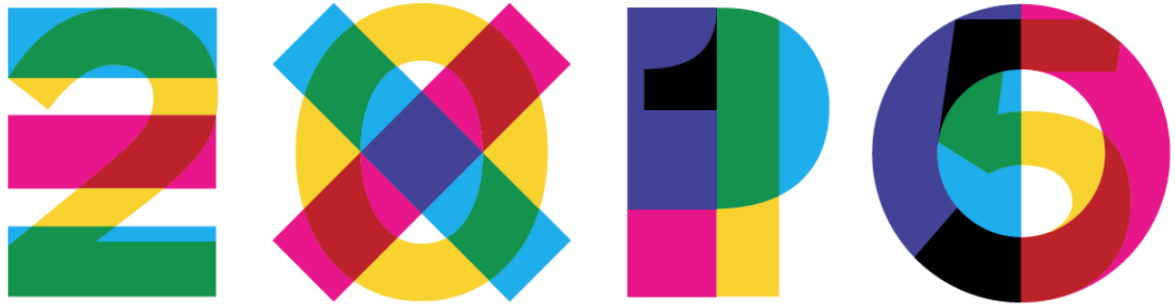




MILANO 2015

PADIGLIONE SLOVENIA

LOTTO S.32

**COMUNICAZIONE DI INIZIO ATTIVITA'
EDILIZIA LIBERA**

ELABORATO D

DOCUMENTI DESCRITTIVI GENERALI

PROGETTISTA INCARICATO:

arch. ALEŠ PLESNICAR

PROGETTISTA STRUTTURE:

ing. LJUBA SANCIN

D STRUTTURE			
	D.1	STRUTTURE IN ELEVAZIONE	
	D.1.1	Relazione di calcolo strutturale	
	D.1.2	Piante e sezioni quotate	1:100
	D.2	FONDAZIONI	
	D.2.1	Relazione di calcolo strutturale delle fondazioni, nel rispetto della normativa italiana vigente	
	D.2.2	Pianta scavi	1:50
	D.2.3	Pianta fondazioni e sezione quotata	1:50

**REGIONE LOMBARDIA
PROVINCIA DI MILANO**

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DELLO SPAZIO ESPOSITIVO
TEMPORANEO SELF- BUILT DELLA SLOVENIA AD EXPO 2015**

PROGETTO DELLE STRUTTURE

- RELAZIONE DESCRITTIVA DELLE STRUTTURE
- RELAZIONE SULLE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI
- RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE IN ELEVAZIONE (D.1.1)
- RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI (D.2.1)
- PIANTE E SEZIONI QUOTATE STRUTTURE IN ELEVAZIONE (D.1.2)
- PIANTA SCAVI (D.2.2)
- PIANTA FONDAZIONI E SEZIONE QUOTATA (D.2.3)

Il progettista delle strutture

**REGIONE LOMBARDIA
PROVINCIA DI MILANO**

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DELLO SPAZIO ESPOSITIVO
TEMPORANEO SELF- BUILT DELLA SLOVENIA AD EXPO 2015**

PROGETTO DELLE STRUTTURE

RELAZIONE DESCRITTIVA DELLE STRUTTURE

RELAZIONE TECNICA – EXPO 2015

Il progetto è redatto in base alle norme tecniche NTC 2008.

Il presente progetto delle strutture tratta la nuova costruzione del padiglione provvisorio della Repubblica Slovenia, destinato all'evento EXPO 2015 a Milano. Il padiglione sloveno è costituito da cinque padiglioni consecutivi, dei quali il primo (di ingresso) è di forma triangolare, mentre gli altri sono di forma trapezoidale. La lunghezza del singolo padiglione è di circa 16,5 m, mentre la larghezza va da circa 11,9 m fino a 13,3 m. Il tetto dei padiglioni è a falda unica e più precisamente la pendenza della copertura cresce dall'ingresso del singolo padiglione verso la sua uscita, con un angolo di 7° , l'altezza massima dei padiglioni invece diminuisce dal primo verso l'ultimo padiglione e cioè va da 10,0 m a 8,4 m.

La struttura dei padiglioni è stata modellata e calcolata con il programma di calcolo TOWER 7. Per il calcolo della struttura è stata utilizzata un'analisi statica lineare, per la verifica dell'azione sismica è invece stata eseguita un'analisi dinamica modale con spettro di risposta (analisi lineare dinamica) sull'intera struttura. La resistenza al fuoco della struttura in legno a telaio leggero (elementi prefabbricati) è garantita da un sistema di rivestimenti e isolamento, conforme al sistema standard per l'esecuzione della struttura in legno della ditta Lumar, per il quale l'appaltatore possiede già gli opportuni documenti e i certificati CE. Gli elementi strutturali in Xlam che restano a vista, sono stati calcolati per garantire la resistenza richiesta al fuoco di R60. La resistenza al

fuoco della struttura in acciaio si raggiunge in alcuni punti con uno spessore adeguato dei rivestimenti, in altri, dove gli elementi sono esposti, con adeguate protezioni con vernici intumescenti.

- Struttura in C.A.

Le fondazioni dell'edificio sono composte da un reticolo di travi rovesce in C.A., che per i padiglioni da 2 a 5 sono di dimensioni $b/h = 60/60$ cm, mentre per il padiglione 1 sono di dimensioni $b/h = 80/60$ cm. Tra le travi rovesce si esegue poi una soletta flottante di spessore 10 cm, non collegata alle travi rovesce. Si utilizza calcestruzzo con classe di resistenza C 25/30 e barre d'armatura nervate B450C. Nei padiglioni 4 e 5 viene realizzata una trave rovescia di dimensioni 30/60 lungo tutto il contorno della struttura del solaio e tra queste travi viene eseguita una platea in C.A. portante di spessore 20 cm.

Il calcolo delle fondazioni è eseguito in base alle caratteristiche del terreno di fondazione ipotizzate, e cioè per le travi rovesce di fondazione è stato preso in considerazione nel calcolo un modulo di reazione del terreno $K = 15.000 \text{ kN/m}^3$. Il rappresentante dell'organizzazione dell'EXPO 2015 deve necessariamente fornire i dati necessari riguardanti il terreno di fondazione per poter poi procedere con il dimensionamento di dettaglio delle fondazioni. Deve inoltre fornire i valori della capacità portante resistente di progetto del terreno di fondazione, in considerazione dei carichi derivanti dalle travi rovesce.

Nel calcolo delle travi rovesce di fondazione in C.A. sono state verificate anche le tensioni massime nel terreno sotto le travi, che per gli SLE ammontano a $\sigma = 117,9 \text{ kN/m}^2$ e i cedimenti delle travi rovesce, che agli SLE sono di $u = 0,8$ cm, entrambi valori che stanno al di sotto di quelli limite prescritti nella relazione geotecnica.

I padiglioni da 2 – 5 presentano sul lato frontale delle pareti in C.A. di forma triangolare, fondate sulle travi rovesce e che sostengono le diagonali in acciaio, che a loro volta sostengono la parete/il lato frontale e parzialmente quello laterale del padiglione. Queste pareti in C.A. triangolari sono di spessore 25 cm. La parete triangolare del padiglione nr. 2 ha un'altezza massima di 1,0 m, mentre l'altezza delle pareti triangolari aumenta poi costantemente da un padiglione all'altro, arrivando all'ultimo padiglione con un'altezza massima di 2,5 m.

