

COMUNE di LODI



PROGETTO di FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICO

Riqualificazione e Recupero Ex Linificio Nazionale Piazzale Forni

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA (PNRR)_MISSIONE 5_COMPONENTE
2 INVESTIMENTO / SUBINVESTIMENTO 2.1 "RIGENERAZIONE URBANA"
CUP E13D21001000001

GRUPPO PROGETTAZIONE

CS A Corrado Serafini **architetti**
Via Paolo Diacono 6, 20133 Milano
Arch. Corrado Serafini, Arch. Greta Magnani, Arch. Roberta Santambrogio

MATTEO VERCELLONI STUDIO DI ARCHITETTURA
VIA VOLTURNO 31 20124 MILANO
Arch. Matteo Vercelloni, Arch. Stefano De Feudis

CONSULENTI



S. P. S.S.r.l. Studio Progetti Strutturali - Ing. Andrea Sala
Via Melchiorre Gioia 64, 20125 Milano

Impianti Elettrici e Meccanici - P.I. Gianluca Terreni
via Circonvallazione 73, Trezzano S/N (MI)

Tecnico Acustico Dott. Gianluca Midali
via R. Sanzio 3 Almenno S.Salvatore (BG)

STR-REL-01

Relazione tecnica e di calcolo
strutture manufatti esistenti

Data

12.2022

INDICE

1. PREMESSA.....	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3. MATERIALI ESISTENTI.....	4
3.1. INDAGINI E RILIEVI	4
3.1.1. MURATURA IN MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE	5
3.1.2. CALCESTRUZZO NON ARMATO PIANO SEMI-INTERRATO.....	6
3.1.3. ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA.....	7
4. CARICHI E AZIONI DI PROGETTO.....	8
4.1. SOVRACCARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2).....	8
4.2. SOVRACCARICHI VARIABILI (Q).....	8
5. NEVE	9
5.1. AZIONE DEL VENTO	10
5.2. SISMA	11
6. COMBINAZIONI DI CARICO.....	16
6.1. STATO LIMITE ULTIMO CON AZIONI STATICHE	16
6.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO	17
7. VERIFICA DELLE STRUTTURE ESISTENTI	19
7.1. VOLTA A CROCIERA IN CALCESTRUZZO	20
7.2. PILASTRO IN CALCESTRUZZO PIANO SEMI INTERRATO	24
7.2.1. VERIFICA DI RESISTENZA PILASTRO NON RINFORZATO	25
7.2.2. VERIFICA DI RESISTENZA PILASTRO RINFORZATO	25
7.3. MASCHIO MURARIO PERIMETRALE SP.70 CM.....	26
7.3.1. VERIFICHE	27
7.4. VERIFICA SHED DI COPERTURA	42
7.5. VERIFICA TRAVE RETICOLARE DI COPERTURA	49
7.6. PILASTRO IN CARPENTERIA METALLICA.....	58



1. PREMESSA

La relazione ha come oggetto le verifiche preliminari delle strutture esistenti nell'ambito della riqualificazione e recupero dell'Ex linificio sito a Lodi.

Le strutture analizzate nei successivi capitoli sono:

1. **Volta a crociera piano semi interrato**
2. **Pilastro in calcestruzzo piano semi interrato**
3. **Maschio murario perimetrale sp. 70 cm**
4. **Struttura shed di copertura**
5. **Trave reticolare di copertura**
6. **Pilastro in carpenteria metallica copertura**



2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali sono stati svolti applicando il metodo degli Stati Limite in accordo alle seguenti normative:

- Legge n° 1086 del 05.11.1971: “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- Legge n° 64 del 02.02.1974: “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- D.P.R. n° 380 del 06.06.2001: “Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia” e s. m. i.
- D.M. 17.01.2018: Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” (NTC18);
- Circolare n°7 del 21.01.2019 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti: Istruzioni per l'applicazione dell' “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17.01.2018 (Circolare esplicativa NTC2018);
- D.M. 31.07.2012: “Approvazione delle appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici”;
- UNI EN 1996-1-1 “Eurocodice 6 – Progettazione per le strutture in muratura – Parte 1-1: Regole generali per le strutture in muratura armata e non armata”.
- Ministero per i beni e le attività culturali - Circolare n. 26 del 02/12/2010;
- “Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14/01/2008)”;
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 febbraio 2011 – “Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008”;



- D.Lgs. 29-10-1999 n.490 – “Testo unico delle disposizioni legislative in materia di beni culturali e ambientali, a norma dell’articolo 1 della L. 8 ottobre 1997, n.352.”
- D.Lgl. 22 Gennaio 2004 n. 4 “Codice dei Beni Culturali e del Paesaggio (art. 29 comma 4).



3. MATERIALI ESISTENTI

Il livello di conoscenza ed il conseguente fattore di confidenza è determinato in funzione degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive del manufatto strutturale in termini di analisi storico-critica, rilievo geometrico ed indagini sugli elementi strutturali.

3.1. INDAGINI E RILIEVI

La definizione dei modelli di riferimento per le analisi delle strutture esistenti è avvenuta mediante l'analisi della documentazione esistente, fornita dal Comune di Lodi, relativa ad altri interventi eseguiti su altre parti dell'immobile in anni passati nonché tramite rilievi di dettaglio degli elementi strutturali e prove sui materiali componenti.

Tali indagini hanno riguardato sia le strutture in acciaio della copertura che quelle in calcestruzzo non armato dei piani seminterrato e rialzato che le murature delle facciate.

Per la caratterizzazione dei materiali sono state eseguite:

- prove di pull-out sulle volte in calcestruzzo;
- prove su carote estratte dai pilastri, travi e muratura perimetrale;
- prove di durezza sugli elementi strutturali in acciaio;
- endoscopie sulle volte in calcestruzzo e sulle murature delle facciate;
- prova di trazione su una barra di armatura;
- prova quantometrica su un campione di acciaio per carpenteria metallica.

Le murature in mattoni sono inoltre state oggetto di analisi visive.

I risultati di detti rilievi e prove sono contenuti nella relazione redatta da 4EMME "INDAGINI DIAGNOSTICHE EX LINIFICIO DI LODI PIAZZALE FORNI N.1 LODI (LO)" allegata alla presente relazione.

Il livello di conoscenza raggiunto per il calcestruzzo e per la muratura è LC1; si applicherà pertanto un fattore di confidenza $FC=1.35$.

Per gli elementi in carpenteria metallica invece, avendo effettuato prove di durezza Vickers in modo diffuso sugli elementi, e tenuto conto anche dell'omogeneità dei risultati delle prove si considera raggiunto un livello di conoscenza LC2 a cui corrisponde un fattore di confidenza $FC = 1.20$

Sulla base dei risultati ottenuti, nei paragrafi seguenti vengono specificati i valori delle caratteristiche meccaniche utilizzate nelle verifiche.

3.1.1. MURATURA IN MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE

Si fa riferimento ai valori indicati nella tabella C8.5.I della Circolare 2019.

Nel caso specifico si considerano i valori minimi per le resistenze ed i valori medi per i moduli elastici

Tabella C8.5.I - Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{pu} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.



Per il calcolo delle resistenze di progetto, si precisa che per le verifiche sismiche è stato assunto un coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_M = 2$ (par. 7.8.1.1 NTC18), invece per le verifiche allo SLU un coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_M = 3$.

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M \cdot FC} = \frac{2.6}{2 \cdot 1.35} = 0.96 \text{ MPa (verifiche SLV)}$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M \cdot FC} = \frac{2.6}{3 \cdot 1.35} = 0.64 \text{ MPa (verifiche SLU)}$$

$$f_{vd} = \frac{f_{vk} + 0.4\sigma_n}{\gamma_M \cdot FC} = \frac{0.13 + 0.4\sigma_n}{2 \cdot 1.35} \text{ (verifiche SLV)}$$

3.1.2. CALCESTRUZZO NON ARMATO PIANO SEMI-INTERRATO

Sono state effettuate n.2 indagini pull-out e n.4 carote per rilevare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo costituente gli elementi della struttura.

Nella tabella seguente si riportano i risultati delle prove eseguite dalla 4EMME.

PULL-OUT					
Punto	Elemento	Piano	Forza di estrazione	Valori acquisiti R_o	Valore medio R_{mo}
			kN	MPa	MPa
PO 1	Arco in cls	Seminterrato	12,98	21,4	21,86
			15,50	24,4	
			11,59	19,8	
PO 2	Arco in cls	Seminterrato	25,95	36,9	32,66
			20,54	30,4	
			23,43	30,7	

Dati dichiarati / Angegebene Daten			Risultati di prova / Prüfergebnisse								
Sigla Kennz.	Data estrazione Entnahmedatum	Posizione in opera Bauteil	Dimensioni Abmessungen [mm]		h/d	Massa volumica Dichte [kg/m³]	Resistenza a compressione Druckfestigkeit f_c [N/mm²]	Tipo rottura Bruchtyp	Max inerte Max Gestein $\varnothing$ [mm]	Armatura rilevata Bewehrung [mm]	Data prova Prüfdatum
			$\varnothing$	h							
C1	18/11/2022	Trave P. int.	98	97	1	2.306	22,3	S	27	--	24/11/2022
C2	18/11/2022	Trave P. int.	97	96	1	2.385	33,8	S	29	--	24/11/2022
C5	18/11/2022	Pilastro P. int.	97	96	1	2.268	6,1	S	28	--	24/11/2022
C6	18/11/2022	Pilastro P. int.	99	98	1	2.268	20,0	S	44	--	24/11/2022

S.P.S. S.r.l. Studio Progetti Strutturali.

Via Melchiorre Gioia, 64 – 20125 Milano – Italia – Tel. +39 02 6694887 r.a. – Fax +39 02 6704199
www.spssrl-mi.it – segreteria@spssrl-mi.it – tecnico@spssrl-mi.it – amministrazione@spssrl-mi.it
 C.F. - P.I. - C.C.I.A.A. 10807630156. Cap Soc. € 49.400,00 i.v. - REA - Milano 1409652



Certificato n° 11337



Da quanto sopra, si ricava la resistenza media $R_{cm} = 21.86 + 32.66 + 22.3 + 33.8 + 6.10 + 20.0 = 22.78 \text{ MPa}$.

Di conseguenza si ricavano i seguenti parametri di resistenza:

$$f_{cd} = \frac{0.83 \cdot R_{cm}}{\gamma_c \cdot FC} = \frac{0.83 \cdot 22.78}{1.5 \cdot 1.35} = 9.33 \text{ MPa}$$

$$f_{cfm} = \frac{1.2 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c \cdot FC} = \frac{1.2 \cdot 0.3 \cdot (0.83 \cdot R_{cm})^{\frac{2}{3}}}{1.5 \cdot 1.35} = \frac{1.2 \cdot 0.3 \cdot (0.83 \cdot 22.78)^{\frac{2}{3}}}{1.5 \cdot 1.35} = 1.26 \text{ MPa}$$

3.1.3. ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Sugli elementi in acciaio sono state effettuate n.10 prove Vickers.

Si riportano di seguito i risultati delle prove eseguite da 4EMME.

Elemento (Vedi pag. 11)	Vickers	Indice di durezza Vickers (HV)			Durezza brinell (HB)	Tensione di rottura a trazione (f_t) Mpa
		Min	Max	Medio		
Carpenteria	V1	118	137	126	120	403
Carpenteria	V2	108	135	122	116	391
Carpenteria	V3	115	133	121	115	388
Carpenteria	V4	103	129	114	108	366
Carpenteria	V5	109	128	116	110	373
Carpenteria	V6	111	133	121	115	388
Carpenteria	V7	102	126	115	109	370
Carpenteria	V8	109	131	119	113	382
Carpenteria	V9	98	122	109	104	347
Carpenteria	V10	99	118	107	102	341

Dagli esiti delle prove sopra riportate si ricava una tensione media di rottura pari a $f_{tm}=375 \text{ MPa}$.

Essendo la tensione di rottura dell'acciaio S235 pari a 360 MPa nelle verifiche si farà riferimento a questo tipo di acciaio.



4. CARICHI E AZIONI DI PROGETTO

Si riportano nei seguenti paragrafi le indicazioni generali riguardanti i carichi e le azioni assunti per le verifiche.

Il peso specifico dei materiali costituenti le strutture in oggetto è pari a:

- Muratura in mattoni pieni e malta di calce $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
- Calcestruzzo non armato $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
- Acciaio per carpenteria metallica $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$

4.1. SOVRACCARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

- Copertura 0.65 kN/m^2
- peso medio riempimento estradossale volte (+3.05 m) 6.00 kN/m^2

4.2. SOVRACCARICHI VARIABILI (Q)

- Sovraccarico (piano +3.05m) (Cat. C) 5.00 kN/m^2



5. NEVE

Per il Comune di Lodi si hanno i seguenti parametri:

- *Altitudine del sito $a_s = 80$ m s.l.m.*
- *Carico neve al suolo: $q_{sk} = 1.50$ kN/m² (Zona I-Mediterranea, $a_s < 200$ m s.l.m.)*
- Coefficiente di forma: $\mu_1 = 0,8$ (inclinazione falde $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$).
- Coefficiente termico: $C_E = 1,0$.
- Coefficiente di esposizione: $C_t = 1$ (topografia normale).

In accordo al DM 17.01.2018, con tali parametri il carico da neve sulle strutture è pari a:

$$q_s = \mu_1 \times q_{sk} \times C_E \times C_t = 1.20 \text{ kN/m}^2$$



5.1. AZIONE DEL VENTO

Le pressioni del vento sono calcolate in accordo con la normativa vigente:
Si riporta di seguito il calcolo delle pressione cinetica di riferimento del vento.

CALCOLO AZIONE DEL VENTO:

zona =	1	zona in cui sorge la costruzione
$v_{0,0}$ =	25.0 m/s	velocità di base di riferimento a livello del mare
a_0 =	1000.0 m	parametro tabellato
k_s =	0.40	parametro tabellato
a_s =	87 m s.l.m.	altitudine sul livello del mare
c_a =	1.00	coefficiente di altitudine
v_b =	25.0 m/s	velocità di base di riferimento
T_R =	50 anni	periodo di ritorno
c_r =	1.00	coefficiente di ritorno
v_r =	25.0 m/s	velocità di riferimento del vento
q_r =	391 N/m²	pressione cinetica di riferimento del vento
rugosità =	B	classe di rugosità del terreno
posizione =	terra, >30 km	posizione del sito rispetto alla costa marina
categoria =	IV	categoria di esposizione del sito
k_r =	0.22	parametro tabellato
z_0 =	0.30 m	parametro tabellato
z_{min} =	8.00 m	parametro tabellato
c_t =	1.00	coefficiente di topografia



5.2. SISMA

L'azione sismica è stata definita in funzione dei parametri di seguito specificati secondo quanto prescritto dalle NTC18 al par. 3.2):

- regione: Lombardia
- provincia: Lodi
- comune: Lodi
- longitudine: 9.50151
- latitudine: 45.30959
- vita nominale, V_n : 50 anni
- classe d'uso: III
- coefficiente d'uso, C_U : 1.5
- periodo di riferimento, $V_R = C_U V_n$: 75 anni
- categoria del sottosuolo: C
- categoria topografica: T1
- fattore di comportamento, q_{ND} : 1.0

Allo SLV, si ha

$$a_{g,max} = a_g S = 0.12 g.$$

Si riportano di seguito le schermate del software "Spettri NTC ver.1.0.3" (rilasciato dal C.S.LL.PP.) impiegato per il calcolo degli spettri di progetto e i relativi grafici.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

☐ Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Individuazione geografica del sito

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	45
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	75
	SLV - $P_{VR} = 10\%$	712
Stati limite ultimi - SLU	SLC - $P_{VR} = 5\%$	1462

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametrizzazione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Determinazione del periodo di riferimento

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO			
Stato Limite			
Stato Limite considerato		SLV	info
Risposta sismica locale			
Categoria di sottosuolo	C	info	$S_s = 1.500$
Categoria topografica	T1	info	$C_c = 1.574$ info
		$h/H = 0.000$	$S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)			
Compon. orizzontale			
☒ Spettro di progetto elastico (SLE)		Smorzamento ξ (%)	5
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)		Fattore q_o	1
		Regol. in altezza	si
		$\eta = 1.000$	info
Compon. verticale			
Spettro di progetto		Fattore q	1
		$\eta = 1.000$	info
Elaborazioni			
Grafici spettri di risposta		▶	
Parametri e punti spettri di risposta		▶	
— Spettro di progetto - componente orizzontale — Spettro di progetto - componente verticale — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)		Spettri di risposta 	
INTRO	FASE 1	FASE 2	FASE 3

Determinazione dell'azione sismica di progetto

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.080 g
F_o	2.598
T_c	0.293 s
S_s	1.500
C_c	1.574
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.154 s
T_C	0.462 s
T_D	1.919 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10/(S+\xi)} \geq 0.55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

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

$$T_D = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0.000	0.120
T_B	0.154	0.311
T_C	0.462	0.311
	0.531	0.270
	0.601	0.239
	0.670	0.214
	0.739	0.194
	0.809	0.177
	0.878	0.163
	0.947	0.151
	1.017	0.141
	1.086	0.132
	1.156	0.124
	1.225	0.117
	1.294	0.111
	1.364	0.105
	1.433	0.100
	1.503	0.095
	1.572	0.091
	1.641	0.087
	1.711	0.084
	1.780	0.081
	1.850	0.078
T_D	1.919	0.075
	2.018	0.068
	2.117	0.061
	2.216	0.056
	2.315	0.051
	2.414	0.047
	2.514	0.044
	2.613	0.040
	2.712	0.037
	2.811	0.035
	2.910	0.033
	3.009	0.030
	3.108	0.029
	3.207	0.027
	3.306	0.025
	3.405	0.024
	3.505	0.022
	3.604	0.021
	3.703	0.020
	3.802	0.019
	3.901	0.018
	4.000	0.017

