessore della fondazione

$h_f =$	1.00	m
$b_f =$	1.00	m
$d_f =$	0.40	m



Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione trasversale della colonna

Resistenza a snervamento dell'acciaio della colonna
 Resistenza ultima dell'acciaio della colonna
 Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio
 Altezza della sezione trasversale della colonna
 Larghezza della sezione trasversale della colonna
 Spessore dell'anima
 Spessore delle ali
 Raggio di curvatura

$f_{y,c} =$	275.00	MPa
$f_{u,c} =$	430.00	MPa
$\gamma_{M0} =$	1.05	-
$h_c =$	160.00	mm
$b_c =$	160.00	mm
$t_{w,c} =$	8.00	mm
$t_{f,c} =$	13.00	mm
$r_c =$	15.00	mm

Riduzione dovuta allo spessore

$f_{y,c,rid} =$	275.00	MPa
$f_{u,c,rid} =$	430.00	MPa

								Altezze di gola saldature	
h_w	d_w	A	I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	i_y	A_{vz}	$a_{w,w}$	$a_{w,f}$
[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ³]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]
134.00	104.00	5425.14	2.492E+07	3.115E+05	3.540E+05	67.77	1759.14	4.00	6.50

Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della piastra di base e dei tirafondi

Resistenza a snervamento dell'acciaio della piastra di base
 Resistenza ultima dell'acciaio della piastra di base
 Resistenza ultima dell'acciaio dei tirafondi
 Coefficiente di sicurezza relativo ai tirafondi e saldature

$f_{y,bp} =$	275.00	MPa
$f_{u,bp} =$	430.00	MPa
$f_{ub} =$	430.00	MPa
$\gamma_{M2} =$	1.25	-

PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

Altezza della piastra di base

Larghezza della piastra di base

Spessore della piastra di base

 $h_{bp} = 300.00$ mm $b_{bp} = 300.00$ mm $t_{bp} = 15.00$ mm

Riduzione dovuta allo spessore

 $f_{y,bp,rid} = 275.00$ MPa $f_{u,bp,rid} = 430.00$ MPa

Diametro del bullone

Area della porzione filettata del gambo

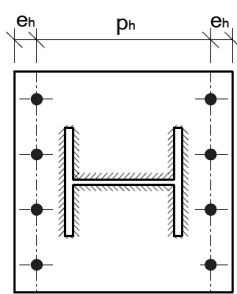
Numero di bulloni per ciascun lato della piastra di base

Distanza verticale dal bordo della piastra

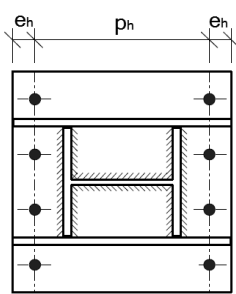
Distanza orizzontale dal bordo della piastra

Passo verticale

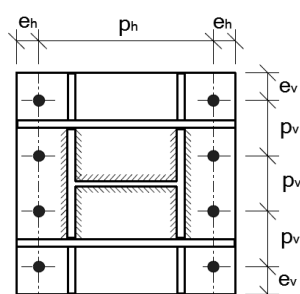
Passo orizzontale

 $d = 16.00$ mm $A_s = 157.00$ mm² $n = 3$ $e_v = 30.00$ mm $e_h = 30.00$ mm $p_v = 120.00$ mm $p_h = 240.00$ mm

Tipo 1



Tipo 2



Tipo 3

Tipologia della piastra di base

3

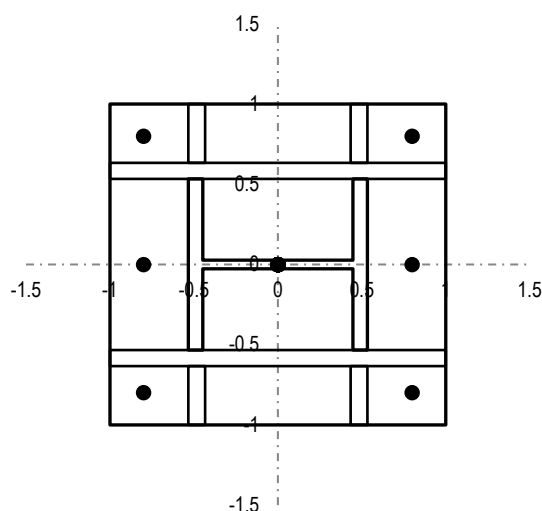
Piastra di base irrigidita in entrambe le direzioni