- Struttura in legno

- Padiglione 1:

La struttura del padiglione nr. 1 è per la maggior parte a sbalzo ed è realizzata con una combinazione di struttura in acciaio e struttura in legno a pannelli in Xlam. Dall'asse A verso l'inizio del padiglione sono posti, ad interasse costante di circa 2,2 m, quattro telai momento - resistenti. I telai sono costituiti da pilastri HEB 220; S 235, incastrati alla trave di fondazione, e da traverse a sbalzo in Xlam, realizzate con pannelli CLT L7s-2 220 mm. L'altezza delle travi in Xlam dal primo al quarto telaio cresce da 80 cm fino a 140 cm. Le travi in Xlam vengono chiuse dal lato frontale con elementi di parete in Xlam, a cui dal lato inferiore viene appesa la struttura della facciata in legno. La struttura del tetto è costituita da un pannello in Xlam CLT L5s 100mm, posto in direzione trasversale rispetto alle travi a sbalzo in Xlam.

La parete posteriore del padiglione è realizzata con pannelli Xlam CLT L3s 60 mm, avvitati, dal lato interno, ai pilastri in acciaio HEB ed ha dal lato esterno una sottostruttura stabilizzante di dimensioni 6/22 cm; C24; e= 62,5 cm. La direzione dei pannelli della parete è orizzontale.

La parete lungo l'asse 1' è composta da montanti di dimensioni 10/22 cm; C 24; e = 62,5 cm ed è rivestita dal lato interno e dal lato esterno con pannelli Fermacell. La parete viene incastrata da entrambi i lati ai pilastri HEB. Le pareti in legno a telaio leggero sono ancorate alle travi di fondazione con idonei mezzi di ancoraggio / angolari. La parete lungo l'asse 1 viene realizzata come una trave-parete a sbalzo costituita da pannelli in Xlam orizzontali a sbalzo fatti di CLT L3s 100 mm. Nella parte dove la parete arriva alla fondazione, viene stabilizzata dal lato interno da pilastri b/h= 8/10 cm; C24 ad interasse 62,5 cm. La parete a sbalzo superiore collega i bordi di tutte le principali travi a sbalzo e così funge anche da elemento stabilizzatore. Lungo l'asse B offrono ulteriore sostegno alla trave a sbalzo anche i pannelli CLT L3s 100 mm appesi, che sono sostenuti lateralmente dal pilastro HEB 220. La stabilità laterale di tutti i lati inferiori liberi dei pannelli Xlam è assicurata dalla trave ribaltata in Xlam di dimensioni 10/40 cm. Al contatto tra il primo ed il secondo padiglione è previsto un telaio in acciaio con elementi HEB 220, munito di diagonale anch'essa HEB 220, che stabilizza ulteriormente la struttura di entrambi i padiglioni in direzione trasversale. La stabilità orizzontale del primo padiglione viene quindi garantita in direzione trasversale dai telai in acciaio con le traverse a sbalzo in Xlam, mentre in direzione longitudinale viene garantita dalla parete posteriore lungo l'asse 1 e dalla parete obliqua lungo l'asse 2.

○ Padiglioni 2 – 5:

La struttura del tetto dei padiglioni 2 – 5 è costituita da pannelli prefabbricati, posti trasversalmente all'edificio. Le travi nel pannello sono di dimensioni 8/28 cm; C 24, 10/28 cm; C 24, 10/36 cm; GL24h e 12/44 cm; GL24h e sono posti ad interassi 41 cm e 62,5 cm. Le travi sono controventate con pannelli OSB sia dal lato inferiore sia dal lato superiore in modo da garantire un comportamento a diaframma rigido della struttura del tetto. I pannelli del tetto sono sostenuti dal lato frontale dalla parete in legno a telaio leggero con montanti di dimensioni 8/16 cm; C 24 ad interasse 62,5 cm. La parete è posta sopra un profilo in acciaio ad »U« ribaltato, avvitato (accoppiato) ad un profilo HEB. Il profilo HEB si appoggia su diagonali in acciaio e sostiene i carichi verticali della struttura del tetto. Il profilo ad »U« ribaltato è invece di sezione variabile, che aumenta verso la fine del padiglione e trasmette tutto il carico da vento incidente sulla parete frontale, ai due telai in acciaio eseguiti all'inizio e alla fine del padiglione. Questi due telai in acciaio provvisti di diagonale sono costituiti da soli profili HEB 220; S 235. Il telaio ha due traverse, di cui a quella superiore è avvitata la struttura del tetto più alto, a quella inferiore invece si collega la struttura del tetto più basso. Nel lato posteriore dei padiglioni si realizza una parete in legno a telaio leggero (montanti 10/22 cm; C 24; e = 62,5 cm), che porta il carico verticale della copertura e, assieme alle diagonali in acciaio nel lato frontale, controventa l'edificio in direzione longitudinale. Le diagonali in acciaio del lato frontale sono costituite da profili a sezione tubolare cava di diametro $\varnothing 139,7/7,1$ mm; S235. L'idonea resistenza al fuoco deve essere garantita dalla scelta delle vernici intumescenti per la struttura in acciaio esposta. Sul lato posteriore dei padiglioni c'è una parete obliqua, realizzata in pannelli CLT L5s 100 mm, che si avvitano alla parete verticale in CLT L5s 100 mm. Al livello del punto più alto dell'apertura triangolare, viene montato un profilo U 220; S235 ribaltato, che riprende l'azione orizzontale del vento sulla facciata posteriore, sopra di questo viene invece realizzata una trave-parete in Xlam CLT L3s 100 mm, che riprende i carichi verticali della struttura del tetto. La putrella in acciaio U 220 ribaltata e la trave-parete in Xlam hanno come supporto, all'estremità dell'apertura triangolare, un profilo IPE 220; S235.

○ Padiglioni 4 e 5:

La struttura del 4° e del 5° padiglione è uguale a quella degli altri appena descritti. L'unica differenza sta nel fatto che in questi due padiglioni c'è anche un solaio nella parte posteriore dei padiglioni. La struttura di questi solai è realizzata con travi in legno. La struttura del solaio si appoggia alle pareti posteriori a telaio leggero in legno ed alle pareti interne a telaio leggero in legno. Le travi del solaio sono di sezione 6/24 cm; C 24 e sono poste ad interasse 62,5 cm. Nella parte aperta della struttura del solaio, le travi in legno sono sostenute da una trave in acciaio centrale HEA 220; S 235, mentre all'estremità del balcone le sostiene un profilo HEA 240; S235 di lunghezza totale cca 12,0 m. Verso la fine del padiglione questa trave è sostenuta da due pareti in

Xlam CLT L7s-2 220 mm di lunghezza 100 cm. Sopra queste due pareti in Xlam c'è una parete in Xlam CLT L5s 100 mm lungo il bordo della struttura del solaio e il bordo della struttura del tetto.

I carichi sismici sono stati calcolati secondo le Norme Tecniche delle Costruzioni, D.M. 14.01.2008. La struttura è stata progettata secondo le norme vigenti.