Spettro di progetto in forma tabellare e riepilogo dei parametri di calcolo

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

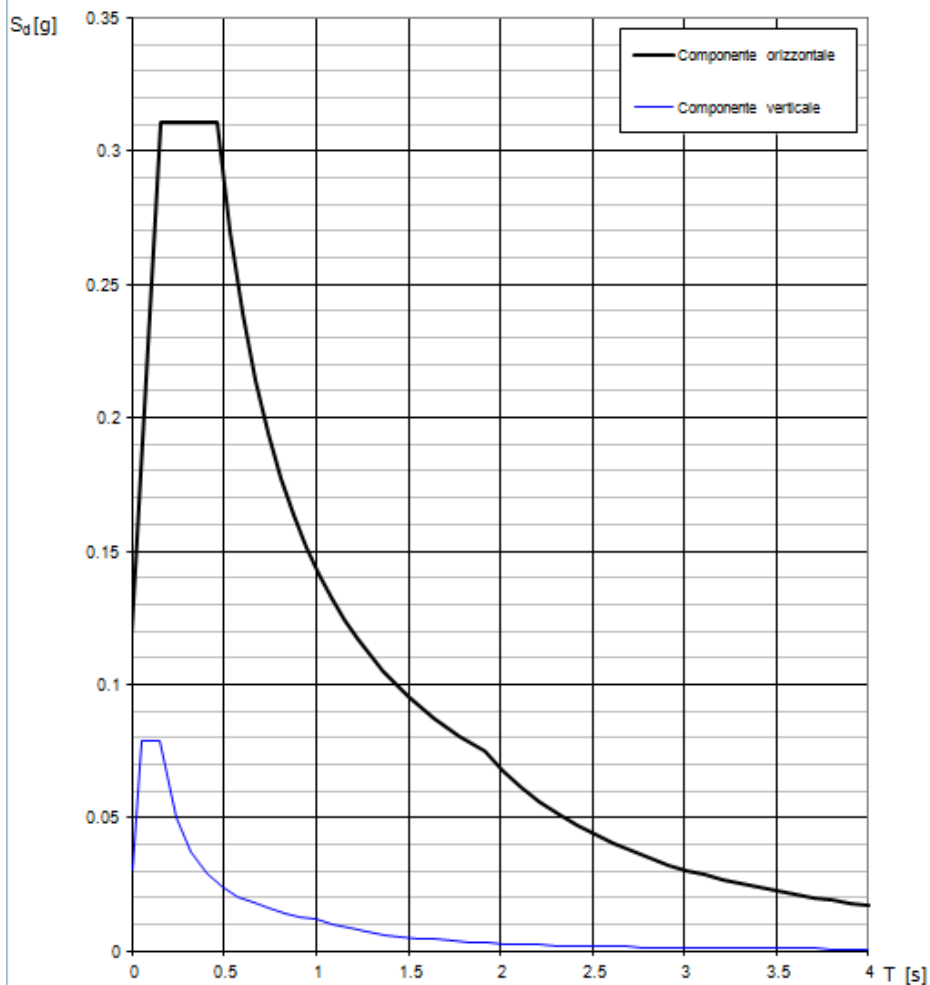


Grafico dello spettro orizzontale allo SLV

Si precisa che le verifiche sismiche di tutti gli elementi qui studiati è stato adottato un fattore di comportamento $q=1$.



6. COMBINAZIONI DI CARICO

6.1. STATO LIMITE ULTIMO CON AZIONI STATICHE

La combinazione di carico considerata per le verifiche statiche allo SLU è la combinazione fondamentale di seguito riportata

$$F_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \dots,$$

dove:

- G_1 è il peso proprio degli elementi strutturali e del terreno, e $\gamma_{G1} = 1.3$ ($\gamma_{G1} = 1.0$ se il contributo è a favore di sicurezza);
- G_2 è il carico permanente dovuto al peso degli elementi non strutturali e $\gamma_{G2} = 1.3$ ($\gamma_{G2} = 0.8$ se il contributo è a favore di sicurezza, mentre $\gamma_{G2} = 1.5$ se G_2 non è compiutamente definito);
- Q_{ki} sono i carichi e le azioni variabili, e $\gamma_{Qi} = 1.5$ ($\gamma_Q = 0.0$ se il contributo è a favore di sicurezza);
- ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione dei carichi variabili; tali coefficienti tengono conto della non concomitanza che intercorre tra i carichi e le azioni variabili e vengono assunti dalla tab. 2.5.I riportata nelle NTC18 e di seguito richiamata.



Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{11}	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

6.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazione caratteristica

$$F_d = G_1 + G_2 + Q_{k,1} + \sum \Psi_{0i} \times Q_{k,i}$$

Per le azioni variabili si usano i seguenti coefficienti Ψ_{0i} :

$$\Psi_0 = 0.7 \quad (\text{Cat. C});$$

$$\Psi_0 = 0.6 \quad \text{per il vento};$$

$$\Psi_0 = 0.5 \quad \text{per il carico da neve.}$$

Combinazione frequente

$$F_d = G_1 + G_2 + \Psi_{11} \times Q_{k,1} + \sum \Psi_{2i} \times Q_{k,i}$$

Per le azioni variabili si usano i seguenti coefficienti Ψ_{1i} e Ψ_{2i} :

$$\Psi_1 = 0.7, \Psi_2 = 0.6 \quad (\text{Cat. C});$$

$$\Psi_1 = 0.2, \Psi_2 = 0.0 \quad \text{per il vento};$$



$\psi_1 = 0.2, \psi_2 = 0.0$ per il carico da neve.

Combinazione quasi permanente

$$F_d = G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{k,i}$$

Per le azioni variabili si usano i coefficienti ψ_{2i} sopra riportati.



7. VERIFICA DELLE STRUTTURE ESISTENTI

Nel presente capitolo si riportano le verifiche degli elementi tipologici sopra descritti.



7.1. VOLTA A CROCIERA IN CALCESTRUZZO

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche statiche della volta a crociera tipologica essendo l'azione sismica non rappresentativa per tali elementi.

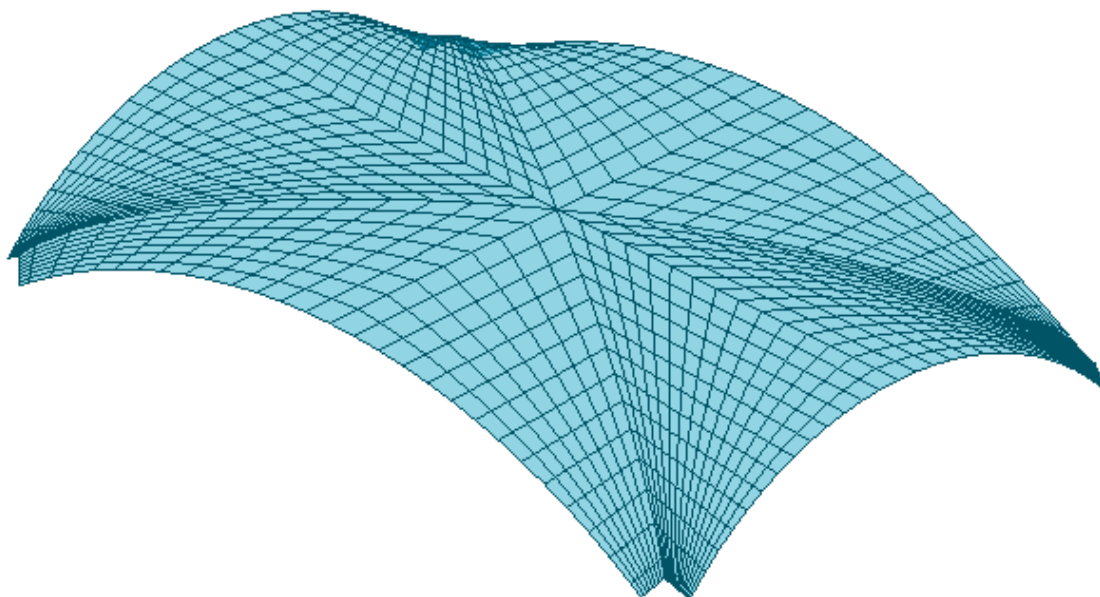
La geometria è stata determinata a seguito di un rilievo geometrico e lo spessore della volta mediante indagini con endoscopio eseguite dalla 4EMME.

Le volte presentano una pianta rettangolare di lati 7.20 m e 4.80 m rispetto agli assi dei pilastri che le sostengono.

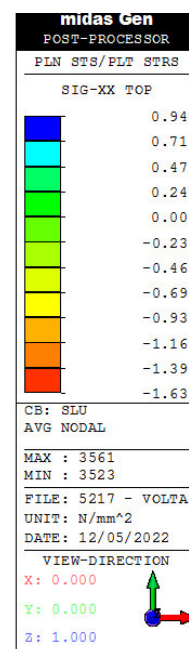
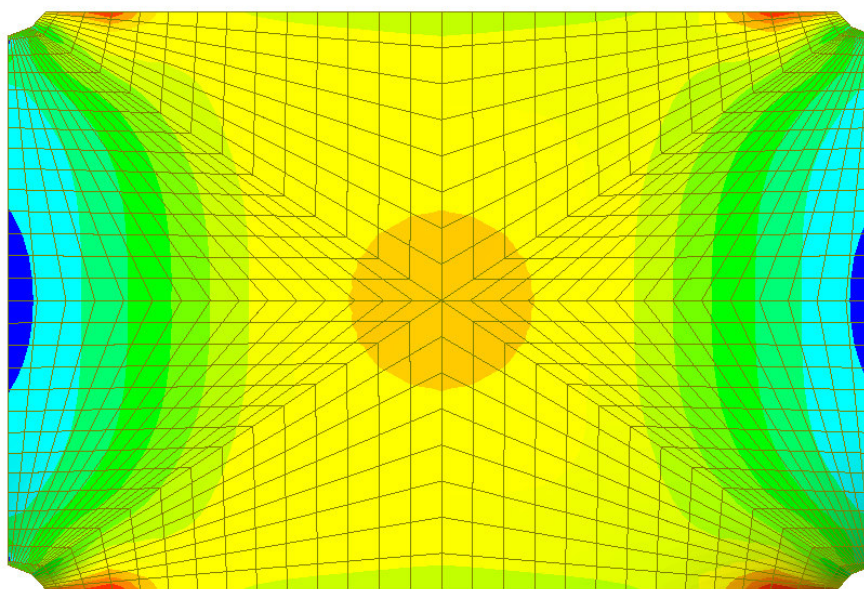
Lo spessore di calcolo utilizzato per la verifica della volta tipologica, a favore di sicurezza, è pari a 35 cm, che rappresenta lo spessore minimo. Questo è deducibile dalle endoscopie e dai rilievi geometrici eseguiti.

La volta è stata modellata agli elementi finiti, con il software di calcolo Midas Gen, utilizzando elementi tipo shell a quattro nodi.

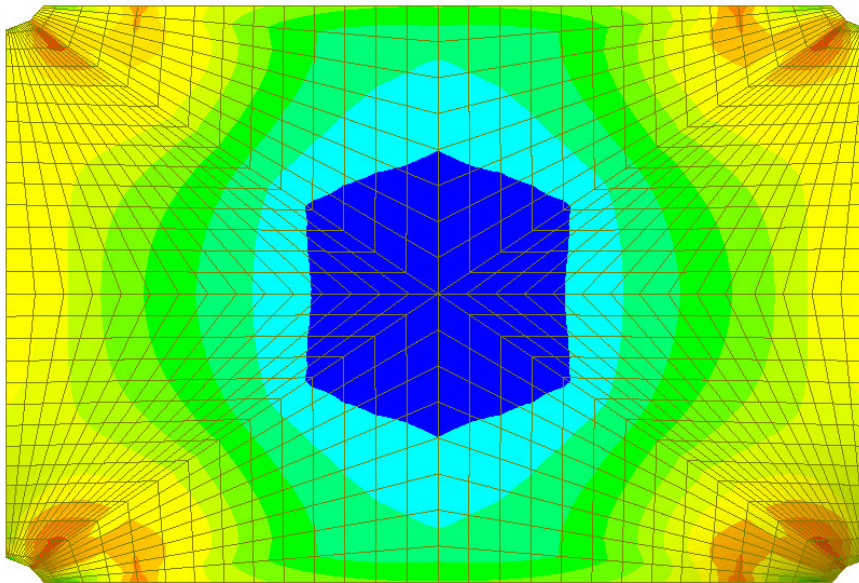
In particolare, in corrispondenza dei pilastri sono stati modellati vincoli a cerniera sferica, lungo in perimetro invece sono imposti vincoli di continuità con le volte adiacenti.



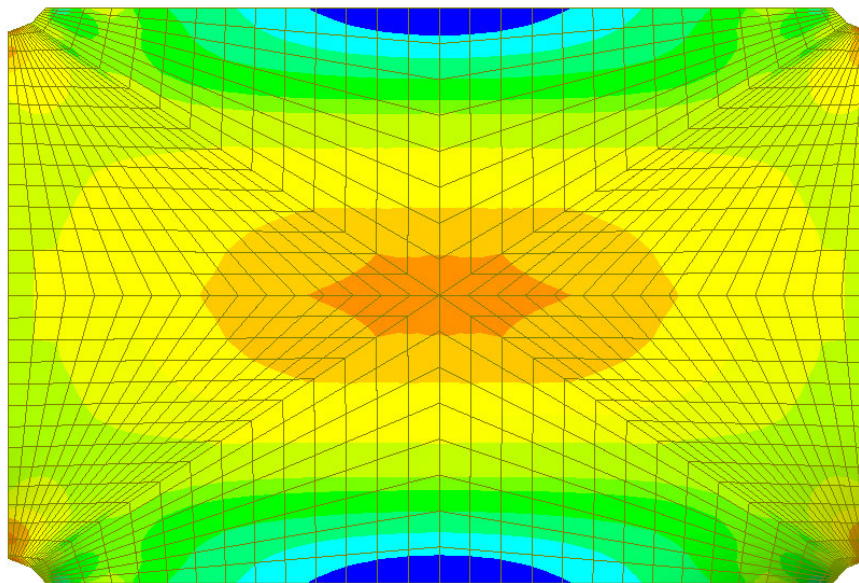
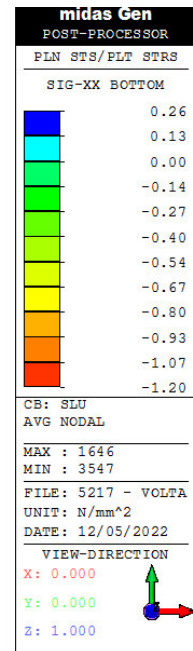
Si riportando di seguito i diagrammi delle tensioni in combinazione SLU.



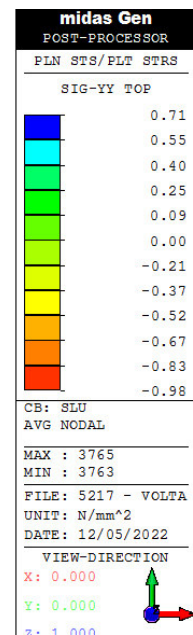
tensione sig-xx – top – combinazione SLU

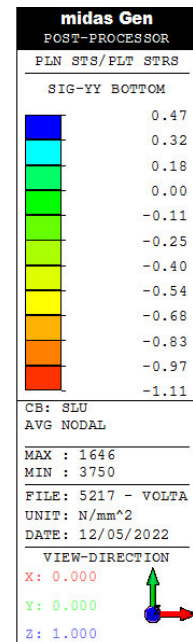
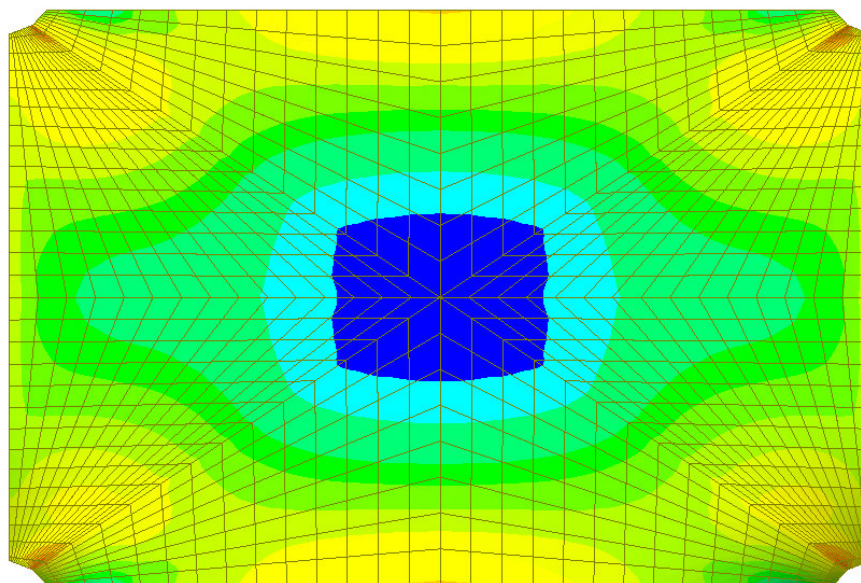


sig-xx – bottom – combinazione SLU



sig-yy – top – combinazione SLU





sig-yy – bottom – combinazione SLU

Da quanto sopra, si ha che:

- la tensione massima di trazione è pari a $0.94 \text{ MPa} < f_{ctm} = 1.26 \text{ MPa}$
- la tensione massima di compressione è pari a $1.63 \text{ MPa} < f_{cd} = 9.33 \text{ MPa}$.

Le verifiche risultano soddisfatte.



7.2. PILASTRO IN CALCESTRUZZO PIANO SEMI INTERRATO

Si riporta di seguito la verifica dei pilastri del piano semi interrato su cui scaricano le volte a crociera sopra analizzate.

I pilastri in esame hanno una sezione quadrata di lato 50 cm ed una altezza di circa 2.50 m.

Il pilastro di cui si riporta di seguito la verifica è quello più sollecitato ed è uno dei pilastri su cui scarica la nuova struttura in carpenteria metallica della sala auditorium.