Spessore degli irrigidimenti longitudinali

Spessore degli irrigidimenti trasversali

Altezza di gola delle saldature degli irrigidimenti longitudinali

Altezza di gola delle saldature degli irrigidimenti trasversali

 $t_{L,s} = 15.00$ mm $t_{T,s} > t_{f,c}$ $t_{T,s} = 15.00$ mm $a_{w,Ls} = 7.50$ mm $a_{w,Ts} = 7.50$ mm $d_0 = 18.00$ mm

Verifica dei parametri geometrici

$e_{v,lim}$	21.6	100.00	mm
$e_{h,lim}$	21.6	100.00	mm
$p_{v,lim}$	39.6	200.00	mm

e_v	OK	OK
e_h	OK	OK
p_v	OK	OK

PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

RESISTENZA A COMPRESSIONE PURA

Spessore minimo della malta di allettamento

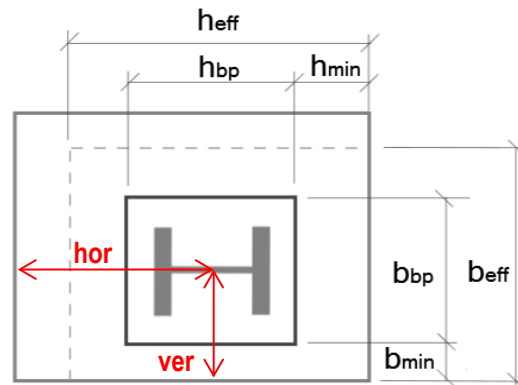
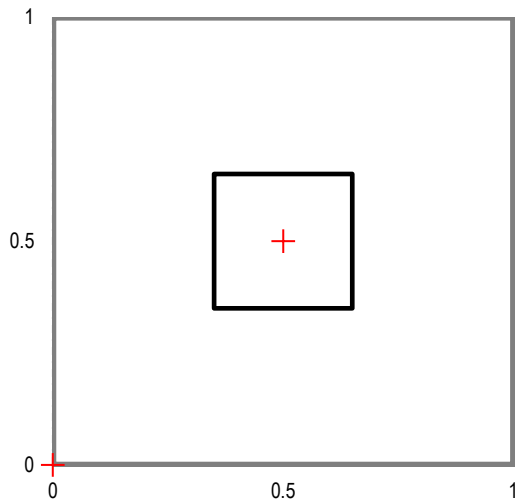
 $h_{g,min} = 50.00$ mm

Resistenza minima della malta di allettamento

Posizione della piastra di base rispetto alla fondazione

$$f_{g,min} = (0.2f_{cd}; f_{cd})$$

$f_{g,min} =$	2.83 MPa
hor =	0.50 m
ver =	0.50 m



Distanza orizzontale minima tra la piastra ed il bordo della fondazione

Distanza verticale minima tra la piastra ed il bordo della fondazione

Fattore di incremento di resistenza calcolato analiticamente

Fattore di incremento di resistenza definito dall'utente

$h_{min} =$	0.35 m
$b_{min} =$	0.35 m
$\alpha =$	2.33
$\alpha_{UTENTE} =$	1.50
$\beta_i =$	0.67