Il progettista delle strutture prefabbricate

**REGIONE LOMBARDIA
PROVINCIA DI MILANO**

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DELLO SPAZIO ESPOSITIVO
TEMPORANEO SELF- BUILT DELLA SLOVENIA AD EXPO 2015**

PROGETTO DELLE STRUTTURE

RELAZIONE SULLE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali impiegati presentano le seguenti caratteristiche meccaniche:

▪ **Legno**

C 24

$f_{m,k}$	= 24,00 MPa
$f_{v,k}$	= 2,50 MPa
$E_{0,g,mean}$	= 11000 MPa

▪ **Legno lamellare**

GL24h

$f_{m,k}$	= 24,00 MPa
$f_{v,k}$	= 2,70 MPa
$E_{0,g,mean}$	= 11600 MPa

▪ **Pannelli OSB/3** ai sensi della norma UNI EN 12369-1:2002

▪ **Pannelli Fermacell** (ETA 03/0050)

$\rho_{,k}$	= 1150,00 kg/m ³
$E_{m,mean}$	= 3800 MPa
G_{mean}	= 1600 Mpa

▪ **Acciaio da carpenteria**

Per tutti gli elementi si prescrive l'utilizzo di un acciaio S 235, che ha le seguenti caratteristiche:

$$E = 206.000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

$$\gamma_{M1} = 1,05$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$\nu = 0,3$$

$$G = 79231 \text{ N/mm}^2$$

▪ **Bullonatura**

Per le giunzioni bullonate e per i tirafondi si prescrive l'utilizzo di bulloni di classe 8.8 ad alta resistenza con le seguenti caratteristiche:

$$f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$\gamma_{M7} = 1,10$$

Dove specificato, si utilizzano anche bulloni di classe 10.9 ad alta resistenza con le seguenti caratteristiche:

$$f_{tb} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$\gamma_{M7} = 1,10$$

▪ **Calcestruzzo**

Per la fondazione e tutte le opere in C.A. si prescrive l'utilizzo di calcestruzzo C 25/30, che ha le seguenti caratteristiche:

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

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32,9 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5 = 14,11 \text{ N/mm}^2$$

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

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

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

$$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$$

▪ **Acciaio da cemento armato**

Per la realizzazione dell'armatura delle opere in C.A. si prescrive l'utilizzo di acciaio B 450C, che ha le seguenti caratteristiche:

$$E = 206.000 \text{ N/mm}^2$$

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

$$f_d = 391 \text{ N/mm}^2$$

I certificati di prova saranno allegati, a strutture ultimate, alla Relazione redatta dal Direttore delle opere strutturali.

Il progettista delle strutture prefabbricate

**REGIONE LOMBARDIA
PROVINCIA DI MILANO**

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DELLO SPAZIO ESPOSITIVO
TEMPORANEO SELF- BUILT DELLA SLOVENIA AD EXPO 2015**

D.1

PROGETTO DELLE STRUTTURE PREFABBRICATE IN LEGNO

D.1.1

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE IN ELEVAZIONE

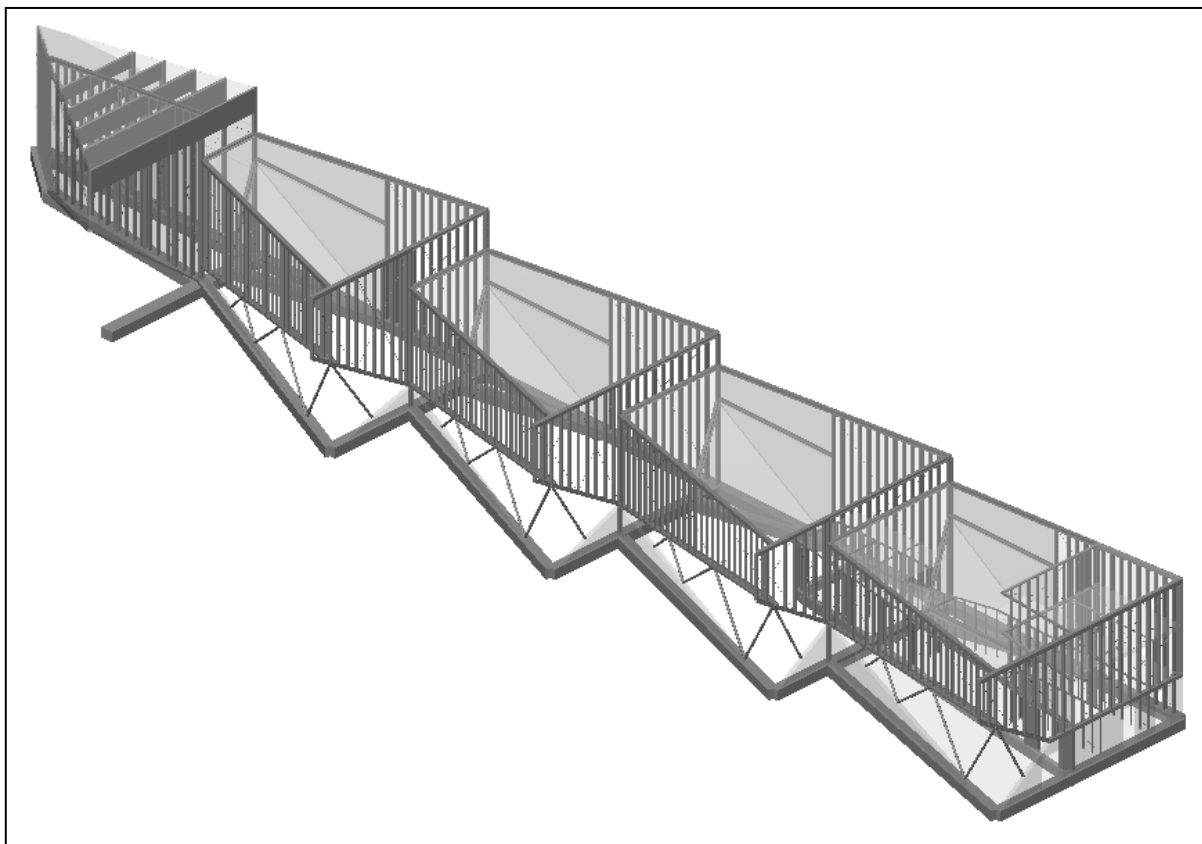
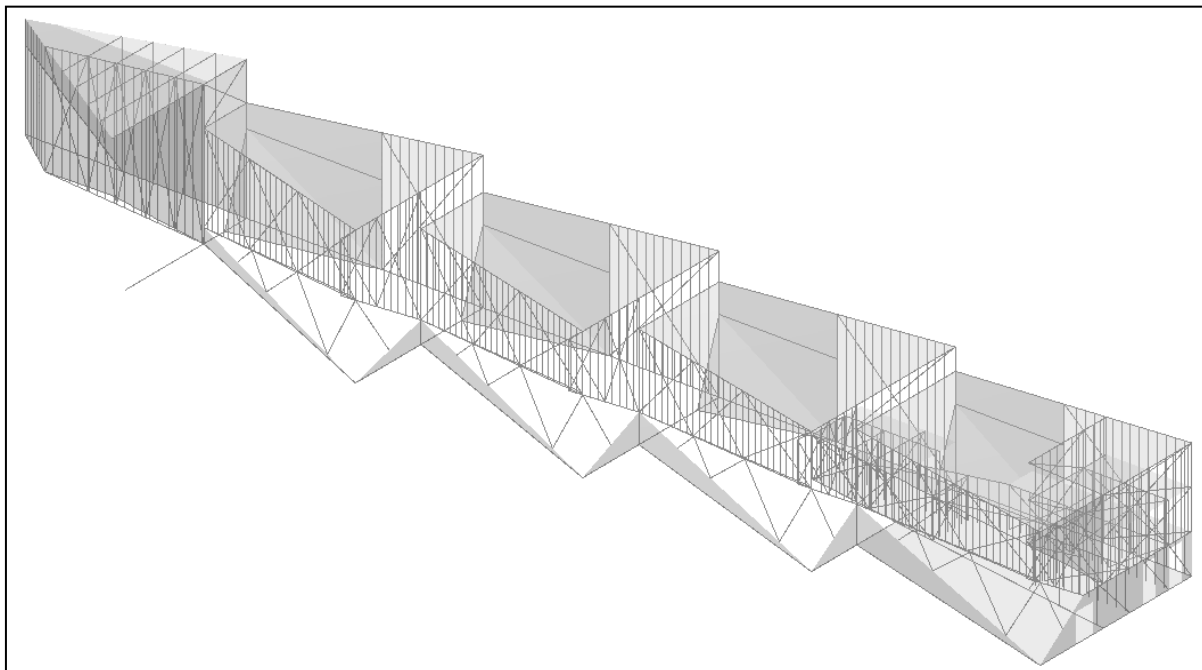
Nel seguito si riportano i calcoli delle verifiche statiche degli elementi strutturali principali.