Pertanto, il carico verticale agente sul pilastro è pari a:

G1:	p.p pilastro:	$24 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.5 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m} \cdot 2.5 \text{ m}$	$= 15 \text{ kN}$
	p.p volta in cls sp. 35 cm:	$24 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.35 \text{ m} \cdot 7.2 \text{ m} \cdot 4.8 \text{ m}$	$= 290 \text{ kN}$
	Riempimento volta	$6.0 \text{ kN/m}^2 \cdot 7.2 \text{ m} \cdot 4.8 \text{ m}$	$= 207.4 \text{ kN}$
	p.p. struttura auditorium + p.p. copertura		$= 30.62 \text{ kN}$
	totale		543 kN
Q:	sovraccarico (cat. C)	$5.00 \text{ kN/m}^2 \cdot 7.2 \text{ m} \cdot 4.8 \text{ m}$	$= 172.8 \text{ kN}$
	copertura auditorium	$0.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 7.2 \text{ m} \cdot 7.2 \text{ m}$	$= 25.9 \text{ kN}$
	totale		199 kN

In combinazione SLU si ha: $543 \text{ kN} \cdot 1.3 + 199 \text{ kN} \cdot 1.5 = 1044.4 \text{ kN}$.

Il pilastro nello stato attuale è in grado di portare i carichi di progetto, ma visti i risultati delle prove di compressione, che non sono omogenei ed in un caso sono decisamente bassi, e visto il grado di carbonatazione del calcestruzzo (si veda la relazione 4EMME allegata), tutti i pilastri verranno protetti e rinforzati con incamiciatura di malta strutturale, $R_{ck} \geq 35 \text{ MPa}$, dello spessore di 5 cm al fine di sopperire alle condizioni di degrado in cui versano tali elementi strutturali.



7.2.1. VERIFICA DI RESISTENZA PILASTRO NON RINFORZATO

La tensione di compressione cilindrica resistente di progetto del pilastro non rinforzato è pari a:

$$f_{cm} = \frac{0.83 \cdot R_{cm}}{\gamma_M \cdot FC} = \frac{0.83 \cdot 22.78}{1.5 \cdot 1.35} = 9.33 \text{ MPa}$$

La tensione di compressione sollecitante allo SLU è pari a:

$$\sigma_d = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{1004.4 \cdot 10^3}{500 \cdot 500} = 4.01 \text{ MPa} < 9.33 \text{ MPa}$$

La verifica di resistenza è soddisfatta.

7.2.2. VERIFICA DI RESISTENZA PILASTRO RINFORZATO

Si riporta la verifica del pilastro rinforzato, il cui rinforzo è costituito da un ringrosso di sp. 5 cm mediante malta strutturale $R_{ck} \geq 35 \text{ MPa}$ cui corrisponde una $f_{cd} = 16.46 \text{ MPa}$.

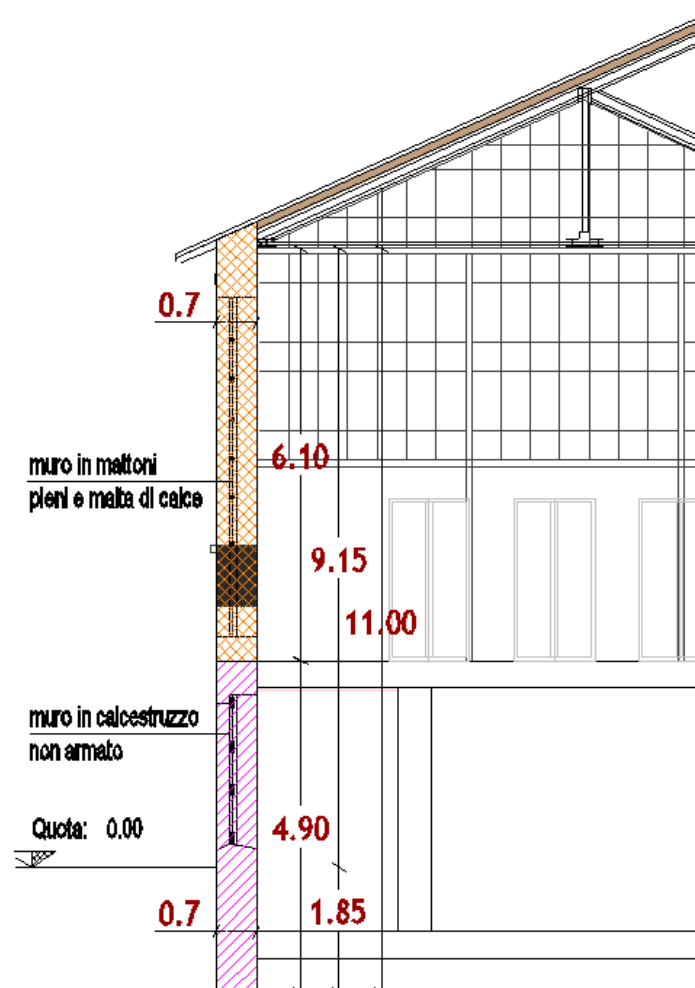
Considerando il contributo della sola malta di incamiciatura si ha

$$\sigma_d = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{1004.4 \cdot 10^3}{600^2 - 500^2} = 9.13 \text{ MPa} < 16.46 \text{ MPa}$$

7.3. MASCHIO MURARIO PERIMETRALE SP.70 CM

Al fine di individuarne il comportamento sismico di seguito viene analizzato un maschio murario tipologico interposto tra due aperture. La parte di muro in mattoni pieni e malta di calce si estende dalla quota di calpestio del piano rialzato fino alla copertura ed ha una lunghezza di 95 cm e una altezza di 6.20 m; spicca dal muro in calcestruzzo non armato del piano rialzato

Si riporta di seguito una sezione del maschio tipologico in esame.



7.3.1. VERIFICHE

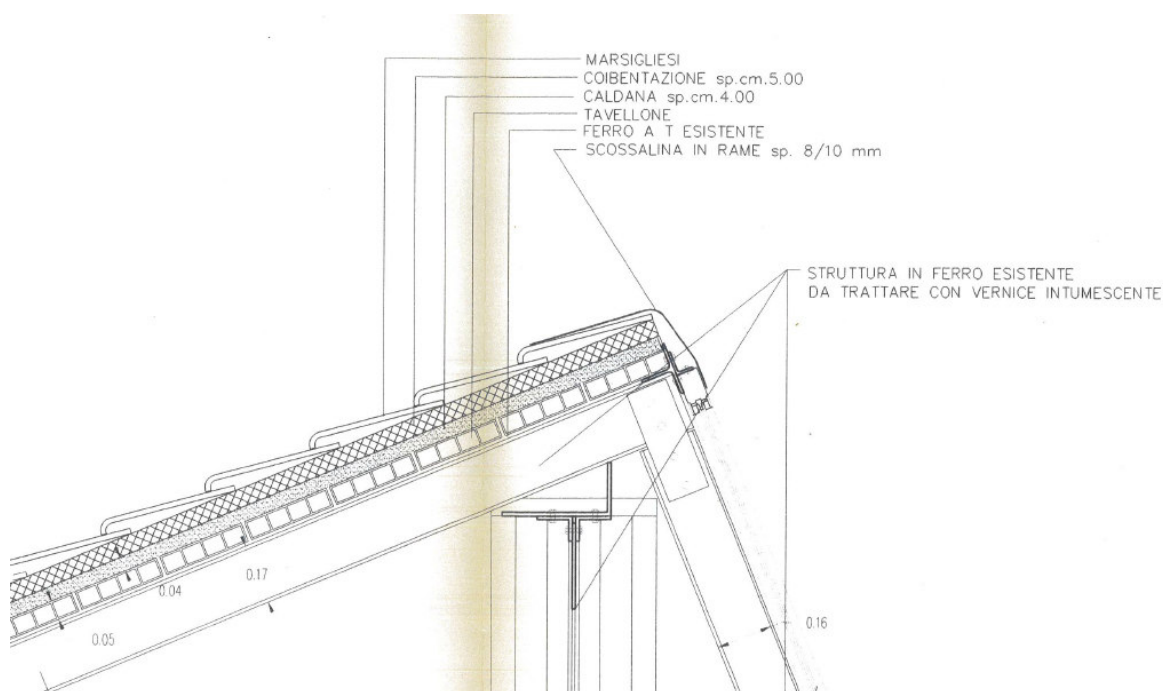
Sul maschio murario in esame sono state condotte verifiche di resistenza nei confronti delle azioni orizzontali da sisma e da vento.

Le verifiche sismiche sono state fatte sia nello stato attuale che nello stato di progetto, in quanto nello stato di progetto i carichi in copertura che concorrono a determinare la massa sismica sono diversi e quindi è diverso l'esito della verifica.

7.3.1.1. VERIFICA FUORI PIANO DEL MASCHIO MURARIO NELLO STATO ATTUALE – AZIONE SISMICA

Nello stato attuale i carichi sulla copertura sono:

- intonaco sp. 1 cm	0.20 kN/m ²
- tavelloni sp. 6 cm	0.25 kN/m ²
- caldana sp. 4 cm	0.80 kN/m ²
- tegole tipo marsigliese	0.30 kN/m ²
- p. proprio della struttura	0.10 kN/m ²
TOTALE	1.65 kN/m²





L'azione sismica è stata determinata come indicato al par. 7.8.1.5.2 delle NTC18 ed è pari a:

- una forza concentrata in testa alla parete dovuta alla copertura che scarica su di essa

$$\frac{S_a}{q_a} \cdot \text{peso copertura}$$

- una forza distribuita dovuta al peso proprio dell'elemento stesso

$$\frac{S_a}{q_a} \cdot p.p.parete$$

dove

$$\frac{S_a}{q_a} = \frac{\alpha \cdot S \left[1.5 \left(1 + \frac{Z}{H} \right) - 0.5 \right]}{3}$$

α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo di tipo A per lo stato limite in esame e l'accelerazione di gravità g ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

Z è la quota del baricentro dell'elemento misurata a partire dal piano di fondazione;

H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

Nel caso in esame si ha:

$$\alpha \cdot S = 0.08 \cdot 1.5 = 0.12$$



$$Z = 4.9 + \frac{6.10}{2} = 7.95 \text{ m}$$

$$H = 11 \text{ m}$$

$$\frac{S_a}{q_a} = \frac{0.12 \left[1.5 \left(1 + \frac{7.95}{11} \right) - 0.5 \right]}{3} = 0.083$$

Il carico della copertura agente sul pannello murario è a pari a:

$$1.65 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{9.8}{2} \text{ m} \cdot 3.6 \text{ m} = 29.10 \text{ kN}$$

Pertanto, la forza concentrata in testa alla parete è:

$$F = 0.083 \cdot 29.10 \text{ kN} = 2.41 \text{ kN}$$

Il carico del cordolo di coronamento è a pari a:

$$18 \frac{kN}{m^3} \cdot 1 \text{ m} \cdot 0.70 \text{ m} \cdot 2.65 \text{ m} = 33.40 \text{ kN}$$

Pertanto, la forza concentrata posta a 50 cm dalla sommità della parete:

$$F = 0.083 \cdot 33.40 \text{ kN} = 2.77 \text{ kN}$$

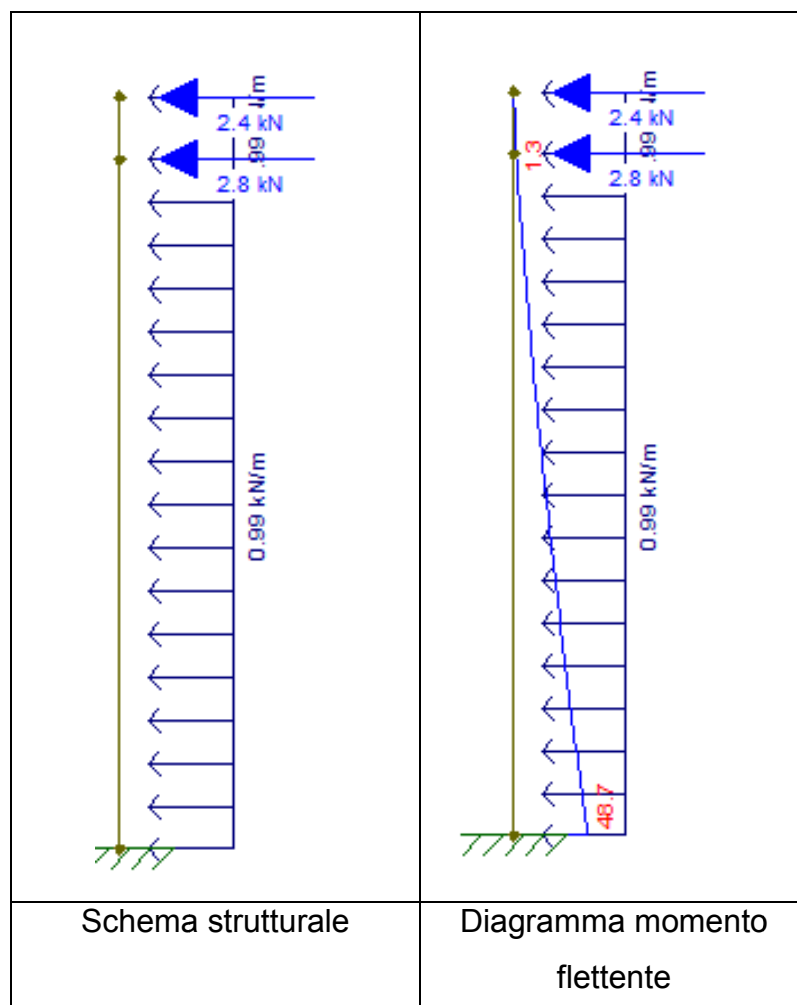
Il peso proprio del pannello murario è pari a:

$$q = 0.70 \text{ m} \cdot 0.95 \text{ m} \cdot 18 \frac{kN}{m^3} = 11.97 \frac{kN}{m}$$

Pertanto, il carico distribuito lungo in maschio murario è pari a:

$$F = 0.083 \cdot 11.97 \frac{kN}{m} = 0.99 \text{ kN/m}$$

Si riporta di seguito lo schema strutturale adottato e il diagramma del momento flettente.



La verifica è condotta con riferimento al metodo proposto dall'Eurocodice 6 parte 1-1.

L'azione assiale resistente alla base della parete vale

$$N_{rd} = \Phi \times t \times f_d$$

Con

$$\Phi = 1 - 2 \times e_i / t$$

$$e_i = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_{init} \geq 0.05 \times t = 35\text{mm}$$



essendo

- t lo spessore della parete = 700 mm
- h l'altezza della parete = 6100 mm
- $e_{init} = h / 450 = 6100 / 450 = 13.55$ mm
- e_{he} = eccentricità dovuta ad azioni orizzontali (sisma)
- M_{id} e N_{id} sono il momento flettente e l'azione assiale nella sezione considerata: siccome nel caso in esame il momento flettente nella sezione considerata è prodotto dal sisma, i due primi termini dell'espressione per determinare e_i sono coincidenti.
- $f_d = \frac{2.6}{2.1.35} = 0.96$ Mpa

Nella sezione più sollecitata si ha:

$$M_d = 48.7 \text{ kNm}$$

$$N_d = 134.9 \text{ kN}$$

L'eccentricità vale dunque

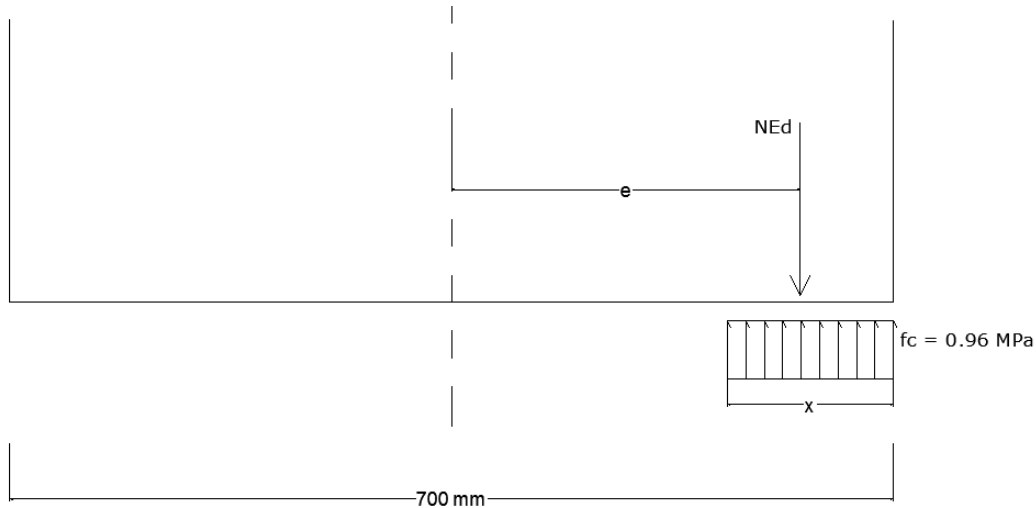
$$e = M_d / N_d + e_{init} = 360 + 13.55 = 373.55 \text{ mm}$$

con

$$\Phi = 1 - 2 \times 373.55 / 700 = -0.060$$

Per tali valori delle sollecitazioni il maschio murario non è verificato, pertanto si procede di seguito, alla valutazione del fattore ξ_E nello stato di fatto.

Considerato lo schema



$$x = \frac{134900}{0.96 \cdot 950} = 148 \text{ mm}$$

$$e_{max} = \frac{700}{2} - \frac{148}{2} - e_{init} = 350 - 74 - 13.55 = 262.4 \text{ mm}$$

Il momento massimo che la sezione può portare è pari a

$$M_{Ed,max} = N_{Ed} \cdot e_{max} = 134.9 \cdot 0.262 \text{ mm} = 35.34 \text{ kNm}$$

Affinchè la verifica sia soddisfatta

$$\frac{S_a}{q} \leq \frac{35.31}{48.4} \cdot 0.083 = 0.060 \text{ g}$$

quindi

$$a_{max} \leq 0.12 \frac{0.060}{0.083} = 0.086 \text{ g}$$

cioè circa il 71 % di quella massima prevista.