Resistenza di calcolo della fondazione

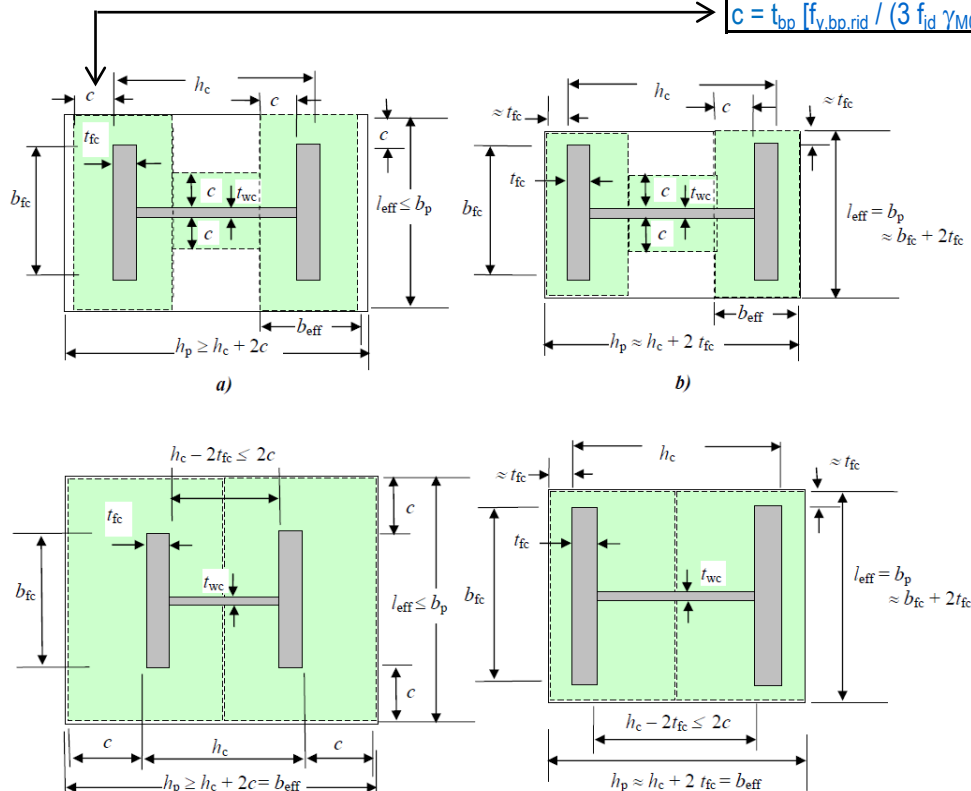
$$f_{jd} = \beta_i \alpha_{UTENTE} f_{cd}$$

$$f_{jd} = 14.17 \text{ MPa}$$

Larghezza di contatto

$$c = 37.24 \text{ mm}$$

$$c = t_{bp} [f_{v,bp,rid} / (3 f_{jd} \gamma_{M0})]^{0.5}$$

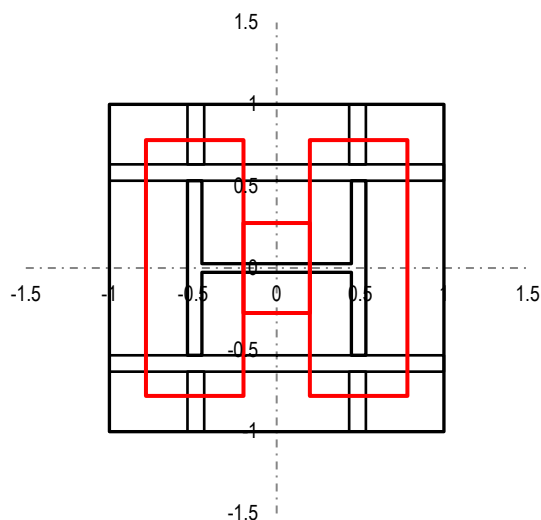


PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

Dimensioni efficaci dell'elemento T - stub relativo all'ala della colonna

$L_{eff,T,f} =$	234.47 mm
$B_{eff,T,f,ext} =$	37.24 mm
$B_{eff,T,f,int} =$	37.24 mm

Dimensioni efficaci dell'elemento T - stub relativo all'anima della colonna



$A_{eff,T,f} =$	2.05E+04	mm ²
$L_{eff,T,w} =$	82.47	mm
$B_{eff,T,w} =$	59.53	mm
$A_{eff,T,w} =$	4.91E+03	mm ²