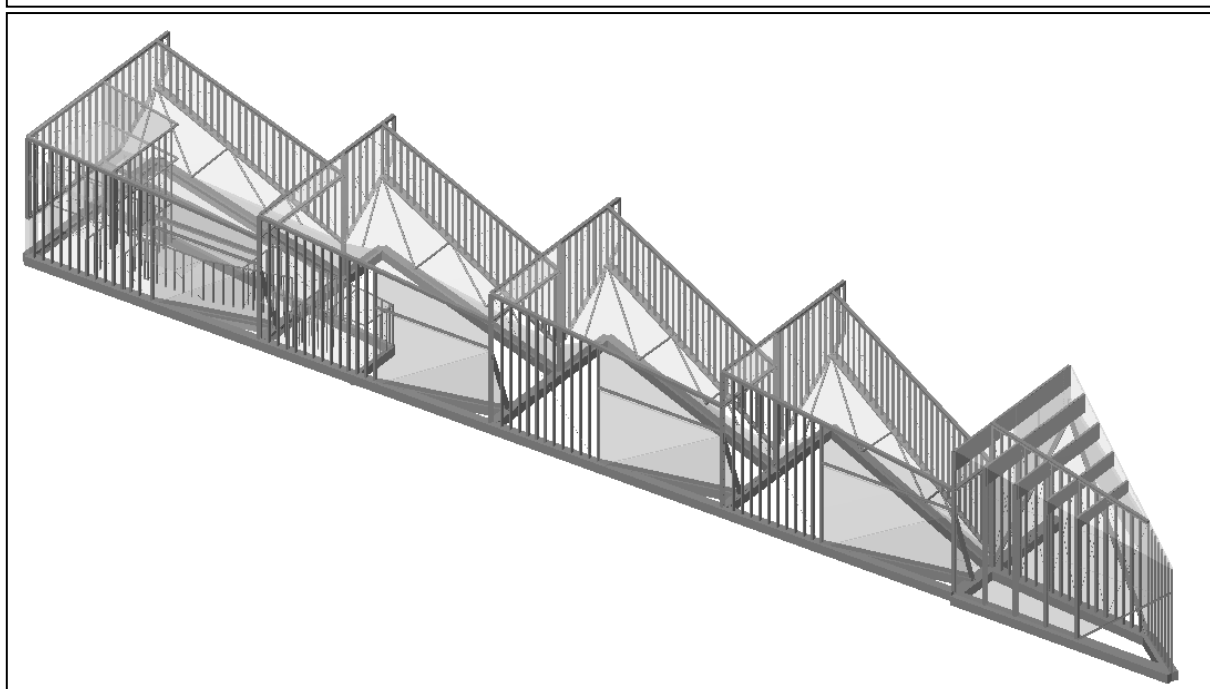
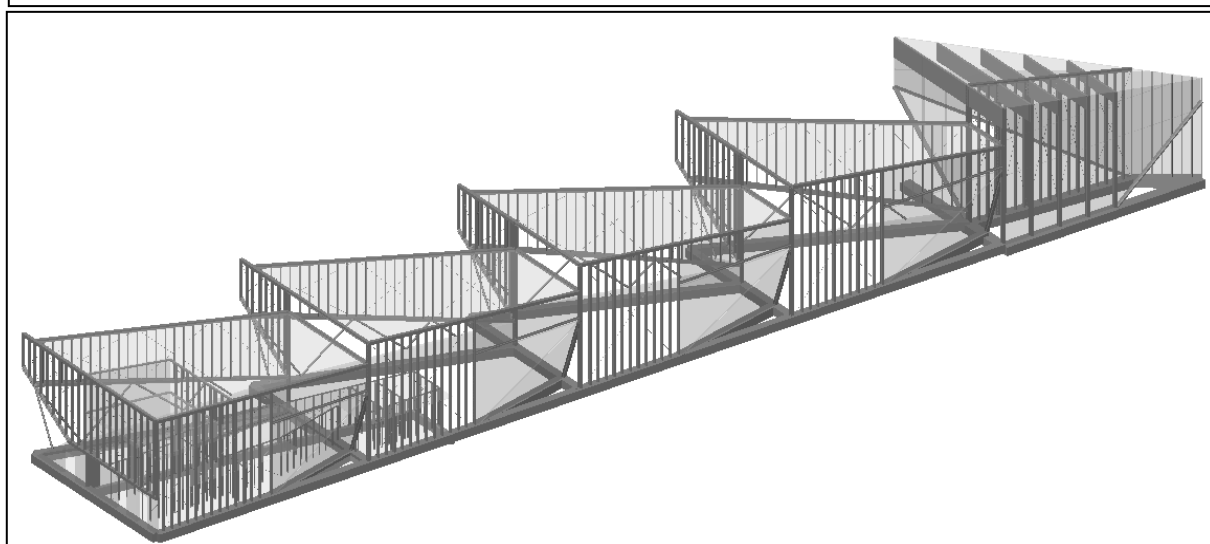
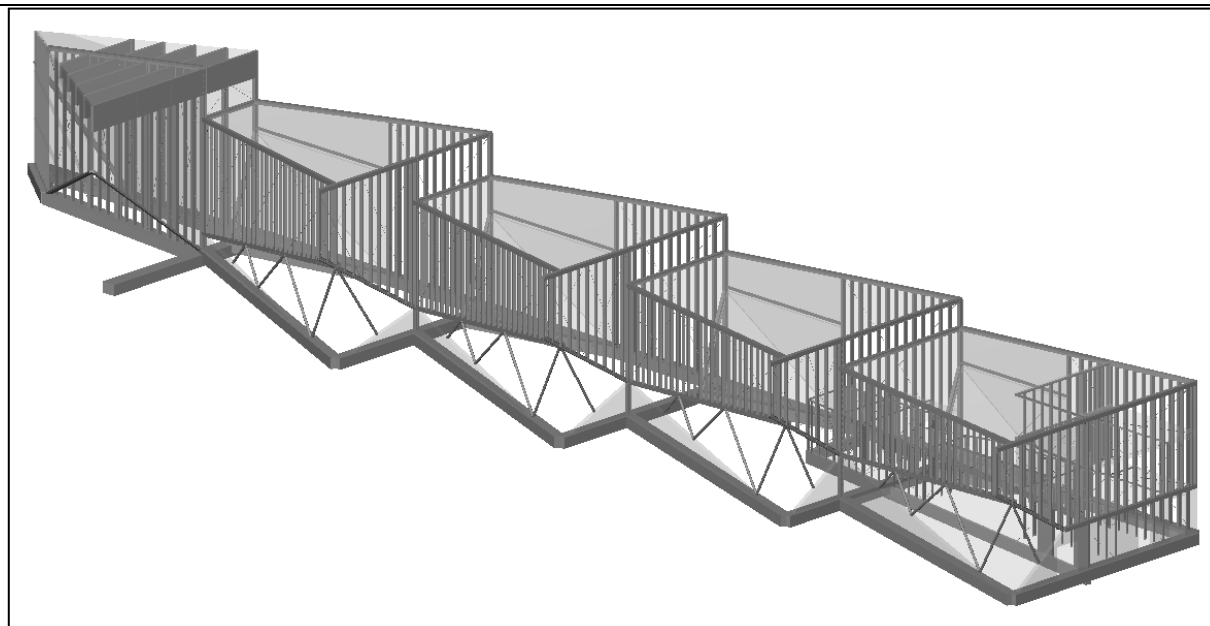
I dettagli costruttivi delle strutture in esame vengono riportati negli elaborati grafici.