7.3.1.2. VERIFICA FUORI PIANO DEL MASCHIO MURARIO NELLO STATO DI PROGETTO – AZIONE SISMICA

Nello stato di progetto i carichi sulla copertura sono:

- doppio pannello sandwich	0.35 kN/m ²
- pannelli fotovoltaici con sottostruttura di ancoraggio	0.35 kN/m ²
- p. proprio della struttura	0.10 kN/m ²
TOTALE	0.80 kN/m²

Nel caso in esame si ha:

$$\alpha \cdot S = 0.08 \cdot 1.5 = 0.12$$

$$Z = 4.9 + \frac{6.10}{2} = 7.95 \text{ m}$$

$$H = 11 \text{ m}$$

$$\frac{S_a}{q_a} = \frac{0.12 \left[1.5 \left(1 + \frac{7.95}{11} \right) - 0.5 \right]}{3} = 0.083$$

Il carico della copertura agente sul pannello murario è a pari a:

$$0.80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{9.8}{2} \text{ m} \cdot 3.6 \text{ m} = 14.11 \text{ kN}$$

Pertanto, la forza concentrata in testa alla parete è:

$$F = 0.083 \cdot 14.11 \text{ kN} = 1.17 \text{ kN}$$

Il carico del cordolo di coronamento è a pari a:

$$18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1 \text{ m} \cdot 0.70 \text{ m} \cdot 2.65 \text{ m} = 33.40 \text{ kN}$$

Pertanto, la forza concentrata posta a 50 cm dalla sommità della parete:



$$F = 0.083 \cdot 33.40 \text{ kN} = 2.77 \text{ kN}$$

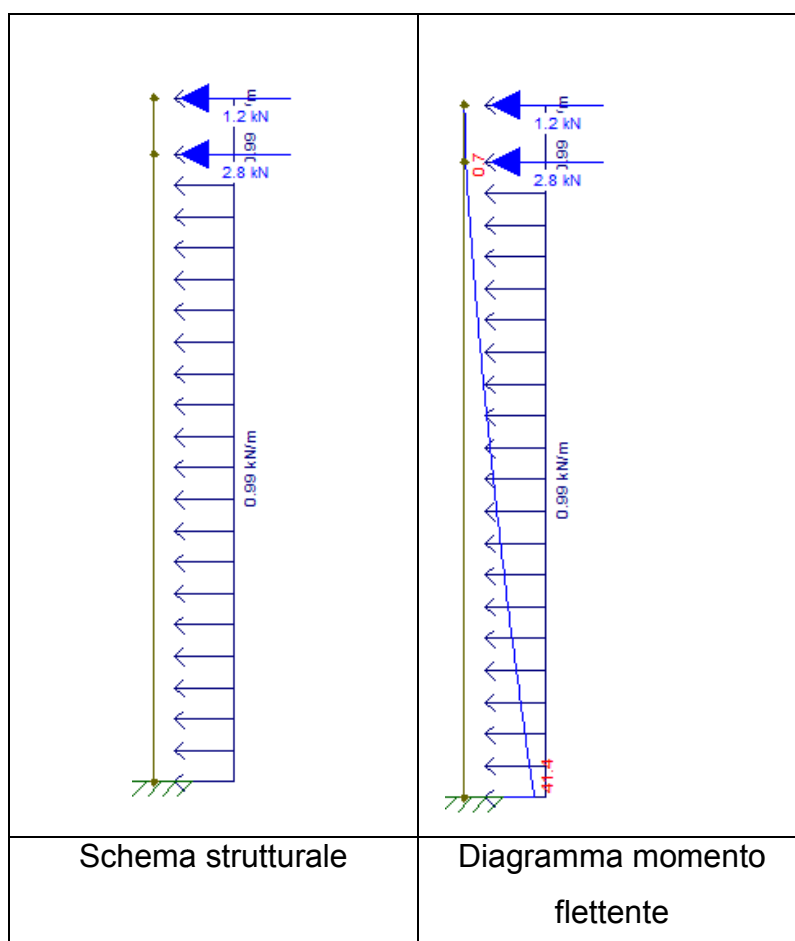
Il peso proprio del pannello murario è pari a:

$$q = 0.70 \text{ m} \cdot 0.95 \text{ m} \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 11.97 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Pertanto, il carico distribuito lungo il maschio murario è pari a:

$$F = 0.083 \cdot 11.97 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 0.99 \text{ kN/m}$$

Si riporta di seguito lo schema strutturale adottato e il diagramma del momento flettente.





La verifica è condotta con riferimento al metodo proposto dall'Eurocodice 6 parte 1-1.

L'azione assiale resistente alla base della parete vale

$$N_{rd} = \Phi \times t \times f_d$$

Con

$$\Phi = 1 - 2 \times e_i / t$$

$$e_i = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_{init} \geq 0.05 \times t = 35 \text{ mm}$$

essendo

- t lo spessore della parete = 700 mm
- h l'altezza della parete = 6100 mm
- $e_{init} = h / 450 = 6100 / 450 = 13.55 \text{ mm}$
- e_{he} = eccentricità dovuta ad azioni orizzontali (sisma)
- M_{id} e N_{id} sono il momento flettente e l'azione assiale nella sezione considerata: siccome nel caso in esame il momento flettente nella sezione considerata è prodotto dal sisma, i due primi termini dell'espressione per determinare e_i sono coincidenti.
- $f_d = \frac{2.6}{2.1.35} = 0.96 \text{ Mpa}$

Nella sezione più sollecitata si ha:

$$M_d = 41.4 \text{ kNm}$$

$$N_d = 120.2 \text{ kN}$$

L'eccentricità vale dunque

$$e = M_d / N_d + e_{init} = 340 + 13.55 = 353.55 \text{ mm}$$

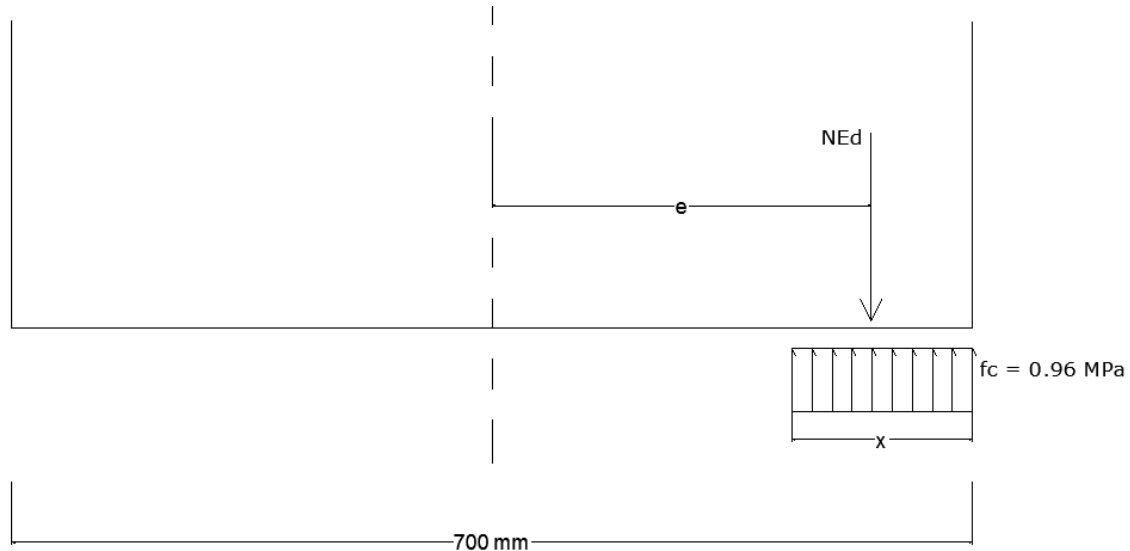
con

$$\Phi = 1 - 2 \times 353.55 / 700 = -0.010$$

Per tali valori delle sollecitazioni il pannello murario non è verificato, pertanto si procede alla valutazione del coefficiente ξ_E nello stato di progetto



Considerato lo schema



$$x = \frac{120200}{0.96 \cdot 950} = 132 \text{ mm}$$

$$e_{max} = \frac{700}{2} - \frac{131}{2} - e_{init} = 350 - 65.5 - 13.55 = 270.95 \text{ mm}$$

Il momento massimo che la sezione può portare è pari a

$$M_{Ed,max} = N_{Ed} \cdot e_{max} = 120.2 \cdot 0.271 \text{ m} = 32.57 \text{ kNm}$$

Affinchè la verifica sia soddisfatta

$$\frac{S_a}{q} \leq \frac{32.57}{41.4} \cdot 0.083 = 0.065 \text{ g}$$

quindi

$$a_{max} \leq 0.12 \frac{0.065}{0.083} = 0.093 \text{ g}$$

cioè circa il 78 % di quella massima prevista.



L'alleggerimento del pacchetto di copertura produce pertanto un sensibile miglioramento della resistenza sismica dei maschi murari.

7.3.1.3. VERIFICA A TAGLIO DEL MASCHIO MURARIO NELLO STATO DI PROGETTO – AZIONE SISMICA

L'azione tagliante agente sul maschio murario è pari a

$$V_{Ed} = 0.99 \text{ kN/m} \cdot 6.10 \text{ m} + 2.77 \text{ kN} + 1.15 \text{ kN} = 9.96 \text{ kN}$$

La corrispondente tensione è pari a

$$\tau_{Ed} = \frac{9960}{700 \cdot 950} = 0.015 \text{ Mpa}$$

Nel caso in esame, la resistenza a taglio è calcolata secondo la relazione C8.7.1.16 della Circolare 2019:

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1.5 \cdot \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \tau_{0d}}}$$

dove

l e t sono rispettivamente la lunghezza e lo spessore del maschio murario

σ_0 è la tensione normale media riferita all'area totale della sezione;

τ_{0d} è il valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura

b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b = h/l$, comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello.

Essendo:

$$l = 950 \text{ mm}$$



$t = 700 \text{ mm}$

$$\tau_{0d} = \frac{\tau_0}{\gamma_M \cdot FC} = \frac{0.05}{2 \cdot 1.35} = 0.0185 \text{ MPa}$$

$$b = 6100 \text{ mm} / 950 \text{ mm} = 6.42 > 1.5 \rightarrow b = 1.5$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{120200}{700 \cdot 950} = 0.180 \text{ MPa}$$

si ha

$$V_t = 950 \cdot 700 \frac{1.5 \cdot 0.0185}{1.5} \sqrt{1 + \frac{0.180}{1.5 \cdot 0.0185}} \cdot 10^{-3} = 33.66 \text{ kN} > V_{Ed} = 9.96 \text{ kN}$$

La verifica a taglio del pannello murario nello stato di progetto risulta soddisfatta.



7.3.1.4. VERIFICA FUORI PIANO DEL MASCHIO MURARIO – AZIONE DA VENTO

L'azione da vento, allo SLU, agente sul maschio murario tipologico, considerando una lunghezza di influenza pari a 3.60 m è:

CALCOLO AZIONE DEL VENTO:

zona =	1	zona in cui sorge la costruzione
$v_{0,0}$ =	25.0 m/s	velocità di base di riferimento a livello del mare
a_0 =	1000.0 m	parametro tabellato
k_s =	0.40	parametro tabellato
a_s =	87 m s.l.m.	altitudine sul livello del mare
c_s =	1.00	coefficiente di altitudine
v_0 =	25.0 m/s	velocità di base di riferimento
T_R =	50 anni	periodo di ritorno
c_r =	1.00	coefficiente di ritorno
v_r =	25.0 m/s	velocità di riferimento del vento
q_r =	391 N/m ²	pressione cinetica di riferimento del vento
rugosità =	B	classe di rugosità del terreno
posizione =	terra, >30 km	posizione del sito rispetto alla costa marina
categoria =	IV	categoria di esposizione del sito
k_r =	0.22	parametro tabellato
z_0 =	0.30 m	parametro tabellato
z_{min} =	8.00 m	parametro tabellato
c_t =	1.00	coefficiente di topografia
h =	9.2 m	altezza della struttura
c_e =	1.72	coefficiente di esposizione
d =	181.0 m	dimensione struttura nella direzione del flusso incidente
$c_{pe,sop}$ =	0.71	coefficiente di pressione esterna sopravvento
$c_{pe,sot}$ =	0.31	coefficiente di pressione esterna sottovento
c_{pi} =	0.20	coefficiente di pressione interna
$c_{p,sop}$ =	0.91	coefficiente di pressione sopravvento
$c_{p,sot}$ =	0.11	coefficiente di pressione sottovento
c_d =	1.00	coefficiente dinamico
p_{sop} =	0.61 kN/m ²	pressione sopravvento sulla costruzione
p_{sot} =	0.07 kN/m ²	pressione sottovento sulla costruzione
p =	0.68 kN/m ²	pressione totale in direzione del vento

$$q = p_{sop} \cdot 3.60m \cdot \gamma_{Q,sfavorevole} = 0.61 \frac{kN}{m^2} \cdot 3.60m \cdot 1.50 = 3.30 \frac{kN}{m}$$



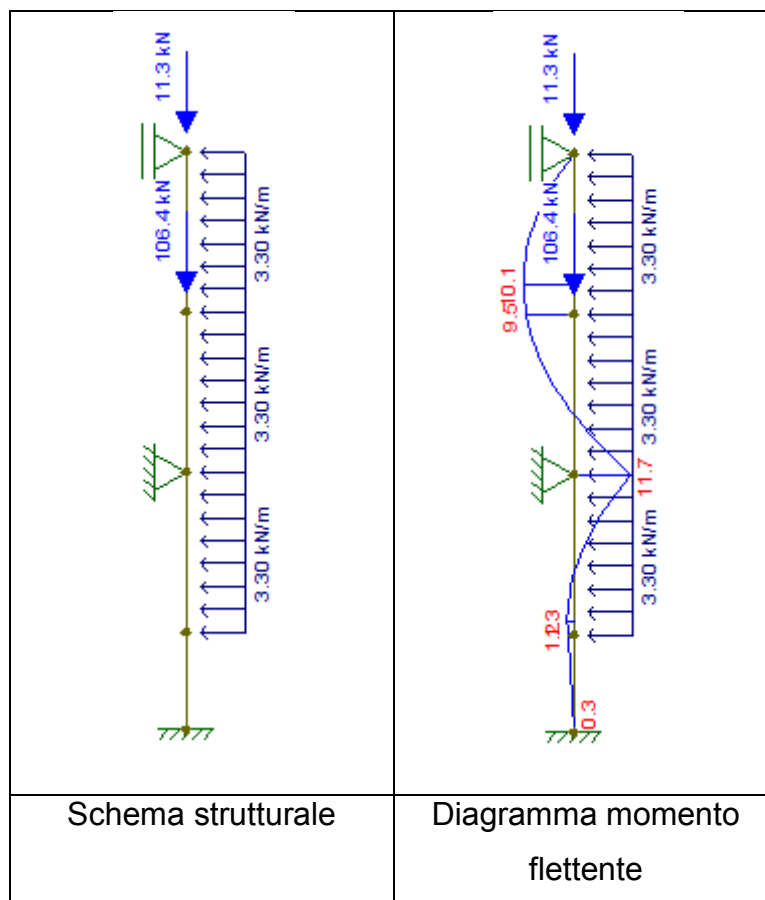
Il carico verticale allo SLU, agente in testa al maschio murario, dovuto alla copertura è pari a

$$F = 0.8 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{9.8}{2} m \cdot 3.6 m \cdot \gamma_{G2, favorevole} = 14.11 \cdot 0.8 = 11.29 kN$$

Il carico verticale allo SLU, dovuto al peso proprio del pannello murario stesso e del cordolo di coronamento è pari a:

$$F = \left(6.10 m \cdot 0.95 m \cdot 0.70 m \cdot \frac{18 kN}{m^3} \cdot \gamma_{G1, sfavorevole} \right) + \left(\frac{0.7 \cdot 1 \cdot 0.95 \cdot 18 kN}{m^3} \cdot \gamma_{G1, sfavorevole} \right) = 73.0 \cdot 1.0 + 33.40 \cdot 1.0 = 106.4 kN$$

Si riporta di seguito lo schema strutturale adottato e il diagramma del momento flettente.





La verifica è condotta con riferimento al metodo proposto dall'Eurocodice 6 parte 1-1.