Area complessiva resistente a compressione

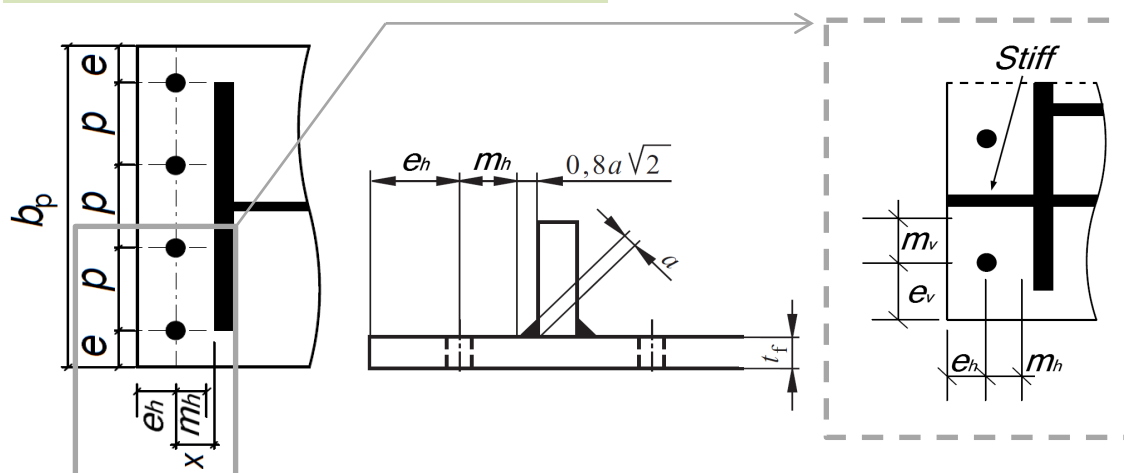
$A_{eff} =$	4.59E+04	mm ²
-------------	-----------------	-----------------

Resistenza a compressione pura

$$N_{C,Rd} = A_{eff} f_{jd}$$

$N_{C,Rd} =$	650.67	kN
--------------	---------------	----

RESISTENZA A TRAZIONE PURA



Distanza orizzontale tra il bordo della piastra ed il baricentro del tirafondo

$e_h =$	30.00	mm
---------	-------	----

Distanza orizzontale tra il baricentro del tirafondo e l'ala della colonna

$x_h =$	40.00	mm
---------	--------------	----

$m_h =$	31.51	mm
---------	--------------	----

Distanza verticale tra il bordo della piastra ed il baricentro del tirafondo

$e_v = e$	30.00	mm
-----------	-------	----

Distanza verticale tra il baricentro del tirafondo e l'irrigidimento longitudinale

$x_v =$	25.00	mm
---------	--------------	----

$m_v =$	16.51	mm
---------	--------------	----

Passo verticale tra i tirafondi

$p_v = p$	120.00	mm
-----------	--------	----

PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

Determinazione delle lunghezze efficaci per il calcolo della resistenza a flessione della piastra di base

Circular patterns	Non-circular patterns
<p>Circular yielding $\ell_{eff,pp} = 2\pi m_x$</p>	<p>Double curvature $\ell_{eff,nc} = \frac{b_p}{2}$</p>

	Individual end yielding $\ell_{eff,cp} = \pi m_x + 2e_x$		Individual end yielding $\ell_{eff,nc} = 4m_x + 1.25e_x$
	Circular group yielding $\ell_{eff,cp} = \pi m_x + W$		Corner yielding $\ell_{eff,nc} = 2m_x + 0.625e_x + e$
			Group end yielding $\ell_{eff,nc} = 2m_x + 0.625e_x + \frac{W}{2}$

Tipologia della piastra di base: 1

Numero di tirafondi per ciascun lato della piastra

n = 3

Percorso di snervamento circolare

 $L_{eff,cp,1} = 594.04 \text{ mm}$

Percorso di snervamento circolare individuale con coinvolgimento del bordo

 $L_{eff,cp,2} = 477.02 \text{ mm}$

Percorso di snervamento circolare di gruppo

 $L_{eff,cp,3} = 678.01 \text{ mm}$

Percorso di snervamento non circolare con doppia curvatura

 $L_{eff,nc,1} = 300.00 \text{ mm}$

Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento del bordo

 $L_{eff,nc,2} = 490.68 \text{ mm}$

Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento d'angolo

 $L_{eff,nc,3} = 387.12 \text{ mm}$

Percorso di snervamento non circolare di gruppo

 $L_{eff,nc,4} = 403.56 \text{ mm}$ $L_{eff,min} = 300.00 \text{ mm}$ **Tipologia della piastra di base: 2**