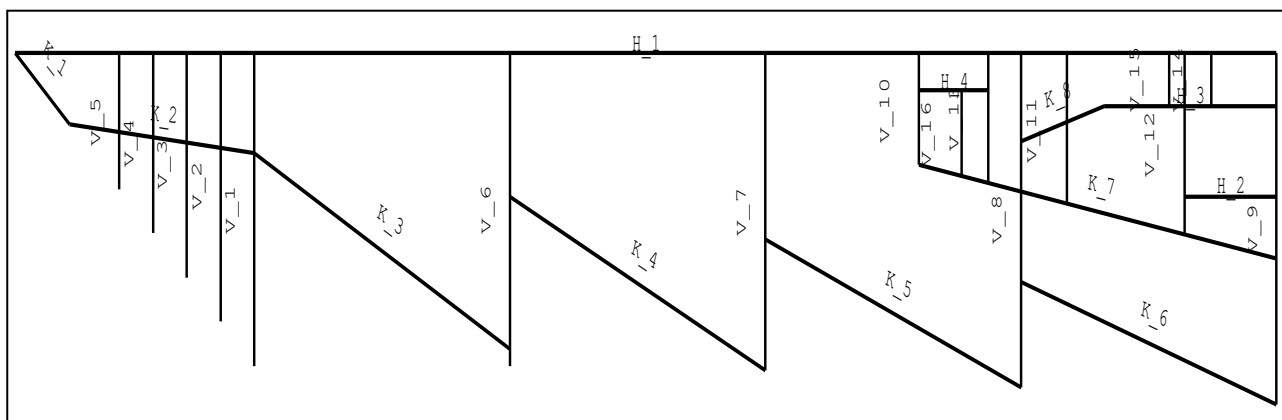
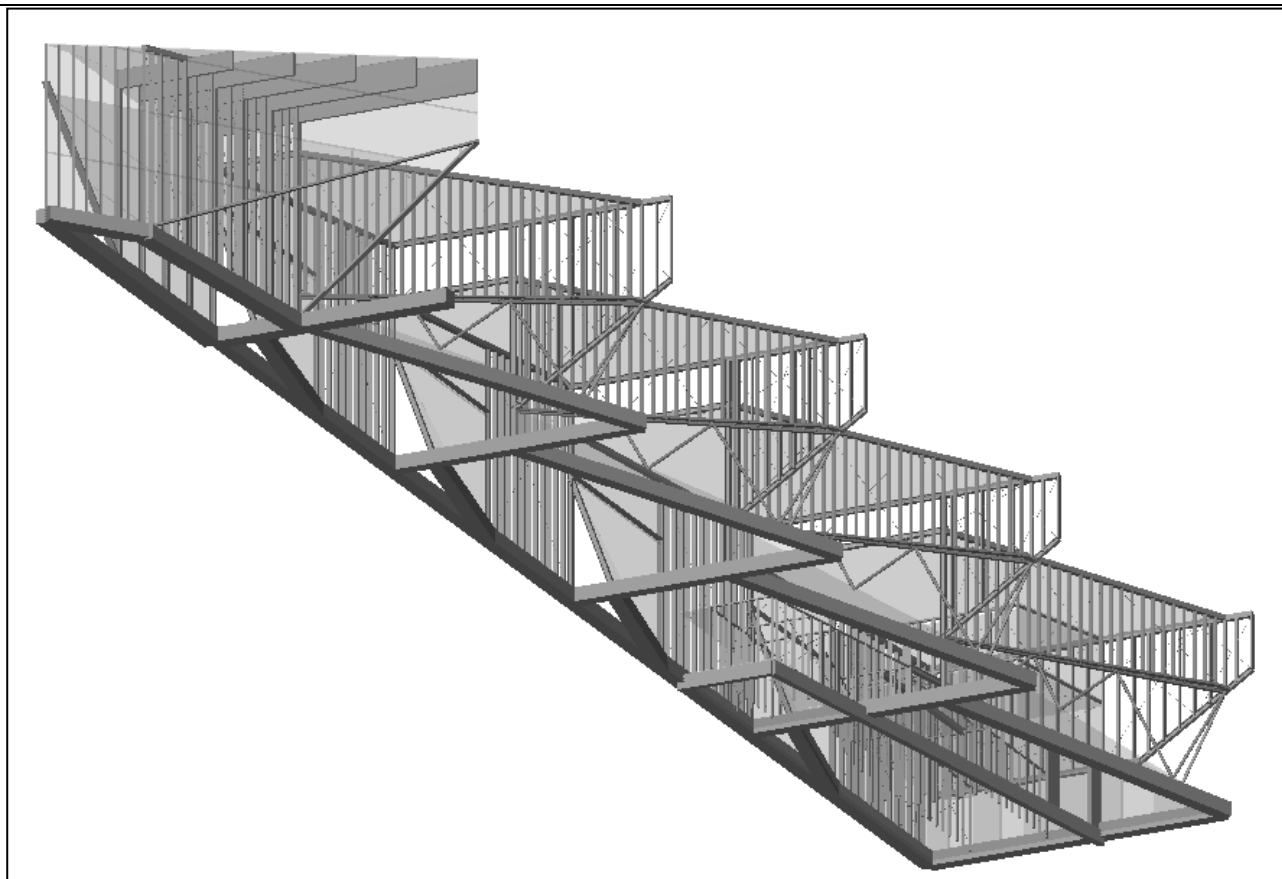
Il progettista delle strutture prefabbricate

CALCOLO DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE (D.1.1)

Norma di riferimento: Norme Tecniche delle Costruzioni, D.M. 14.01.2008.