L'azione assiale resistente alla base della parete

$$N_{rd} = \Phi \times t \times f_d$$

Con

$$\Phi = 1 - 2 \times e_i / t$$

$$e_i = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_{init} \geq 0.05 \times t = 35 \text{ mm}$$

essendo

- t lo spessore della parete = 700 mm
- h l'altezza della parete = 6100 mm
- $e_{init} = h / 450 = 6100 / 450 = 13.55 \text{ mm}$
- e_{he} = eccentricità dovuta ad azioni orizzontali (sisma)
- M_{id} e N_{id} sono il momento flettente e l'azione assiale nella sezione considerata: siccome nel caso in esame il momento flettente nella sezione considerata è prodotto dal vento, i due primi termini dell'espressione per determinare e_i sono coincidenti.
- $f_d = \frac{2.6}{3 \cdot 1.35} = 0.64 \text{ Mpa}$

Nella sezione più sollecitata si ha:

$$M_d = 11.70 \text{ kNm}$$

$$N_d = 117.7 \text{ kN}$$

L'eccentricità vale dunque

$$e = M_d / N_d + e_{init} = 99.4 + 13.55 = 112.95 \text{ mm}$$

con

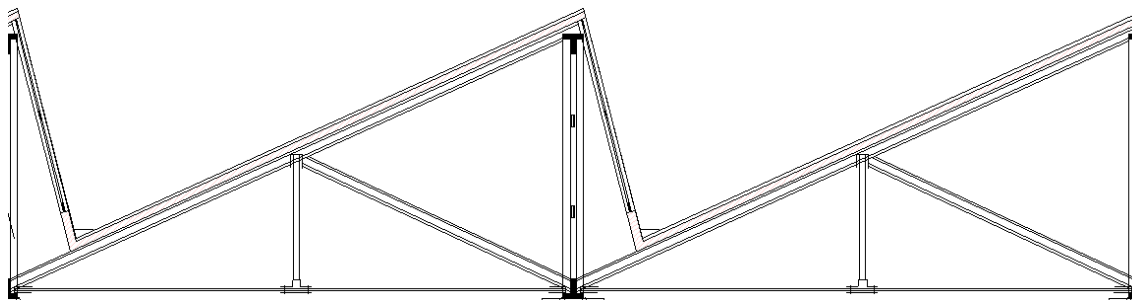
$$\Phi = 1 - 2 \times 112.95 / 700 = 0.677$$

si ottiene

$$N_{rd} = 0.677 \times 700 \text{ mm} \times 1.00 \text{ MPa} \times 950 \text{ mm} \times 10^{-3} = 450.20 \text{ kN} > N_d$$

7.4. VERIFICA SHED DI COPERTURA

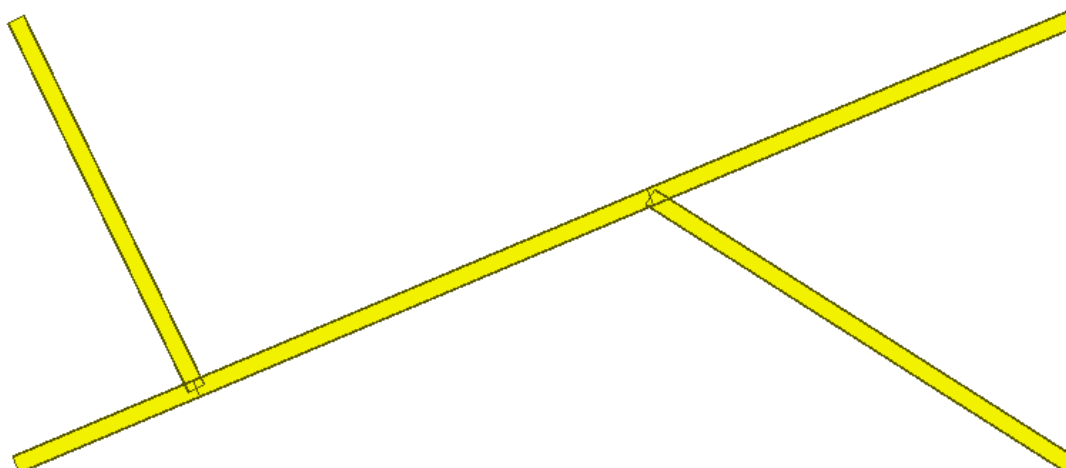
La struttura che forma la copertura a shed esistente è costituita da profili metallici ad I di altezza 170 mm, le cui dimensioni geometriche sono state rilevate in dettaglio, che si ripete con interasse costante di 3.60 m.



Sulla struttura in oggetto sono state condotte verifiche di resistenza nei confronti dei carichi gravitazionali e da vento.

La struttura è stata analizzata mediante il software di calcolo agli elementi finiti Midas Gen.

Si riporta di seguito lo schema di calcolo:



Nello stato attuale, i carichi permanenti agenti sulla struttura in esame, oltre al peso proprio, sono:

- intonaco sp. 1 cm	0.20 kN/m ²
- tavelloni sp. 6 cm	0.25 kN/m ²
- caldana sp. 4 cm	0.80 kN/m ²
- tegole tipo marsigliese	0.30 kN/m ²
TOTALE	1.55 kN/m²

Nello stato di progetto invece i carichi permanenti agenti sulla copertura si riducono e saranno pari a:

- doppio pannello sandwich	0.35 kN/m ²
- pannelli fotovoltaici con sottostruttura di ancoraggio	0.35 kN/m ²
TOTALE	0.70 kN/m²

Data la geometria della copertura, il carico da neve è stato calcolato come indicato al par. C3.4.3.3 della Circolare 2019.

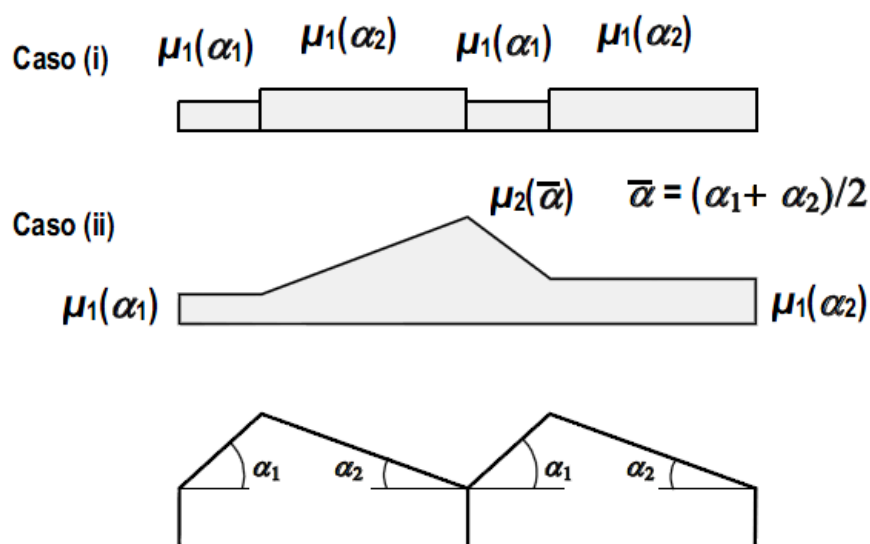


Figura C3.4.3 - Coefficiente di forma per il carico neve – Coperture a più falde

In particolare $\alpha_1 = 24^\circ$ e $\alpha_2 = 76^\circ$



Per il caso (i) si ha:

$$q_s(\mu_1(\alpha_1)) = 1.5 \cdot 0.8 = 1.20 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_s(\mu_1(\alpha_2)) = 1.5 \cdot 0 = 0 \frac{kN}{m^2}$$

Per il caso (ii) si ha:

$$q_s(\mu_1(\alpha_1)) = 1.5 \cdot 0.80 = 1.20 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_s(\mu_2(\alpha)) = 1.5 \cdot \mu\left(\frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}\right) = 1.5 \cdot 0.8 \cdot \frac{60 - \alpha}{30} = 1.5 \cdot 0.8 \cdot \frac{60 - 50}{30} = 0.40 \frac{kN}{m^2}$$

Pertanto nelle zona in cui si ha l'accumulo, il valore massimo della pressione è pari a 1.60 kN/m².

Il carico da vento agente sulla copertura è stato calcolato in accordo al paragrafo C3.3.8.1.6 – Coperture a falde multiple della Circolare 2019.

La pressione cinetica di riferimento già calcolata nel capitolo "AZIONE DEL VENTO" è pari a

$$q_{sk} = 0.391 \frac{kN}{m^2}$$

Per la copertura in esame il valore del coefficiente di pressione:

$$C_{pe} = \frac{\alpha}{75} = \frac{24^\circ}{75} = 0.32$$

Essendo rispettivamente il coefficiente di esposizione e dinamico:

$$C_e = 2.02 \text{ e } C_d = 1$$

La pressione del vento agente sulla copertura è pari a:

$$q = 0.391 \cdot 2.02 \cdot 0.32 \cdot 1 = 0.25 \frac{kN}{m^2}$$



Le combinazioni di carico utilizzate per le verifiche sono di seguito riportate

```

+=====+
| MIDAS (Modeling, Integrated Design & Analysis Software) |
| midas Gen - Load Combinations |
| |
| | (c) SINCE 1989 |
+=====+
| MIDAS Information Technology Co., Ltd. (MIDAS IT) |
| Gen 2022 |
+=====+

```

 DESIGN TYPE : General

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE	TYPE	LOADCASE (FACTOR) +	LOADCASE (FACTOR) +	LOADCASE (FACTOR)
1	SLU (solo G1)	Active	Add	G1 (1.300) +	G2 (1.500)	
2	SLU 1 neve caso i	Active	Add	G1 (1.300) + + Q_vento (0.900)	G2 (1.500) +	Q_NEVE caso i (1.500)
3	SLU 2 neve caso i	Active	Add	G1 (1.300) + + Q_vento (1.500)	G2 (1.500) +	Q_NEVE caso i (0.750)
4	SLU 3 neve caso ii	Active	Add	G1 (1.300) + + Q_vento (0.900)	G2 (1.500) +	Q_NEVE caso ii (1.500)
5	SLU 4 neve caso ii	Active	Add	G1 (1.300) + + Q_vento (1.500)	G2 (1.500) +	Q_NEVE caso ii (0.750)
6	SLE RARA 1	Active	Add	G1 (1.000) + + Q_vento (0.600)	G2 (1.000) +	Q_NEVE caso i (1.000)
7	SLE RARA 2	Active	Add	G1 (1.000) + + Q_vento (1.000)	G2 (1.000) +	Q_NEVE caso i (0.500)
8	SLE RARA 3	Active	Add	G1 (1.000) + + Q_vento (0.600)	G2 (1.000) +	Q_NEVE caso ii (1.000)
9	SLE RARA 4	Active	Add			

S.P.S. S.r.l. Studio Progetti Strutturali.

Via Melchiorre Gioia, 64 – 20125 Milano – Italia – Tel. +39 02 6694887 r.a. – Fax +39 02 6704199
www.spssrl-mi.it – segreteria@spssrl-mi.it – tecnico@spssrl-mi.it – amministrazione@spssrl-mi.it
 C.F. - P.I. - C.C.I.A.A. 10807630156. Cap Soc. € 49.400,00 i.v. - REA - Milano 1409652



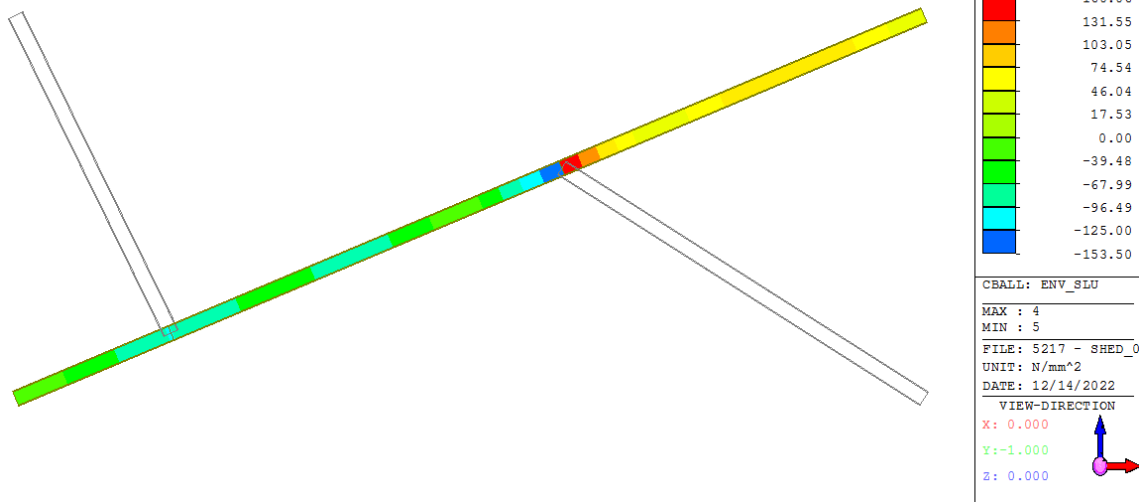
Certificato n° 11337



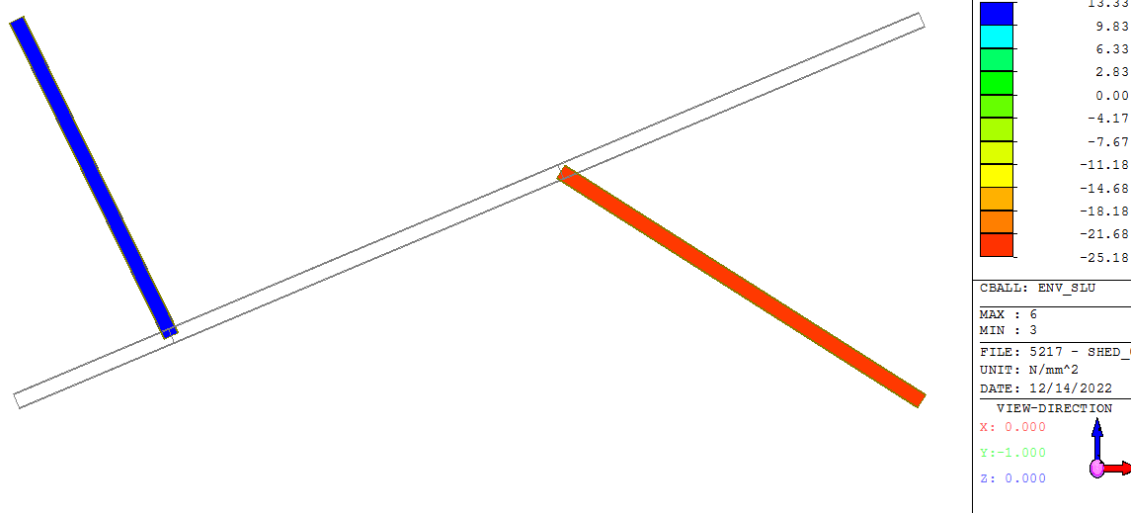
$G1(1.000) +$
 $G2(1.000) +$
 $Q_NEVE \text{ caso ii}(0.500)$
 $+ Q_vento(1.000)$

10	ENV_SLU	Active	Envelope
	SLU 1 neve caso i(1.000) +	SLU 2 neve caso i(1.000) +	SLU 3 neve caso ii(1.000)
	+ SLU 4 neve caso ii(1.000)		

Si riportano di seguito le verifiche allo SLU degli elementi in termini di tensioni.



tensioni elementi beam – involucro SLU

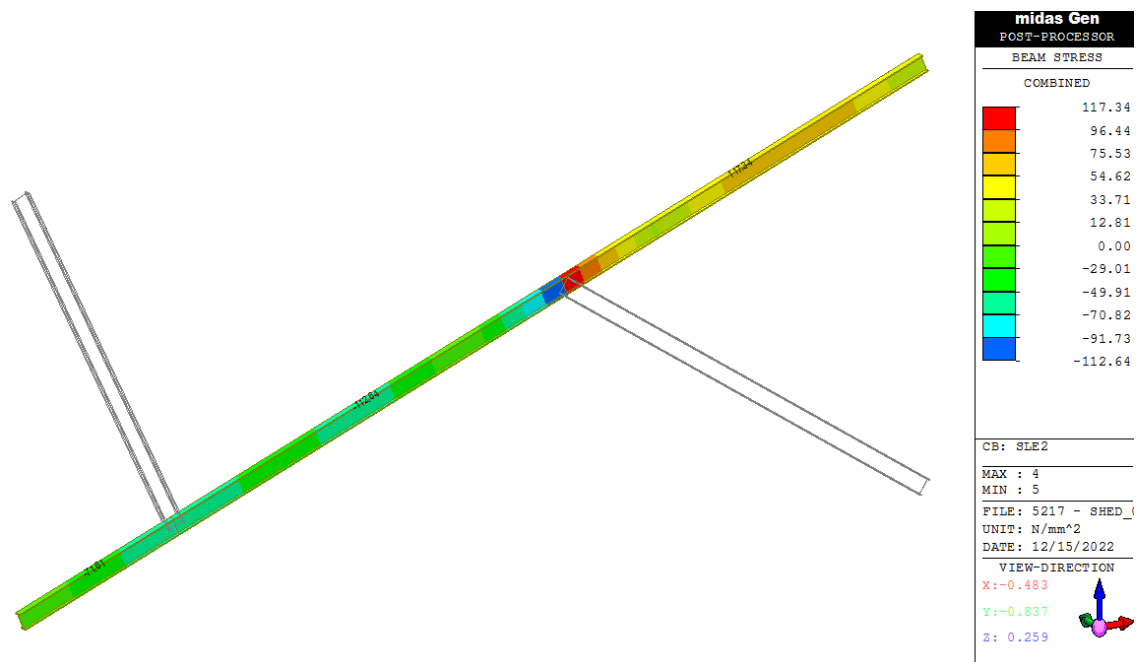


tensioni elementi truss – involucro SLU

La tensione massima agente è pari a $160.06 \text{ MPa} < \frac{235}{1.2} = 195.83 \text{ MPa}$ pertanto la struttura nello stato di progetto risulta verificata.

Si nota inoltre che le tensioni in esercizio massime agenti sono pari a 117.34 MPa.

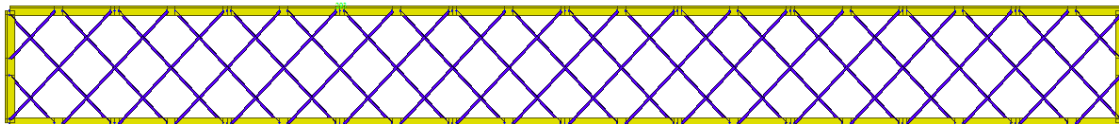
Queste sono compatibili con la tensione ammissibile che si utilizzava all'epoca per la progettazione delle strutture in acciaio, pari a 120 Mpa, che per calcolazioni particolarmente accurate saliva a 140 MPa.