Numero di tirafondi d'angolo

n_{corner} = 2

Numero di tirafondi ubicati tra gli irrigidimenti

n_{int} = 1

Percorso di snervamento circolare

 $L_{eff,cp,1} = 594.04 \text{ mm}$

Percorso di snervamento circolare individuale con coinvolgimento del bordo

 $L_{eff,cp,2} = 477.02 \text{ mm}$

Percorso di snervamento circolare di gruppo

 $L_{eff,cp,3} = 594.04 \text{ mm}$

Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento del bordo

 $L_{eff,nc,1} = 490.68 \text{ mm}$

Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento d'angolo

 $L_{eff,nc,2} = 387.12 \text{ mm}$

Percorso di snervamento non circolare di gruppo

 $L_{eff,nc,3} = 327.12 \text{ mm}$

Percorso di snervamento non circolare di gruppo

 $L_{eff,nc,4} = 327.12 \text{ mm}$ $L_{eff,min} = 327.12 \text{ mm}$

Circular patterns		Non-circular patterns	
	Circular yielding $\ell_{eff,cp} = 2\pi m$		Corner yielding $\ell_{eff,nc} = \alpha m - (2m + 0.625e) + e_x$
	Individual end yielding, $\ell_{eff,cp} = \pi m + 2e_x$		Corner yielding away from the stiffener/flange (m, large) $\ell_{eff,nc} = 2m + 0.625e + e_x$

PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8**Tipologia della piastra di base: 3**Coefficiente α (α compreso tra 4.45 e 8.00) $\alpha = 6.35$ Coefficienti λ per la determinazione del fattore α di piastra nervata $\lambda_1 = 0.51$ $\lambda_2 = 0.27$ $\lambda_{1,lim} = 0.35$ $\lambda_{2,lim} = 1.10$ $\lambda^*_1 = 0.51$

$$\lambda_{1,lim} = \frac{1.25}{(\alpha - 2.75)}$$

$$\lambda_1^* = \lambda_{1,lim} + (1 - \lambda_{1,lim}) \left(\frac{(\lambda_{2,lim} - \lambda_2)}{\lambda_{2,lim}} \right)^{0.185\alpha^{1.785}}$$