ANALISI DEI CARICHI: Le combinazioni di carico sono definite per ogni posizione di calcolo, in conformità alla normativa di riferimento.

• **Peso proprio e permanente del tetto_Padiglione 1:**

○ Sika membrana:	$g_{st.} = 0,05 \text{ kN/m}^2$
○ Pannello Xlam 10 cm:	$g_{st.} = 0,50 \text{ kN/m}^2$
○ Cartongesso con impianti:	$g_{st.} = 0,35 \text{ kN/m}^2$
Carico sulla superficie in pianta del tetto:	$g = 0,90 \text{ kN/m}^2$

• **Peso proprio e permanente del tetto_Padiglione 2 – 5:**

○ Sika membrana:	$g_{st.} = 0,05 \text{ kN/m}^2$
○ Pannello OSB 25 mm:	$g_{st.} = 0,20 \text{ kN/m}^2$
○ Isolamento termico:	$g_{st.} = 0,10 \text{ kN/m}^2$
○ travi (peso dipendente dalla luce):	$g_{st.} = 0,20 \text{ kN/m}^2$
○ listelli 30/60 mm:	$g_{st.} = 0,15 \text{ kN/m}^2$
○ Cartongesso con impianti:	$g_{st.} = 0,35 \text{ kN/m}^2$
Carico sulla superficie in pianta del tetto:	$g = 1,05 \text{ kN/m}^2$

• **Carico delle pareti:**

PARETE ESTERNA

○ Facciata appesa in legno:	$g_{st.} = 0,25 \text{ kN/m}^2$
○ Sottostruttura con isolamento termico:	$g_{st.} = 0,30 \text{ kN/m}^2$
○ Pannello di rivestimento – fibrogesso:	$g_{st.} = 0,15 \text{ kN/m}^2$
○ Parete a telaio in legno 220 mm:	$g_{st.} = 0,25 \text{ kN/m}^2$
○ Isolamento 160 mm:	$g_{st.} = 0,15 \text{ kN/m}^2$
○ Pannello Fermacell 15 mm:	$g_{st.} = 0,20 \text{ kN/m}^2$
○ Pannello Fermacell 15 mm:	$g_{st.} = 0,20 \text{ kN/m}^2$
	$g = 1,50 \text{ kN/m}^2$

PARETE INTERNA

○ Fibrogesso:	$g_{st.} = 0,25 \text{ kN/m}^2$
○ Parete a telaio in legno:	$g_{st.} = 0,20 \text{ kN/m}^2$
○ Isolamento termo-acustico nella parete:	$g_{st.} = 0,10 \text{ kN/m}^2$
○ Pannello in cartongesso:	$g_{st.} = 0,25 \text{ kN/m}^2$
	$g = 0,80 \text{ kN/m}^2$

• **Peso proprio e permanente del solaio in legno:**

○ Pavimentazione:	$g_{st.} = 0,20 \text{ kN/m}^2$
○ 2x OSB o pannello fibrogesso:	$g_{st.} = 0,25 \text{ kN/m}^2$
○ Isolamento termico e acustico:	$g_{st.} = 0,25 \text{ kN/m}^2$
○ Pannello OSB:	$g_{st.} = 0,20 \text{ kN/m}^2$
○ Travi:	$g_{st.} = 0,15 \text{ kN/m}^2$
○ Isolamento tra le travi:	$g_{st.} = 0,10 \text{ kN/m}^2$
○ Cartongesso con impianti:	$g_{st.} = 0,35 \text{ kN/m}^2$
	$g = 1,50 \text{ kN/m}^2$

- **Carico variabile di esercizio del solaio – categoria C3:** $q_k = 4,0 - 5,0 \text{ kN/m}^2$

- **Carico variabile del tetto – carico neve:**

Secondo NTC 2008 per Milano (Rho) – Zona I - Mediterranea: 160 m s.l.m.. →

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = \mu_i C_e C_t s_k = 0,8 * 1,50 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{1,20 \text{ kN/m}^2}$$

- **Carico da vento:**

Secondo NTC 2008 per Milano (Rho), Lombardia – zona 1, Classe di rugosità del terreno:

A

$$v_{ref,0} = 25 \text{ m/s}; C_e(z) = 1,50$$

$$q_b = \frac{\rho * v_{ref}^2}{2} = \frac{1,25 * 25^2}{2} = 390,0 \text{ N/m}^2 = \mathbf{0,39 \text{ kN/m}^2}$$

- **Carico d'azione sismica: zona sismica 4**

Le condizioni stratigrafiche e topografiche considerate sono coerenti con i risultati delle indagini e delle elaborazioni riportate nella documentazione geotecnica e geologica ricevuta da Expo.

- $V_n = 50$ anni
- $C_u = 1,5$
- $V_r = \max(10 * 1,5 ; 35) = 75$ anni

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.020	2.531	0.183
SLD	75	0.025	2.571	0.197
SLV	712	0.047	2.701	0.295
SLC	1462	0.056	2.772	0.313

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

- Suolo di tipo C ($S=1,500$; $T_B = 0,154 \text{ s}$; $T_C = 0,463 \text{ s}$; $T_D = 1,789 \text{ s}$)
- fattore di struttura: $q = 1,5 * 0,8 = 1,2$
- l'altezza dell'edificio: $H = 9,0 \text{ m} \rightarrow T_1 = 0,05 * H^{3/4} = 0,260 \text{ s}$
- Categoria topografica: T1

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,047 g
F_0	2,701
T_C	0,295 s
S_S	1,500
C_C	1,571
S_T	1,000
q	1,200

Parametri dipendenti

S	1,500
η	0,833
T_B	0,154 s
T_C	0,463 s
T_D	1,789 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