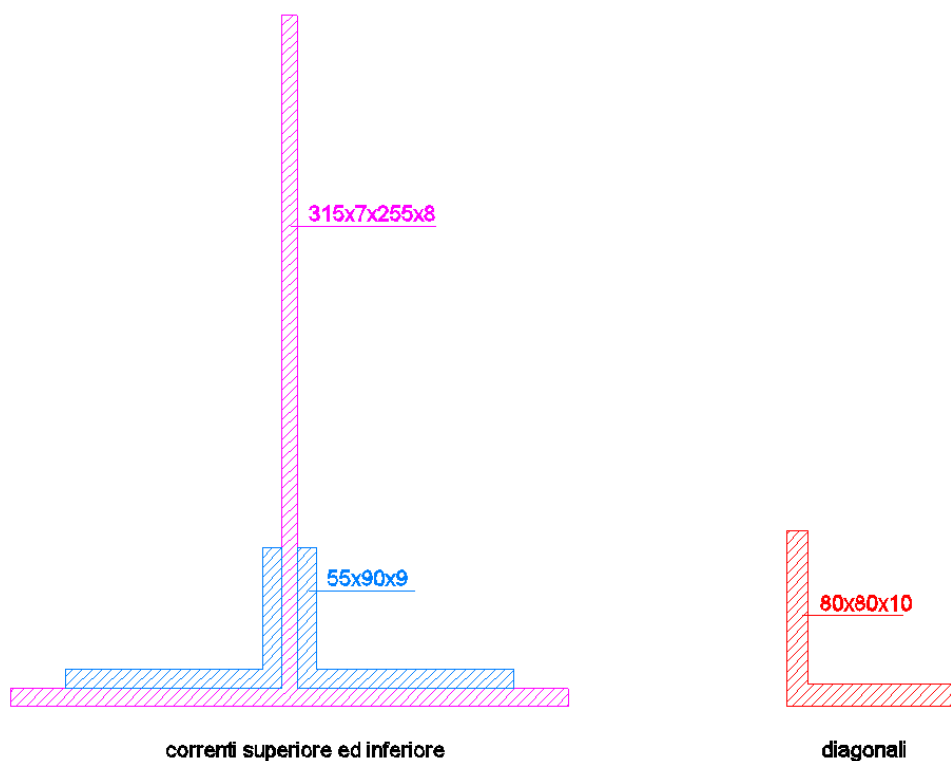
7.5. VERIFICA TRAVE RETICOLARE DI COPERTURA

Le travi reticolari su cui scaricano gli shed di copertura sopra analizzati, sono costituite da correnti inferiori, superiori e angolari diagonali che li collegano.

Le travi hanno una lunghezza di 36 m e sono poste ad un interasse di 9.60 m.



Le caratteristiche sezionali degli elementi sono state determinate mediante rilievo e sono di seguito riportate.



I carichi rappresentanti gli shed di copertura che scaricano sulla trave, posti con interasse 3.60 m, sono stati modellati come forze concentrate.

```

=====
| MIDAS(Modeling, Integrated Design & Analysis Software)
| midas Gen - Load Combinations
|
| (c)SINCE 1989
=====
| MIDAS Information Technology Co.,Ltd. (MIDAS IT)
| Gen 2022
=====

```

DESIGN TYPE : General

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE	TYPE	LOADCASE (FACTOR) +	LOADCASE (FACTOR) +	LOADCASE (FACTOR)
1	SLU 1 neve caso i	Active	Add	G1(1.300) +	G2(1.500) +	Q_NEVE caso i(1.500)
				+ Q_vento(0.900)		
2	SLU 2 neve caso i	Active	Add	G1(1.300) +	G2(1.500) +	Q_NEVE caso i(0.750)
				+ Q_vento(1.500)		
3	SLU 3 neve caso ii	Active	Add	G1(1.300) +	G2(1.500) +	Q_NEVE caso ii(1.500)
				+ Q_vento(0.900)		
4	SLU 4 neve caso ii	Active	Add	G1(1.300) +	G2(1.500) +	Q_NEVE caso ii(0.750)
				+ Q_vento(1.500)		
5	SLE RARA 1	Active	Add	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Q_NEVE caso i(1.000)
				+ Q_vento(0.600)		

Via Melchiorre Gioia, 64 – 20125 Milano – Italia – Tel. +39 02 6694887 r.a. – Fax +39 02 6704199
www.spssrl-mi.it – segreteria@spssrl-mi.it – tecnico@spssrl-mi.it – amministrazione@spssrl-mi.it
C.F. - P.I. - C.C.I.A.A. 10807630156. Cap Soc. € 49.400,00 i.v. - REA - Milano 1409652



6	SLE RARA 2	Active	Add			
		$G1(1.000) +$		$G2(1.000) +$	$Q_NEVE \text{ caso i}(0.500)$	
		$+ Q_vento(1.000)$				

7	SLE RARA 3	Active	Add			
		$G1(1.000) +$		$G2(1.000) +$	$Q_NEVE \text{ caso ii}(1.000)$	
		$+ Q_vento(0.600)$				

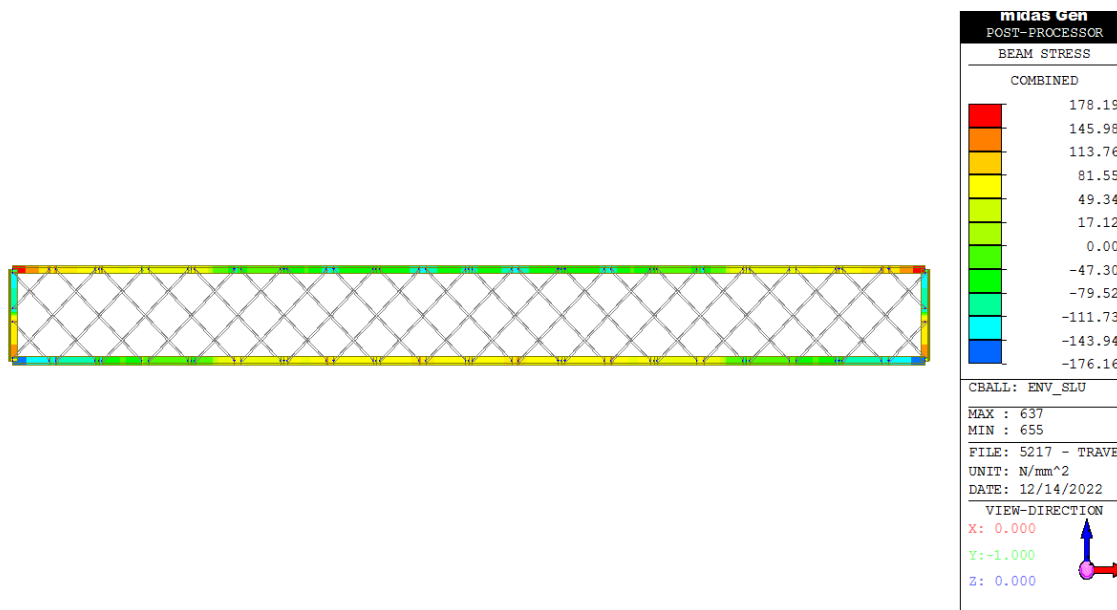
8	SLE RARA 4	Active	Add			
		$G1(1.000) +$		$G2(1.000) +$	$Q_NEVE \text{ caso ii}(0.500)$	
		$+ Q_vento(1.000)$				

9	ENV_SLU	Active	Envelope			
		$SLU 1 \text{ neve caso i}(1.000) +$	$SLU 2 \text{ neve caso i}(1.000) +$	$SLU 3 \text{ neve caso ii}(1.000)$		
		$+ SLU 4 \text{ neve caso ii}(1.000)$				

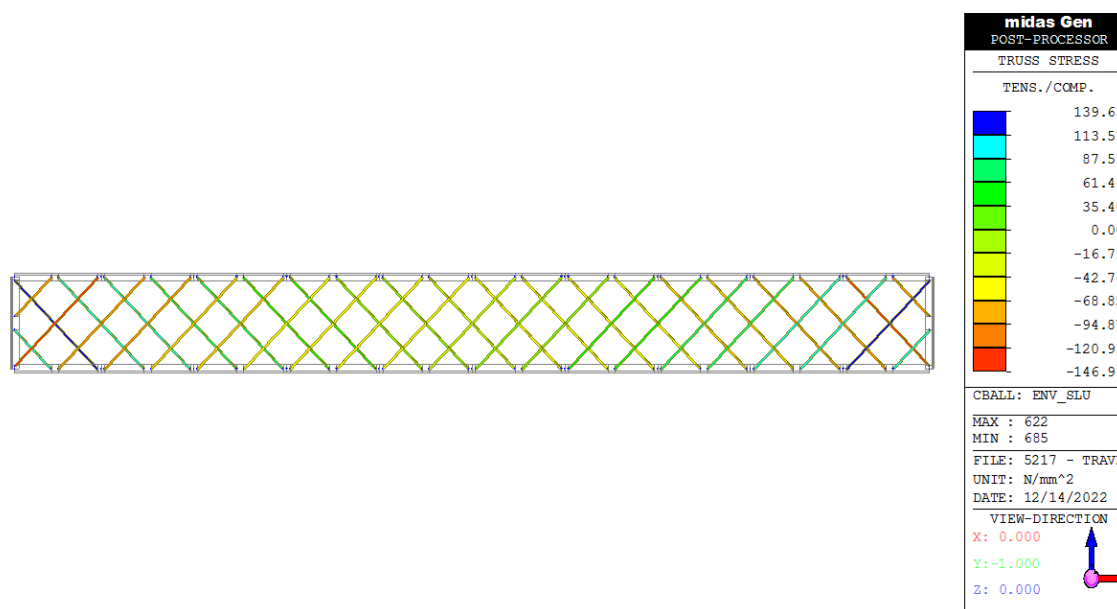
10	ENV_SLE RARA	Active	Envelope			
		$SLE RARA 1(1.000) +$	$SLE RARA 2(1.000) +$	$SLE RARA 3(1.000)$		
		$+ SLE RARA 4(1.000)$				



Si riportano di seguito le verifiche di resistenza allo SLU degli elementi in termini di tensioni.



tensioni elementi beam – involucro SLU

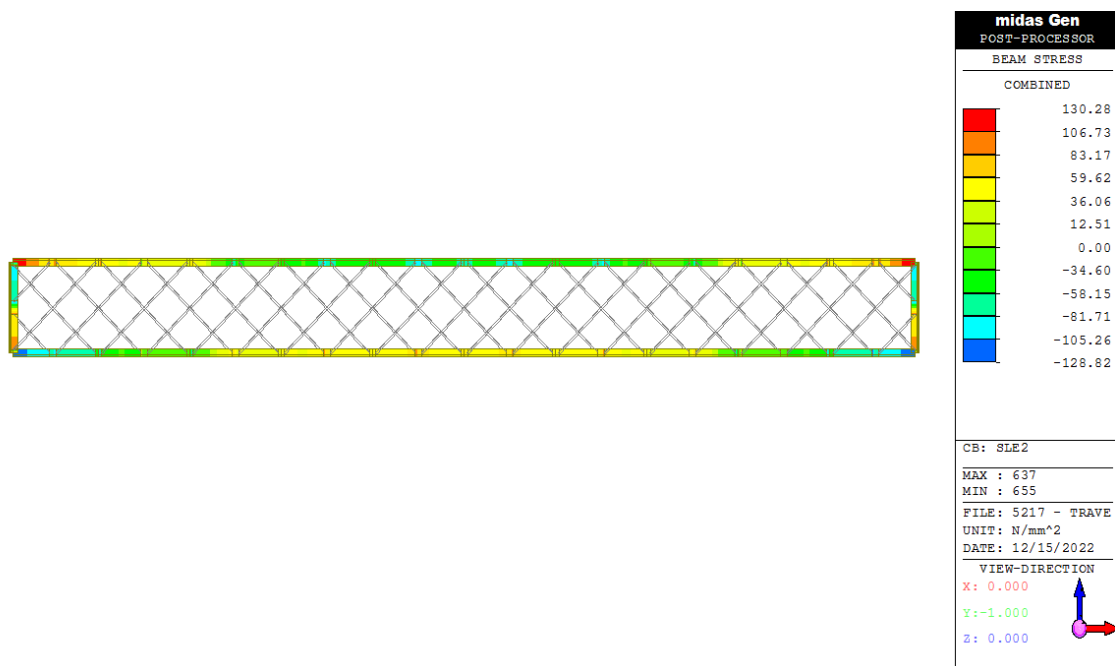


tensioni elementi truss – involucro SLU

Essendo le tensioni massime agenti pari a $178.19 \text{ MPa} < \frac{235}{1.20} = 195.83 \text{ MPa}$ le verifiche sono soddisfatte.



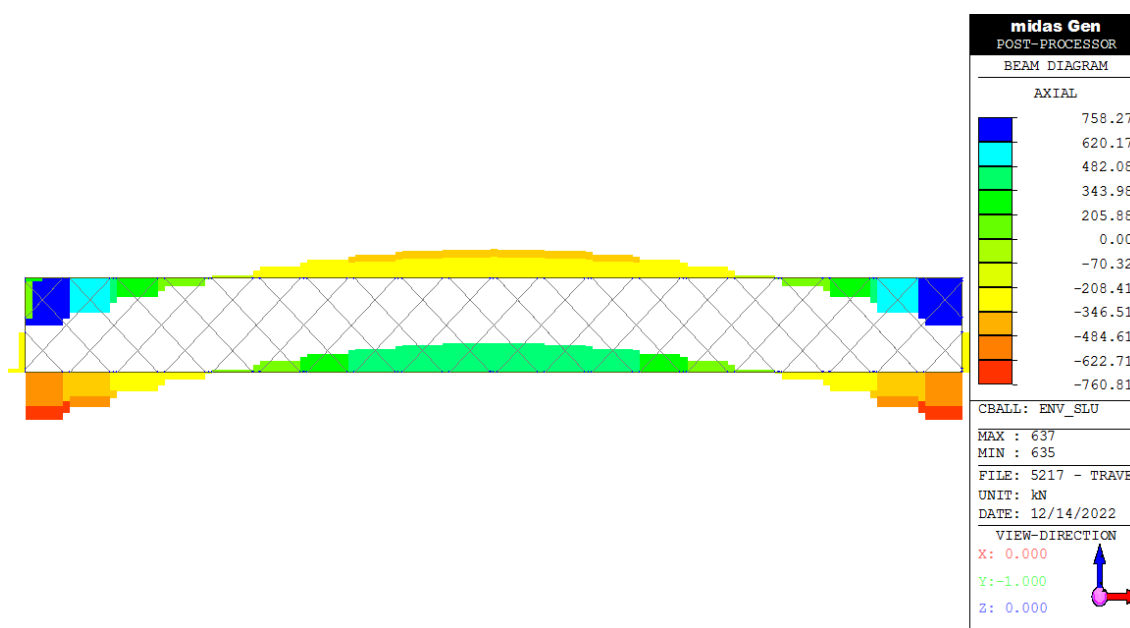
Si precisa inoltre che le tensioni in esercizio massime agenti sono pari a 130.28 MPa.



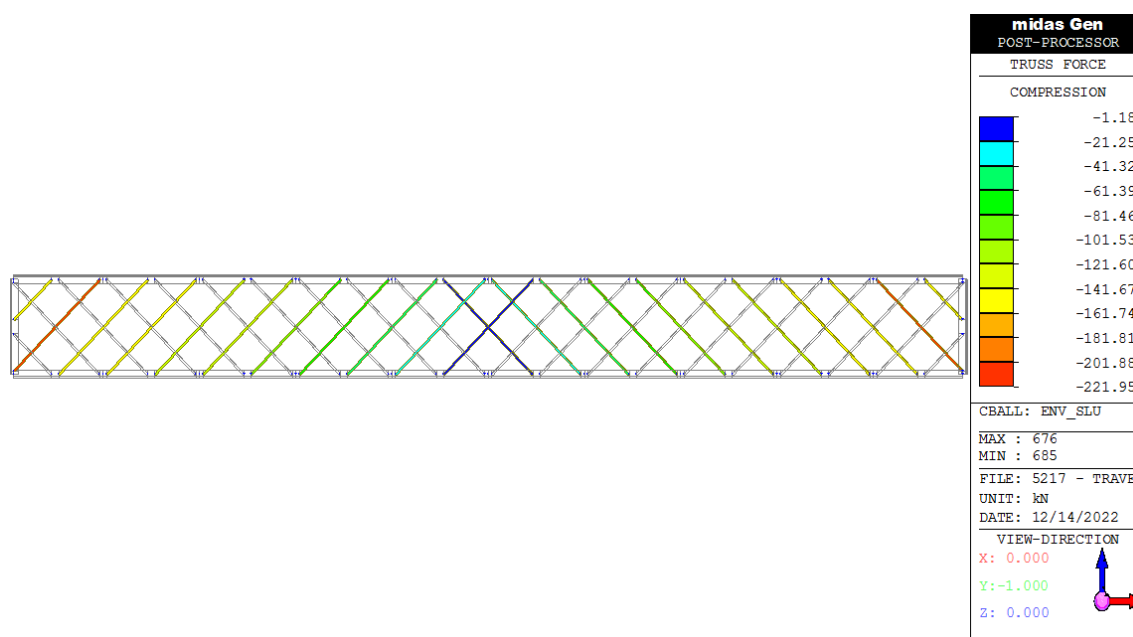
Queste sono compatibili con la tensione ammissibile che si utilizzava all'epoca per la progettazione delle strutture in acciaio, pari a 120 Mpa, che per calcolazioni particolarmente accurate saliva a 140 MPa.

Oltre alle verifiche di resistenza sono state effettuate anche verifiche sull'instabilità degli elementi.

Lo sforzo normale massimo di compressione, in combinazione SLU, agente sui correnti superiori ed inferiori è pari a 760.81 kN



Lo sforzo normale massimo di compressione, in combinazione SLU, agente sugli elementi diagonali è a pari a 221.95 kN



Si riportano di seguito le verifiche d'instabilità degli elementi. Si precisa che per i correnti superiori e inferiori la lunghezza libera d'inflessione è pari 3.60 m cioè l'interasse a cui sono posti gli shed; per le aste diagonali invece la lunghezza libera di inflessione è pari a 1.22 m in quanto tutti i diagonali sono fissati tra loro nei punti di intersezione mediante chiodi.