$$\lambda_{2,lim} = \frac{\alpha \lambda_{1,lim}}{2}$$

Percorso di snervamento non circolare di gruppo

$$L_{eff,nc,3} = 329.74 \text{ mm}$$

Percorso di snervamento non circolare di gruppo

$$L_{eff,nc,4} = 329.74 \text{ mm}$$

$$L_{eff,min} = 329.74 \text{ mm}$$

Resistenza a flessione della piastra

Lunghezza efficace per il calcolo della resistenza a flessione della piastra

$$L_{eff,min} = 329.74 \text{ mm}$$

Momento plastico per modo di collasso senza sviluppo di forze di contatto

$$M_{pl,1,2,Rd} = 4.86 \text{ kNm}$$

Resistenza a trazione per flessione della piastra di base

$$F_{T,1+2,Rd} = 154.14 \text{ kN}$$

Resistenza a trazione dei tirafondi

Numero dei tirafondi per ciascun lato

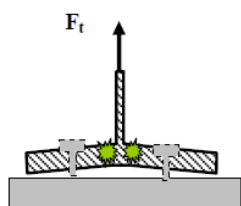
$$n = 3$$

Resistenza a trazione del singolo tirafondo

$$F_{t,Rd} = 49 \text{ kN}$$

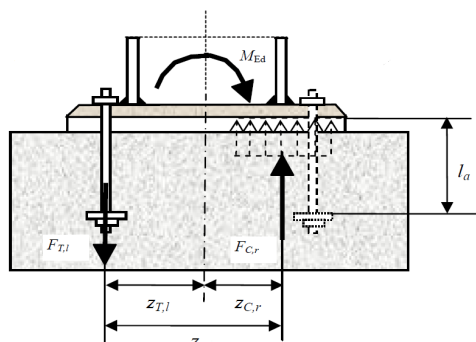
Resistenza per collasso dei tirafondi

$$F_{T,3,Rd} = 145.82 \text{ kN}$$

**Resistenza a trazione pura**

$$N_{T,Rd} = -2 \min(F_{1,2}; F_3)$$

$$N_{T,Rd} = -291.64 \text{ kN}$$

RESISTENZA A FLESSIONE PURA

Resistenza a compressione al di sotto della singola ala della colonna

$$F_{C,Rd} = 290.56 \text{ kN}$$

Resistenza a trazione per flessione piastra o trazione tirafondi

$$F_{T,Rd} = 145.82 \text{ kN}$$

$$F_{min,Rd} = 145.82 \text{ kN}$$

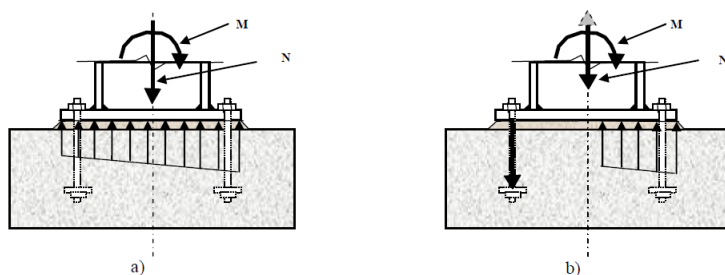
Braccio di leva tra la risultante di compressione e quella di trazione

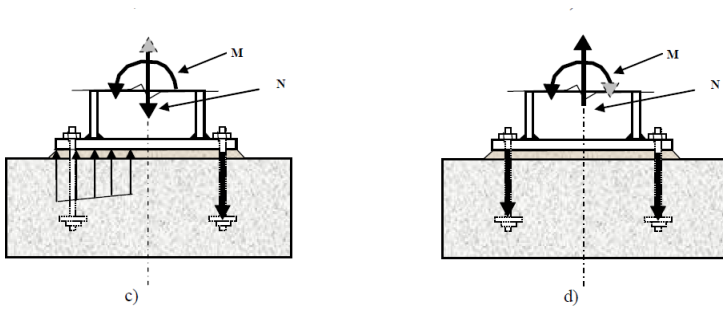
$$z = 193.50 \text{ mm}$$

Resistenza a flessione pura

$$M_{0,Rd} = F_{min,Rd} z$$

$$M_{0,Rd} = 28.22 \text{ kNm}$$

PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8**RESISTENZA A PRESSO FLESSIONE**