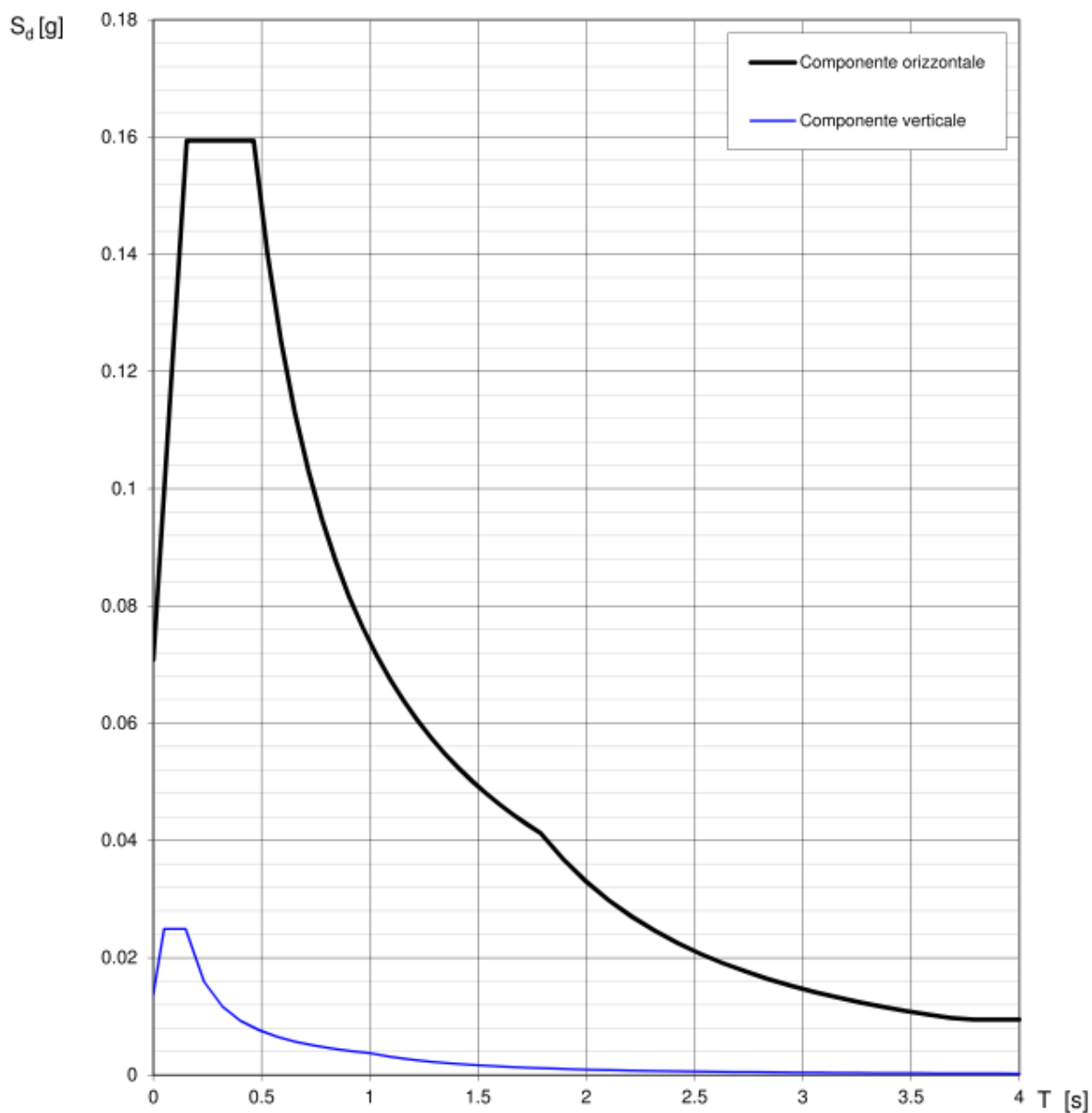
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,071
T_B ←	0,154	0,159
T_C ←	0,463	0,159
	0,526	0,140
	0,589	0,125
	0,653	0,113
	0,716	0,103
	0,779	0,095
	0,842	0,088
	0,905	0,082
	0,968	0,076
	1,031	0,072
	1,094	0,067
	1,158	0,064
	1,221	0,060
	1,284	0,057
	1,347	0,055
	1,410	0,052
	1,473	0,050
	1,536	0,048
	1,599	0,046
	1,663	0,044
	1,726	0,043
T_D ←	1,789	0,041
	1,894	0,037
	1,999	0,033
	2,105	0,030
	2,210	0,027
	2,315	0,025
	2,421	0,023
	2,526	0,021
	2,631	0,019
	2,736	0,018
	2,842	0,016
	2,947	0,015
	3,052	0,014
	3,158	0,013
	3,263	0,012
	3,368	0,012
	3,474	0,011
	3,579	0,010
	3,684	0,010
	3,789	0,009
	3,895	0,009
	4,000	0,009

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

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



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

Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC ver.1.0.2"

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,025 g
F_0	2,571
T_C	0,197 s
S_S	1,500
C_C	1,795
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,118 s
T_C	0,353 s
T_D	1,699 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

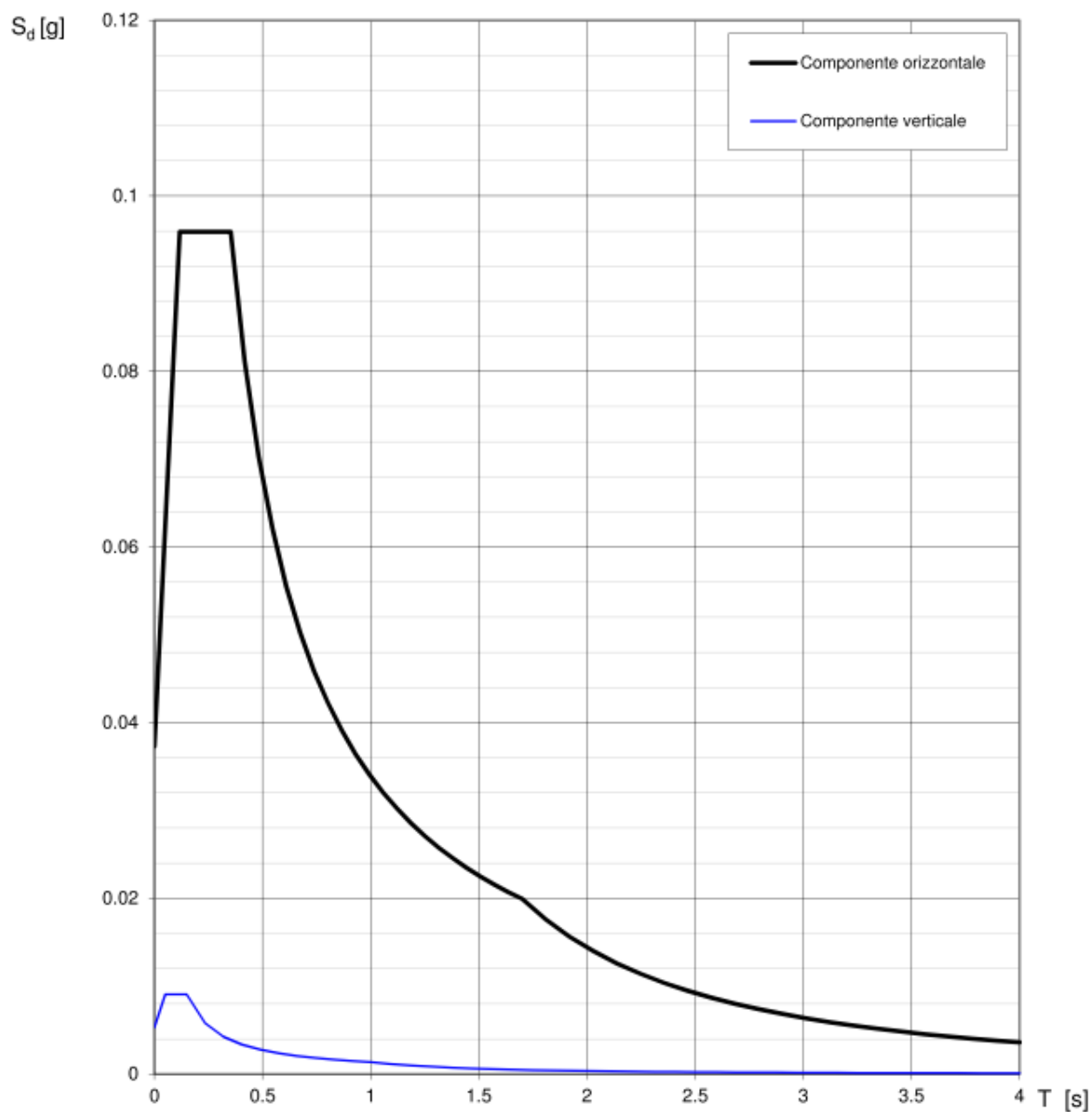
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,037
$T_B \leftarrow$	0,118	0,096
$T_C \leftarrow$	0,353	0,096
	0,417	0,081
	0,482	0,070
	0,546	0,062
	0,610	0,056
	0,674	0,050
	0,738	0,046
	0,802	0,042
	0,866	0,039
	0,930	0,036
	0,994	0,034
	1,058	0,032
	1,123	0,030
	1,187	0,029
	1,251	0,027
	1,315	0,026
	1,379	0,025
	1,443	0,023
	1,507	0,022
	1,571	0,022
	1,635	0,021
$T_D \leftarrow$	1,699	0,020
	1,809	0,018
	1,919	0,016
	2,028	0,014
	2,138	0,013
	2,247	0,011
	2,357	0,010
	2,466	0,009
	2,576	0,009
	2,685	0,008
	2,795	0,007
	2,905	0,007
	3,014	0,006
	3,124	0,006
	3,233	0,006
	3,343	0,005
	3,452	0,005
	3,562	0,005
	3,671	0,004
	3,781	0,004
	3,890	0,004
	4,000	0,004