Verifica a instabilità correnti sup e inf		
profilo	trave principale	
A	69.61	cm ²
I _{min}	1759	cm ⁴
ρ _{min}	5.0	cm
acciaio S	235	
E	200000	MPa
L	3.6	m
β	1	
L ₀	3.6	m
N _{cr}	2679	kN
λ	0.8	
χ	0.662	
N _{c,Rd}	1031	kN
N _{Ed}	760.81	kN
N _{Ed} < N _{c,Rd}	VERO	0.74

Verifica a instabilità elementi diagonali		
profilo	L80x80x10	
A	15.1	cm ²
I _{min}	87.5	cm ⁴
ρ _{min}	2.4	cm
acciaio S	235	
E	200000	MPa
L	1.22	m
β	1	
L ₀	1.22	m
N _{cr}	1160	kN
λ	0.6	
χ	0.8842	
N _{c,Rd}	299	kN
N _{Ed}	221.95	kN
N _{Ed} < N _{c,Rd}	VERO	0.74

Le verifiche sono soddisfatte.

Poiché la trave ha una lunghezza maggiore di 20 m, è necessario fare la verifica nei confronti dell'azione sismica verticale.

Si riporta di seguito lo spettro di risposta allo SLV per sisma verticale.

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0.030 g
S_s	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	0.990
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.030
$T_a \leftarrow$	0.050	0.079
$T_c \leftarrow$	0.150	0.079
	0.235	0.050
	0.320	0.037
	0.405	0.029
	0.490	0.024
	0.575	0.021
	0.660	0.018
	0.745	0.016
	0.830	0.014
	0.915	0.013
$T_D \leftarrow$	1.000	0.012
	1.094	0.010
	1.188	0.008
	1.281	0.007
	1.375	0.006
	1.469	0.005
	1.563	0.005
	1.656	0.004
	1.750	0.004
	1.844	0.003
	1.938	0.003
	2.031	0.003
	2.125	0.003
	2.219	0.002
	2.313	0.002
	2.406	0.002
	2.500	0.002
	2.594	0.002
	2.688	0.002
	2.781	0.002
	2.875	0.001
	2.969	0.001
	3.063	0.001
	3.156	0.001
	3.250	0.001
	3.344	0.001
	3.438	0.001
	3.531	0.001
	3.625	0.001
	3.719	0.001
	3.813	0.001
	3.906	0.001
	4.000	0.001

Si nota che l'accelerazione massima, in corrispondenza del plateau è pari a 0.079 g.

Considerato che:

- Il carico verticale, caratteristico, agente in condizioni statiche comprendente i carichi permanenti e i sovraccarichi variabili da neve è pari a 2.00 kN/m²;



- il carico che concorre alla determinazione della massa sismica invece è costituito soltanto dal peso proprio della struttura e dai sovraccarichi permanenti ed è pari a 0.8 kN/m^2

Essendo l'accelerazione massima, in corrispondenza del plateau pari a 0.079 g , si ha una forza verticale sismica pari a $0.80 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.079 = 0.0632 \text{ kN/m}^2 << 2.00 \text{ kN/m}^2$ per cui la trave è stata verificata, pertanto la verifica nei confronti del sisma verticale è automaticamente soddisfatta.



7.6. PILASTRO IN CARPENTERIA METALLICA

I pilastri esistenti che sostengono la copertura dell'edificio sono in carpenteria metallica e sono costituiti da angolari disposti nei quattro angoli di dimensioni 110 x 110 x 10 mm e da pannelli in lamiera di spessore 10 mm. Quest'ultime sono fissate agli angolari mediante chiodi.

La sezione dei pilastri varia lungo l'altezza; in particolare, la sezione di base è pari a 900 x 750 mm, quella in testa invece è pari a 600 mm x 450 mm.

Alla base, nella direzione delle travi reticolari che scaricano su di essi, sono presenti degli irrigidimenti costituiti da angolari 90 x 90 x 10 mm e pannelli in lamiera di spessore 10 mm in sostituzione dei preesistenti che presentano vari gradi di ossidazione.

Sul pilastro tipologico sono state effettuate analisi statiche e analisi sismiche.

L'analisi sismica è stata condotta mediante analisi modale con spettro di risposta applicando l'azione sismica in due direzioni ortogonali.

Si è inoltre combinata l'azione sismica agente in una direzione con il 30% dell'azione sismica agente in direzione perpendicolare.

Sono stati considerati tutti i modi di vibrare con massa partecipante significativa cioè quelli con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi tale per cui la massa partecipante totale superi l'85% della massa totale.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è stata utilizzata la combinazione quadratica completa (CQC).

Lo spettro utilizzato per le verifiche di resistenza è quello allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita riportato nel paragrafo "SISMA".

È stata fatta una modellazione agli elementi finiti mediante il software di calcolo Midas Gen.

In particolare sono stati utilizzati elementi Beam per la modellazione degli angolari; elementi truss per la modellazione degli angolari diagonali e orizzontali



presenti nella parte alta del pilastro ed elementi plate per la modellazione di pannelli in lamiera.

Sono stati modellati vincoli d'incastro alla base del pilastro e vincoli traslazionali nel piano XY in corrispondenza dell'asse del solaio del piano rialzato posto a quota +3.05 m.

Oltre al peso proprio della struttura sono stati applicati i carichi di copertura che scaricano sul singolo pilastro attraverso le travi reticolari analizzate nel paragrafo precedente. Tali carichi sono stati applicati come azioni nodali sugli angolari, alla quota corrispondente alla briglia inferiore della trave reticolare.

Si riportano di seguito le combinazioni di carico implementate nel software di calcolo.

```

+=====+
| MIDAS(Modeling, Integrated Design & Analysis Software) |
| midas Gen - Load Combinations                        |
|                                                         |
|                                                         | (c)SINCE 1989 |
+=====+
| MIDAS Information Technology Co.,Ltd.                  | (MIDAS IT) |
| Gen 2022                                                |
+=====+

```

```

-----
DESIGN TYPE : General
-----

```

LIST OF LOAD COMBINATIONS

```

=====
NUM  NAME          ACTIVE          TYPE
LOADCASE(FACTOR) +      LOADCASE(FACTOR) +      LOADCASE(FACTOR)
=====
1    SLU1 neve caso i Active          Add
      G1( 1.300) +      G2( 1.500) +      Q_neve caso i( 0.750)
+      Q_vento( 1.500)
-----
2    SLU2 neve caso i Active          Add
      G1( 1.300) +      G2( 1.500) +      Q_neve caso i( 1.500)
+      Q_vento( 0.900)
-----
3    SLU3 neve caso ii Active          Add
      G1( 1.300) +      G2( 1.500) +      Q_neve caso ii( 0.750)

```



				+	Q_vento(1.500)		
4	SLU4 neve caso ii	Active	Add				
					G1(1.300) +	G2(1.500) +	Q_neve caso ii(1.500)
				+	Q_vento(0.900)		
5	SLV1	Active	Add				
					G1(1.000) +	G2(1.000) +	SLV X(1.000)
				+	SLV Y(0.300) +	SLV X(1.000) +	SLV Y(0.300)
6	SLV2	Active	Add				
					G1(1.000) +	G2(1.000) +	SLV X(1.000)
				+	SLV Y(0.300) +	SLV X(-1.000) +	SLV Y(-0.300)
7	SLV3	Active	Add				
					G1(1.000) +	G2(1.000) +	SLV X(1.000)
				+	SLV Y(-0.300) +	SLV X(1.000) +	SLV Y(-0.300)
8	SLV4	Active	Add				
					G1(1.000) +	G2(1.000) +	SLV X(1.000)
				+	SLV Y(-0.300) +	SLV X(-1.000) +	SLV Y(0.300)
9	SLV5	Active	Add				
					G1(1.000) +	G2(1.000) +	SLV X(0.300)
				+	SLV Y(1.000) +	SLV X(0.300) +	SLV Y(1.000)
10	SLV6	Active	Add				
					G1(1.000) +	G2(1.000) +	SLV X(0.300)
				+	SLV Y(1.000) +	SLV X(-0.300) +	SLV Y(-1.000)
11	SLV7	Active	Add				
					G1(1.000) +	G2(1.000) +	SLV X(-0.300)
				+	SLV Y(1.000) +	SLV X(-0.300) +	SLV Y(1.000)
12	SLV8	Active	Add				
					G1(1.000) +	G2(1.000) +	SLV X(-0.300)
				+	SLV Y(1.000) +	SLV X(0.300) +	SLV Y(-1.000)
13	SLV9	Active	Add				
					G1(1.000) +	G2(1.000) +	SLV X(1.000)
				+	SLV Y(0.300) +	SLV X(1.000) +	SLV Y(-0.300)
14	SLV10	Active	Add				
					G1(1.000) +	G2(1.000) +	SLV X(1.000)
				+	SLV Y(0.300) +	SLV X(-1.000) +	SLV Y(0.300)
15	SLV11	Active	Add				
					G1(1.000) +	G2(1.000) +	SLV X(1.000)
				+	SLV Y(-0.300) +	SLV X(1.000) +	SLV Y(0.300)
16	SLV12	Active	Add				
					G1(1.000) +	G2(1.000) +	SLV X(1.000)
				+	SLV Y(-0.300) +	SLV X(-1.000) +	SLV Y(-0.300)
17	SLV13	Active	Add				

S.P.S. S.r.l. Studio Progetti Strutturali.

Via Melchiorre Gioia, 64 – 20125 Milano – Italia – Tel. +39 02 6694887 r.a. – Fax +39 02 6704199
www.spssrl-mi.it – segreteria@spssrl-mi.it – tecnico@spssrl-mi.it – amministrazione@spssrl-mi.it
 C.F. - P.I. - C.C.I.A.A. 10807630156. Cap Soc. € 49.400,00 i.v. - REA - Milano 1409652



Certificato n° 11337



		$G1(1.000) +$	$G2(1.000) +$	$SLV X(0.300)$
+		$SLV Y(1.000) +$	$SLV X(-0.300) +$	$SLV Y(1.000)$
18	SLV14	Active	Add	
		$G1(1.000) +$	$G2(1.000) +$	$SLV X(0.300)$
+		$SLV Y(1.000) +$	$SLV X(0.300) +$	$SLV Y(-1.000)$
19	SLV15	Active	Add	
		$G1(1.000) +$	$G2(1.000) +$	$SLV X(-0.300)$
+		$SLV Y(1.000) +$	$SLV X(0.300) +$	$SLV Y(1.000)$
20	SLV16	Active	Add	
		$G1(1.000) +$	$G2(1.000) +$	$SLV X(-0.300)$
+		$SLV Y(1.000) +$	$SLV X(-0.300) +$	$SLV Y(-1.000)$
21	SLV17	Active	Add	
		$G1(1.000) +$	$G2(1.000) +$	$SLV X(-1.000)$
+		$SLV Y(-0.300) +$	$SLV X(-1.000) +$	$SLV Y(-0.300)$
22	SLV18	Active	Add	
		$G1(1.000) +$	$G2(1.000) +$	$SLV X(-1.000)$
+		$SLV Y(-0.300) +$	$SLV X(1.000) +$	$SLV Y(0.300)$
23	SLV19	Active	Add	
		$G1(1.000) +$	$G2(1.000) +$	$SLV X(-1.000)$
+		$SLV Y(0.300) +$	$SLV X(-1.000) +$	$SLV Y(0.300)$
24	SLV20	Active	Add	
		$G1(1.000) +$	$G2(1.000) +$	$SLV X(-1.000)$
+		$SLV Y(0.300) +$	$SLV X(1.000) +$	$SLV Y(-0.300)$
25	SLV21	Active	Add	
		$G1(1.000) +$	$G2(1.000) +$	$SLV X(-0.300)$
+		$SLV Y(-1.000) +$	$SLV X(-0.300) +$	$SLV Y(-1.000)$
26	SLV22	Active	Add	
		$G1(1.000) +$	$G2(1.000) +$	$SLV X(-0.300)$
+		$SLV Y(-1.000) +$	$SLV X(0.300) +$	$SLV Y(1.000)$
27	SLV23	Active	Add	
		$G1(1.000) +$	$G2(1.000) +$	$SLV X(0.300)$
+		$SLV Y(-1.000) +$	$SLV X(0.300) +$	$SLV Y(-1.000)$
28	SLV24	Active	Add	
		$G1(1.000) +$	$G2(1.000) +$	$SLV X(0.300)$
+		$SLV Y(-1.000) +$	$SLV X(-0.300) +$	$SLV Y(1.000)$
29	SLV25	Active	Add	
		$G1(1.000) +$	$G2(1.000) +$	$SLV X(-1.000)$
+		$SLV Y(-0.300) +$	$SLV X(-1.000) +$	$SLV Y(0.300)$
30	SLV26	Active	Add	
		$G1(1.000) +$	$G2(1.000) +$	$SLV X(-1.000)$
+		$SLV Y(-0.300) +$	$SLV X(1.000) +$	$SLV Y(-0.300)$

S.P.S. S.r.l. Studio Progetti Strutturali.

Via Melchiorre Gioia, 64 – 20125 Milano – Italia – Tel. +39 02 6694887 r.a. – Fax +39 02 6704199
www.spssrl-mi.it – segreteria@spssrl-mi.it – tecnico@spssrl-mi.it – amministrazione@spssrl-mi.it
 C.F. - P.I. - C.C.I.A.A. 10807630156. Cap Soc. € 49.400,00 i.v. - REA - Milano 1409652



Certificato n° 11337



31	SLV27	Active	Add		
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	SLV X(-1.000)	
+		SLV Y(0.300) +	SLV X(-1.000) +	SLV Y(-0.300)	

32	SLV28	Active	Add		
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	SLV X(-1.000)	
+		SLV Y(0.300) +	SLV X(1.000) +	SLV Y(0.300)	

33	SLV29	Active	Add		
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	SLV X(-0.300)	
+		SLV Y(-1.000) +	SLV X(0.300) +	SLV Y(-1.000)	

34	SLV30	Active	Add		
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	SLV X(-0.300)	
+		SLV Y(-1.000) +	SLV X(-0.300) +	SLV Y(1.000)	

35	SLV31	Active	Add		
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	SLV X(0.300)	
+		SLV Y(-1.000) +	SLV X(-0.300) +	SLV Y(-1.000)	

36	SLV32	Active	Add		
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	SLV X(0.300)	
+		SLV Y(-1.000) +	SLV X(0.300) +	SLV Y(1.000)	

37	ENV_SLU	Active	Envelope		
		SLU1 neve caso i(1.000) +	SLU2 neve caso i(1.000) +	SLU3 neve caso ii(1.000)	
+		SLU4 neve caso ii(1.000)			

38	ENV_SLV	Active	Envelope		
		SLV1(1.000) +	SLV2(1.000) +	SLV3(1.000)	
+		SLV4(1.000) +	SLV5(1.000) +	SLV6(1.000)	
+		SLV7(1.000) +	SLV8(1.000) +	SLV9(1.000)	
+		SLV10(1.000) +	SLV11(1.000) +	SLV12(1.000)	
+		SLV13(1.000) +	SLV14(1.000) +	SLV15(1.000)	
+		SLV16(1.000) +	SLV17(1.000) +	SLV18(1.000)	
+		SLV19(1.000) +	SLV20(1.000) +	SLV21(1.000)	
+		SLV22(1.000) +	SLV23(1.000) +	SLV24(1.000)	
+		SLV25(1.000) +	SLV26(1.000) +	SLV27(1.000)	
+		SLV28(1.000) +	SLV29(1.000) +	SLV30(1.000)	
+		SLV31(1.000) +	SLV32(1.000)		

39	ENV_SLU/SLV	Active	Envelope		
		SLU1 neve caso i(1.000) +	SLU2 neve caso i(1.000) +	SLU3 neve caso ii(1.000)	
+		SLU4 neve caso ii(1.000) +	SLV1(1.000) +	SLV2(1.000)	
+		SLV3(1.000) +	SLV4(1.000) +	SLV5(1.000)	
+		SLV6(1.000) +	SLV7(1.000) +	SLV8(1.000)	
+		SLV9(1.000) +	SLV10(1.000) +	SLV11(1.000)	
+		SLV12(1.000) +	SLV13(1.000) +	SLV14(1.000)	
+		SLV15(1.000) +	SLV16(1.000) +	SLV17(1.000)	
+		SLV18(1.000) +	SLV19(1.000) +	SLV20(1.000)	
+		SLV21(1.000) +	SLV22(1.000) +	SLV23(1.000)	
+		SLV24(1.000) +	SLV25(1.000) +	SLV26(1.000)	
+		SLV27(1.000) +	SLV28(1.000) +	SLV29(1.000)	
+		SLV30(1.000) +	SLV31(1.000) +	SLV32(1.000)	

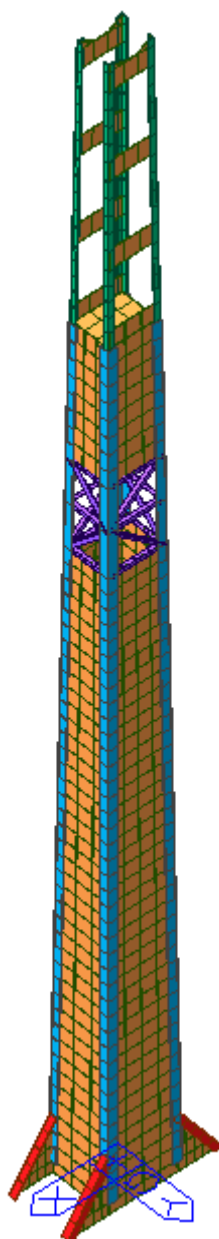


40	SLE1	Active	Add		
		$G1(1.000) +$		$G2(1.000) +$	$Q_{neve\ caso\ i}(1.000)$
		$+ Q_{vento}(1.000)$			

41	SLE2	Active	Add		
		$G1(1.000) +$		$G2(1.000) +$	$Q_{neve\ caso\ ii}(1.000)$
		$+ Q_{vento}(1.000)$			



Si riporta di seguito la rappresentazione 3D del modello di calcolo.





Si riportando di seguito i risultati dell'analisi modale.