Braccio di leva della risultante delle compressioni rispetto a metà piastra

$$z_C = 73.50 \text{ mm}$$

Braccio di leva della risultante delle trazioni rispetto a metà piastra

$$z_T = 120.00 \text{ mm}$$

Resistenza assiale

$$N_{Rd} = F_{C,Rd} - F_{T,Rd}$$

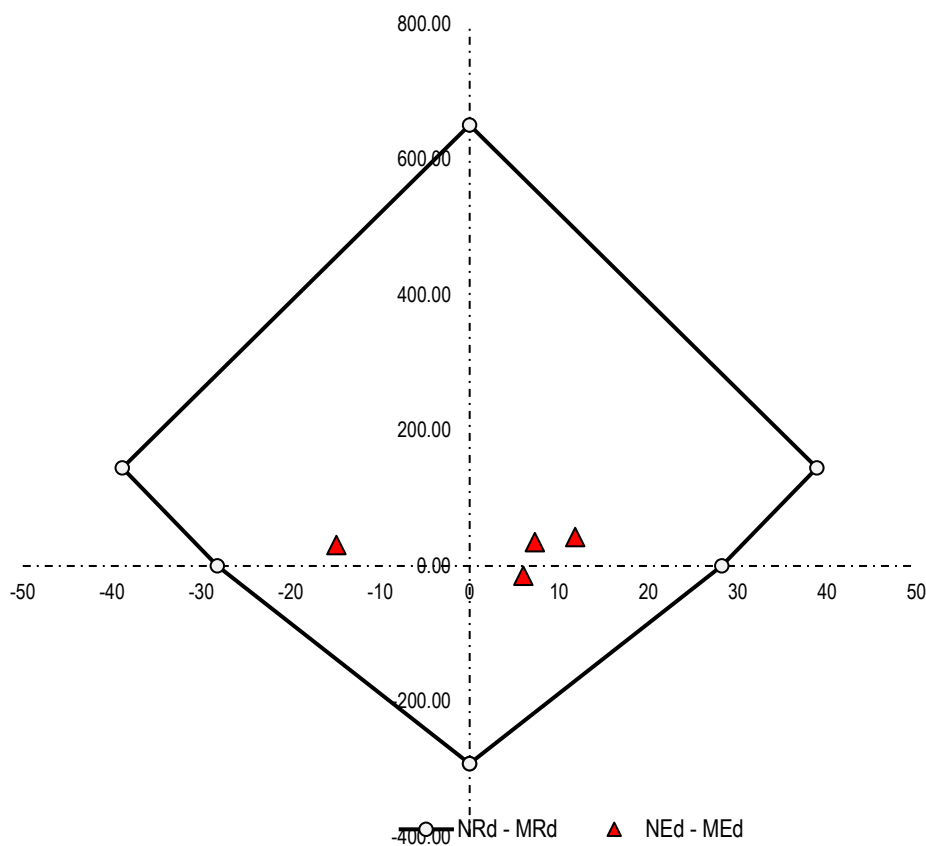
$$N_{Rd} = 144.74 \text{ kN}$$

Resistenza a flessione

$$M_{Rd} = F_{C,Rd}(z_C) - F_{T,Rd}(z_T)$$

$$M_{Rd} = 38.85 \text{ kNm}$$

Dominio di resistenza della Piastra di Base

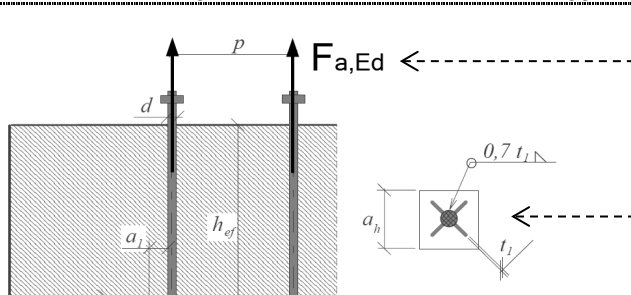


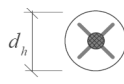
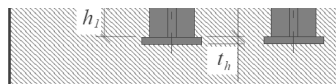
PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

RESISTENZA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

Solllecitazione di progetto su ciascun sistema di ancoraggio

$$F_{a,Ed} = 48.61 \text{ kN}$$





Tipologia della rosetta di ancoraggio

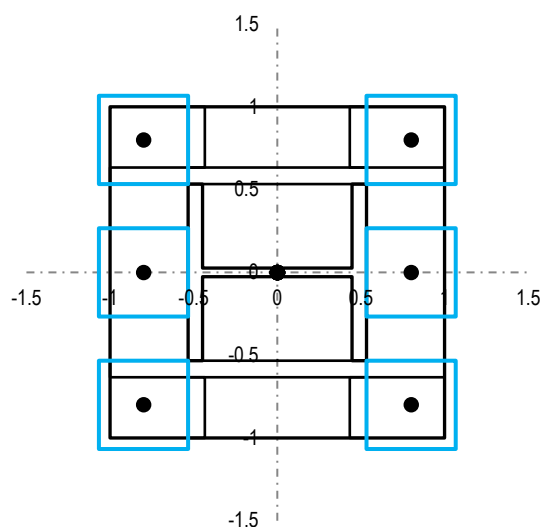
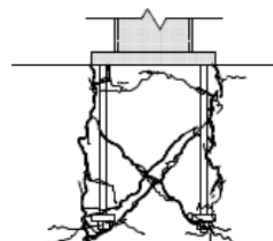
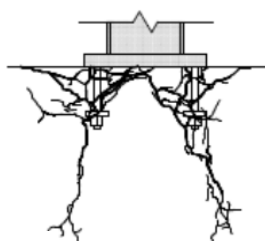
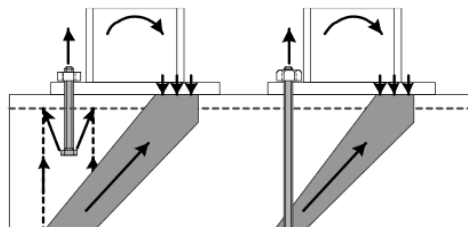
Lato o diametro della rosetta di ancoraggio

Altezza efficace del tirafondo o ancorante

Spessore della rosetta di ancoraggio

Area della sezione della testa dell'ancoraggio

Type =	C
a_h o d_h =	80.00 mm
<i>altezza idonea</i> h_{eff} =	300.00 mm
t_h =	10.00 mm
A_h =	4825.49 mm ²



NOTA

La resistenza dell'ancoraggio è valutata in accordo con l'ANNESSO C relativo alla Norma ETAG 2010