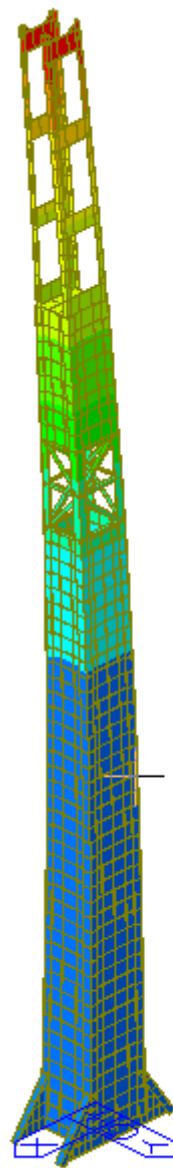
Node	Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency				Period		Tolerance					
		(rad/sec)		(cycle/sec)		(sec)							
	1	8.8381		1.4066		0.7109		0.0000e+00					
	2	10.0884		1.6056		0.6228		0.0000e+00					
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.0039	0.0039	94.1210	94.1210	0.0000	0.0000	98.2297	98.2297	0.0040	0.0040	0.0000	0.0000
	2	94.2476	94.2515	0.0039	94.1249	0.0000	0.0000	0.0040	98.2338	98.2483	98.2523	0.0000	0.0000
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
	1	0.0015	0.0015	35.2984	35.2984	0.0000	0.0000	1055.5633	1055.5633	0.0434	0.0434	0.0000	0.0000
	2	35.3459	35.3473	0.0014	35.2998	0.0000	0.0000	0.0434	1055.6067	1055.7625	1055.8060	0.0000	0.0000

S.P.S. S.r.l. Studio Progetti Strutturali.

Via Melchiorre Gioia, 64 – 20125 Milano – Italia – Tel. +39 02 6694887 r.a. – Fax +39 02 6704199
www.spssrl-mi.it – segreteria@spssrl-mi.it – tecnico@spssrl-mi.it – amministrazione@spssrl-mi.it
 C.F. - P.I. - C.C.I.A.A. 10807630156. Cap Soc. € 49.400,00 i.v. - REA - Milano 1409652



Certificato n° 11337



midas Gen POST-PROCESSOR	
VIBRATION MODE	
	10.82
	9.84
	8.85
	7.87
	6.88
	5.90
	4.92
	3.93
	2.95
	1.97
	0.98
	0.00

NATURALPERIOD=
7.109E-01

MODE 1

MAX : 8

MIN : 915

FILE: 5217 -STR~

UNIT: kN, mm

DATE: 12/15/2022

VIEW-DIRECTION

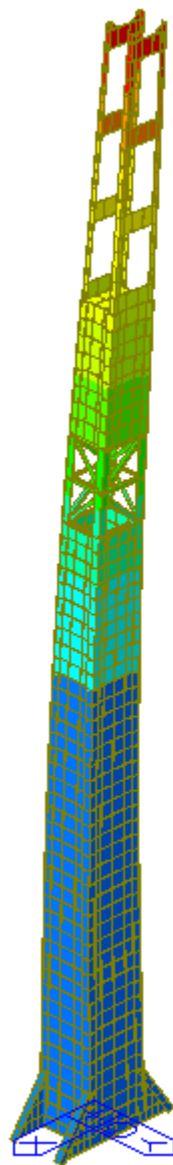
X: 0.612

Y: 0.612

Z: 0.500



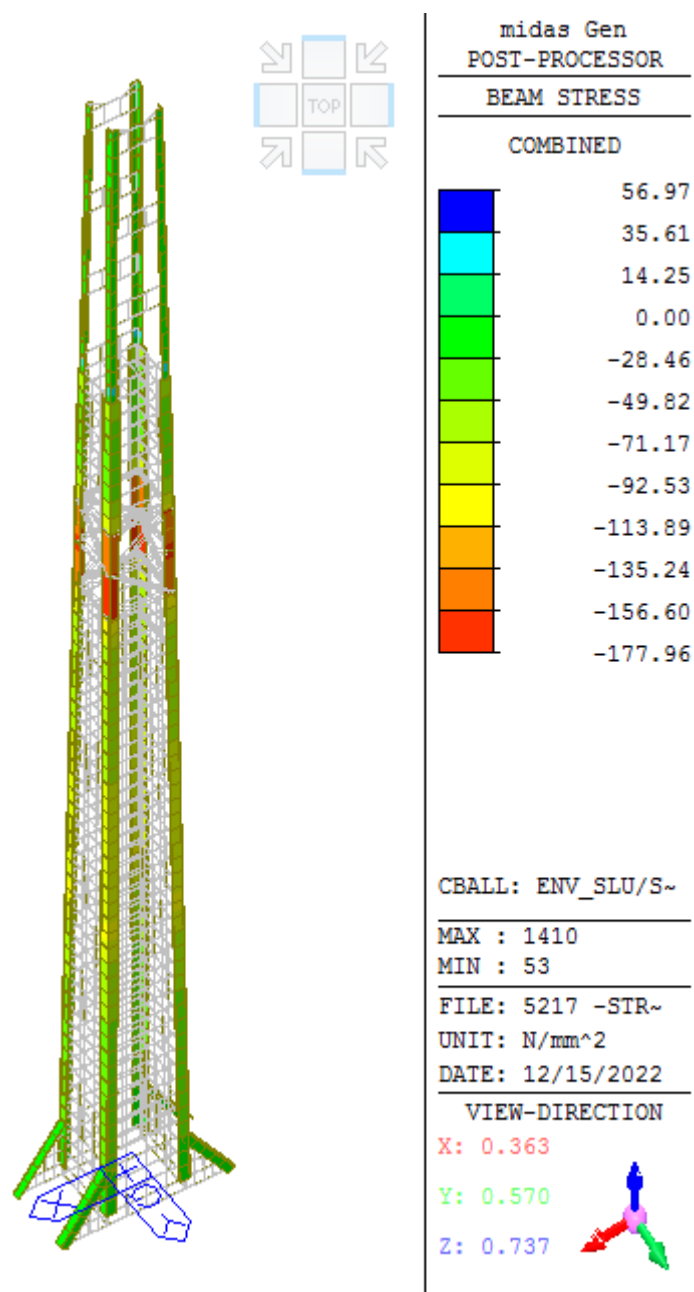
1° modo di vibrare



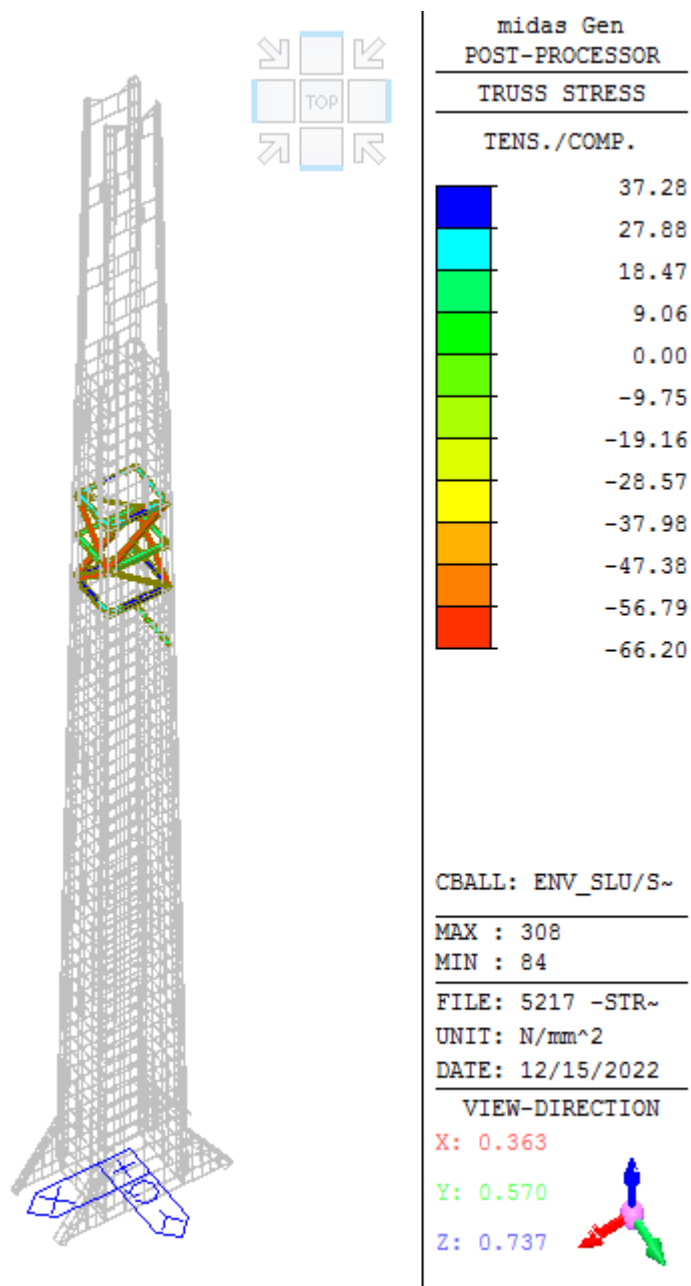
midas Gen POST-PROCESSOR	
VIBRATION MODE	
	9.39
	8.54
	7.68
	6.83
	5.97
	5.12
	4.27
	3.41
	2.56
	1.71
	0.85
	0.00
NATURALPERIOD=	
6.228E-01	
MODE 2	
MAX : 6	
MIN : 915	
FILE: 5217 -STR~	
UNIT: kN, mm	
DATE: 12/15/2022	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.612	
Y: 0.612	
Z: 0.500	

2° modo di vibrare

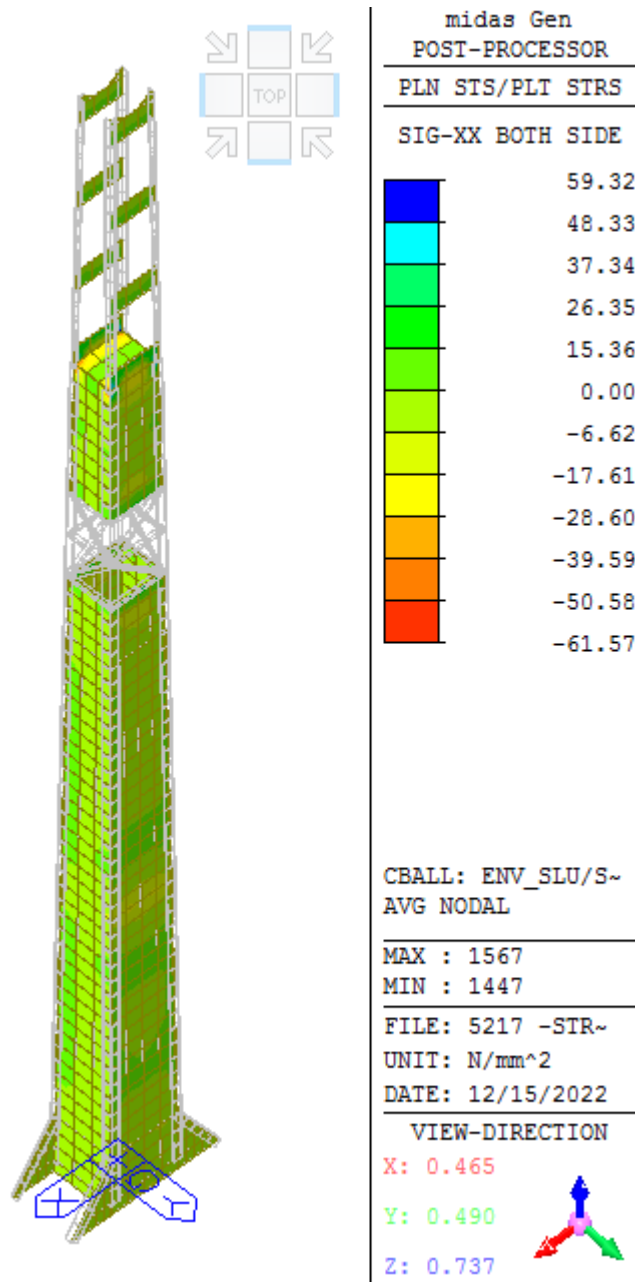
Si riportano di seguito i risultati in termini di tensioni come involucro delle combinazioni SLU ed SLV rispettivamente per gli elementi beam, truss e plate.



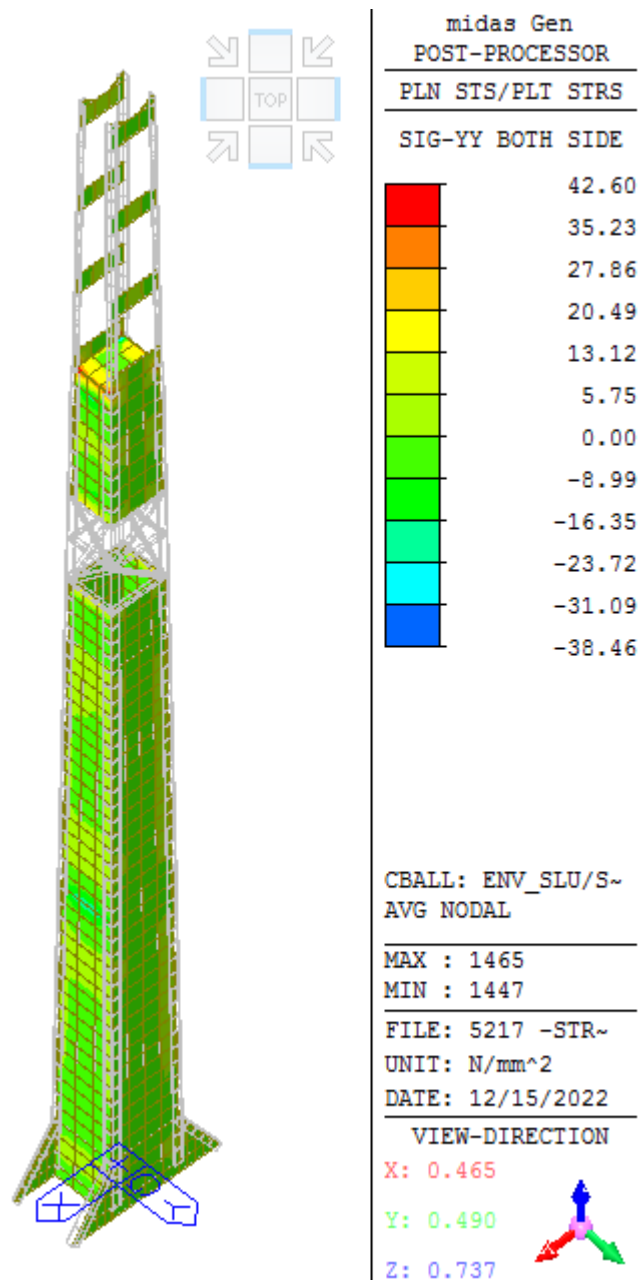
tensioni sugli elementi beam



tensioni sugli elementi truss



tensioni sigma-xx sugli elementi plate



tensioni sigma-yy sugli elementi plate

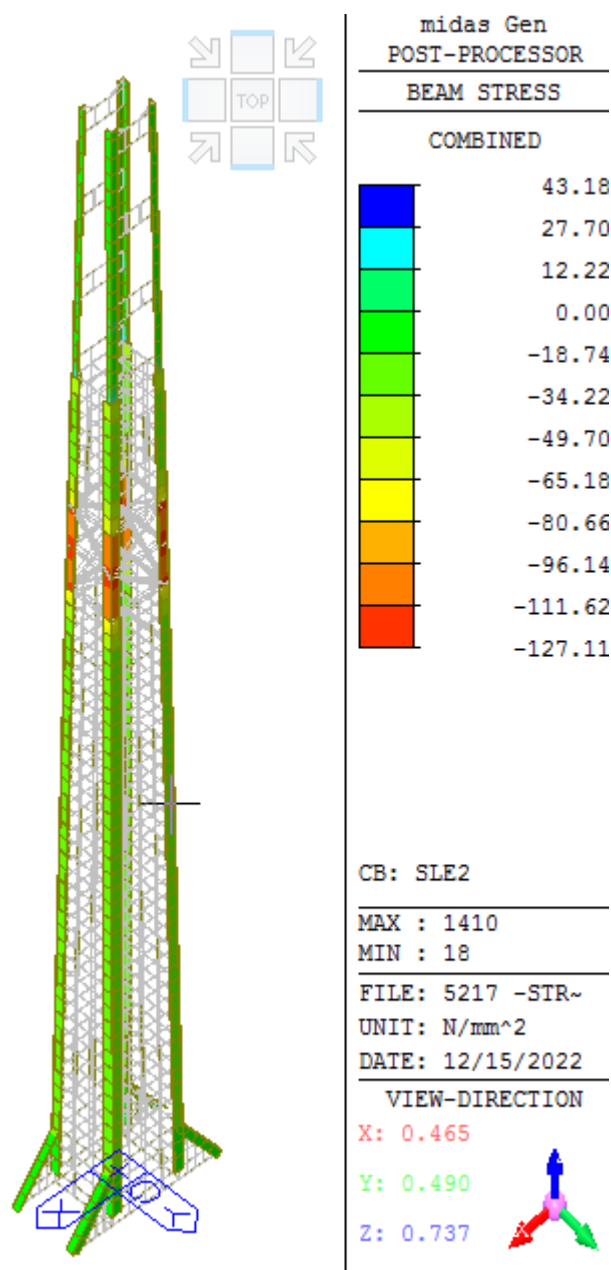
La tensione massima agente sugli elementi strutturali si ha in corrispondenza degli angolari ed è pari a $177.96 \text{ MPa} < \frac{235}{1.2} = 19.83 \text{ MPa}$.

Le verifiche sono soddisfatte.



Si precisa inoltre che le tensioni in esercizio massime agenti sono pari a 127.11 MPa.

Queste sono compatibili con la tensione ammissibile che si utilizzava all'epoca per la progettazione delle strutture in acciaio, pari a 120 Mpa, che per calcolazioni particolarmente accurate saliva a 140 MPa



tensioni massime in esercizio