Coefficienti di sicurezza

Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo compresso

Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo teso

Coefficiente parziale di sicurezza per il grado di sicurezza di installazione

γ_c =	1.50
γ_1 =	1.20
γ_2 =	1.00

PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

Coefficiente parziale di sicurezza per l'ancoraggio

Altezza efficace ridotta in ragione delle reali distanze dai bordi

Resistenza iniziale di un ancorante posto in calcestruzzo non fessurato

Distanza orizzontale minima dell'ancorante dal bordo della fondazione

Distanza verticale minima dell'ancorante dal bordo della fondazione

Distanza orizzontale massima dell'ancorante dal bordo della fondazione

Distanza verticale massima dell'ancorante dal bordo della fondazione

Interasse necessario per garantire la resistenza caratteristica a trazione

Distanza dal bordo per garantire la resistenza caratteristica a trazione

γ_{Mc} =	1.80
h_{ef}' =	413.33 mm
$N_{0,Rk,c}$ =	331.39 kN
$c_{h,min}$ =	380.00 mm
$c_{v,min}$ =	380.00 mm
$c_{h,max}$ =	620.00 mm
$c_{v,max}$ =	620.00 mm
$s_{cr,N}$ =	900.00 mm
$s_{cr,N}'$ =	1240.00 mm
$c_{cr,N}$ =	450.00 mm

	$c_{cr,N}' =$	620.00 mm
Area di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanze dai bordi	$A_{0,c,N}' =$	1.54E+06 mm ²
Area effettiva di un ancorante singolo sulla superficie di calcestruzzo	$A_{c,N}' =$	1.00E+06 mm ²
Rapporto tra l'area effettiva e l'area ideale del singolo ancorante	A_N/A_{N0}	0.65 -
Fattore che tiene in conto degli effetti di bordo	$\Psi_{s,N} =$	0.88 -
Fattore che tiene in conto dell'effetto dell'armatura	$\Psi_{re,N} =$	1.00 -
Fattore che tiene in conto dell'effetto dell'eccentricità	$\Psi_{ec,N} =$	1.00 -
Fattore che tiene in conto della fessurazione del calcestruzzo	$\Psi_{ucr,N} =$	1.00 -
Resistenza per collasso del cono di calcestruzzo	$N_{Rd,c} =$	35.28 kN
$N_{Rd,c} = (N_{0,Rk,c} (A_{c,N}/A_{0,c,N}) \Psi_{s,N} \Psi_{re,N} \Psi_{ec,N} \Psi_{ucr,N}) / (n \gamma_{Mc})$		
Resistenza al fenomeno del pull - out	$N_{Rd,p} =$	482.55 kN
$N_{Rd,p} = (6 A_h R_{ck} \Psi_{ucr,N}) / \gamma_{Mc}$		
Verifica dell'ancoraggio	$\rho_{anchor} =$	X 1.38 -
Si rende necessaria l'introduzione di apposita armatura per scongiurare l'effetto della rottura conica del cls		

ARMATURA NECESSARIA PER L'ANCORAGGIO

Sollecitazione sull'armatura di ciascun ancoraggio	$\Delta F_{a,Ed} =$	13.33 kN
Resistenza a snervamento dell'acciaio d'armatura	$f_{yk} =$	450.00 MPa
Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio d'armatura	$\gamma_s =$	1.15 -
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391.30 MPa
Armatura necessaria per evitare lo sfilamento del tirafondo	$A_{s,min} =$	34.07 mm ²
Diametro dell'armatura scelto per equilibrare la trazione	$\phi =$	8.00 mm
Numero minimo di ferri attorno a ciascun ancoraggio	$n_{f,min} =$	0.68 -
Numero di ferri d'armatura effettivamente disposti attorno all'ancoraggio	$n_f =$	1.00 OK

Determinazione della lunghezza minima di ancoraggio

Valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd} =$	1.20 MPa
Coefficiente legato alla condizione di aderenza	$\eta_1 =$	0.70 -
Coefficiente legato al diametro della barra	$\eta_2 =$	1.00 -
Valore di progetto della tensione di aderenza	$f_{bd} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$	1.89 MPa
Tensione nella barra	$\sigma_{sd} =$	265.19 MPa
Lunghezza di ancoraggio minima per ancorare la barra	$l_{b,rqd} =$	281.33 mm