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

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



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

Calcolo della massa partecipante – Padiglione 1:

- tetto (senza il carico da neve): $1,05 \text{ kN/m}^2 \times 105 \text{ m}^2 = 110,3 \text{ kN}$
- pareti esterne: $0,5 \times 1,50 \text{ kN/m}^2 \times 304,0 \text{ m}^2 = 228,0 \text{ kN}$

Tabella 1:

Piano	G_{kj}	Q_{ki}	ψ_{2i}	$G_{kj} + \psi_{2i}Q_{ki}$
P1	338,3			338,3

$$W = \sum G_{kj} + \sum \psi_{2i} Q_{ki} = 338,3 \text{ kN}$$

Calcolo della massa partecipante – Padiglione 2:

- tetto (senza il carico da neve): $1,15 \text{ kN/m}^2 \times 143,5 \text{ m}^2 = 165,0 \text{ kN}$
- pareti esterne: $0,5 \times 1,50 \text{ kN/m}^2 \times 310,0 \text{ m}^2 = 232,5 \text{ kN}$

Tabella 2:

Piano	G_{kj}	Q_{ki}	ψ_{2i}	$G_{kj} + \psi_{2i}Q_{ki}$
P1	397,5			397,5

$$W = \sum G_{kj} + \sum \psi_{2i} Q_{ki} = 397,5 \text{ kN}$$

Calcolo della massa partecipante – Padiglione 3:

- tetto (senza il carico da neve): $1,15 \text{ kN/m}^2 \times 162,5 \text{ m}^2 = 186,9 \text{ kN}$
- pareti esterne: $0,5 \times 1,50 \text{ kN/m}^2 \times 305,0 \text{ m}^2 = 229,0 \text{ kN}$

Tabella 3:

Piano	G_{kj}	Q_{ki}	ψ_{2i}	$G_{kj} + \psi_{2i}Q_{ki}$
P1	415,9			415,9

$$W = \sum G_{kj} + \sum \psi_{2i} Q_{ki} = 415,9 \text{ kN}$$

Calcolo della massa partecipante – Padiglione 4:

- tetto (senza il carico da neve): $1,20 \text{ kN/m}^2 \times 181,2 \text{ m}^2 = 217,5 \text{ kN}$
- pareti esterne_P1: $0,5 \times 1,50 \text{ kN/m}^2 \times 245,0 \text{ m}^2 = 138,8 \text{ kN}$
- solaio (permanente): $1,50 \text{ kN/m}^2 \times 32,0 \text{ m}^2 = 48,0 \text{ kN}$
- solaio (carico variabile): $2,00 \text{ kN/m}^2 \times 32,0 \text{ m}^2 = 64,0 \text{ kN}$
- pareti esterne_P0: $0,5 \times 1,50 \text{ kN/m}^2 \times 34,6 \text{ m}^2 = 26,0 \text{ kN}$

Tabella 4:

Piano	G_{kj}	Q_{ki}	ψ_{2i}	$G_{kj} + \psi_{2i}Q_{ki}$
P1	356,3			356,3
PT	74,0	64,0	0,3	122,0

$$W = \sum G_{kj} + \sum \psi_{2i} Q_{ki} = 356,3 \text{ kN} + 93,2 \text{ kN} = 449,5 \text{ kN}$$

Calcolo della massa partecipante – Padiglione 5:

- tetto (senza il carico da neve): $1,20 \text{ kN/m}^2 \times 160,5 \text{ m}^2 = 192,6 \text{ kN}$
- pareti esterne_P1: $0,5 \times 1,50 \text{ kN/m}^2 \times 196,0 \text{ m}^2 = 147 \text{ kN}$
- solaio (permanente): $1,50 \text{ kN/m}^2 \times 160,0 \text{ m}^2 = 240,0 \text{ kN}$
- solaio (carico variabile): $2,00 \text{ kN/m}^2 \times 160,0 \text{ m}^2 = 320,0 \text{ kN}$
- pareti esterne_P0: $0,5 \times 1,50 \text{ kN/m}^2 \times 46,0 \text{ m}^2 = 34,5 \text{ kN}$

Tabella 5:

Piano	G_{kj}	Q_{ki}	ψ_{2i}	$G_{kj} + \psi_{2i}Q_{ki}$
P1	339,6			339,6
PT	274,5	320	0,3	370,5

$$W = \sum G_{kj} + \sum \psi_{2i} Q_{ki} = 339,6 \text{ kN} + 370,5 \text{ kN} = 690,5 \text{ kN}$$

DEFINIZIONE DEL TIPO DI ANALISI STRUTTURALE

Per il calcolo sismico della struttura si utilizza un'analisi dinamica lineare – analisi modale con spettro di risposta, in quanto la struttura non è regolare in pianta né in altezza.

Il codice di calcolo utilizzato è il Tower – 3D Model Builder 7.0 [7234], autore Radimpex, produttore Radimpex, licenza d'uso di rete a nome CBD d.o.o. (chiavetta USB HASP). Il programma è un programma di calcolo agli elementi finiti.

Note:

- Le pareti in legno a telaio leggero sono modellate con elementi verticali incernierati e con diagonali equivalenti, che corrispondono alla rigidezza delle pareti.
- Le pareti in Xlam sono state modellate con elementi “shell”

RISULTATI DELL'ANALISI MODALE:

Fattori dei carichi per il calcolo della massa

No	Nome	Coefficiente
1	Peso permanente (g)	0.00
2	Neve	0.00
3	Carico variabile	0.00
4	Vento_tetto +	0.00
5	Vento_tetto -	0.00
6	Vento_zaledje	0.00
7	Vento_celno	0.00
8	Vento_X	0.00
9	MASSA	1.00

Distribuzione delle masse in altezza

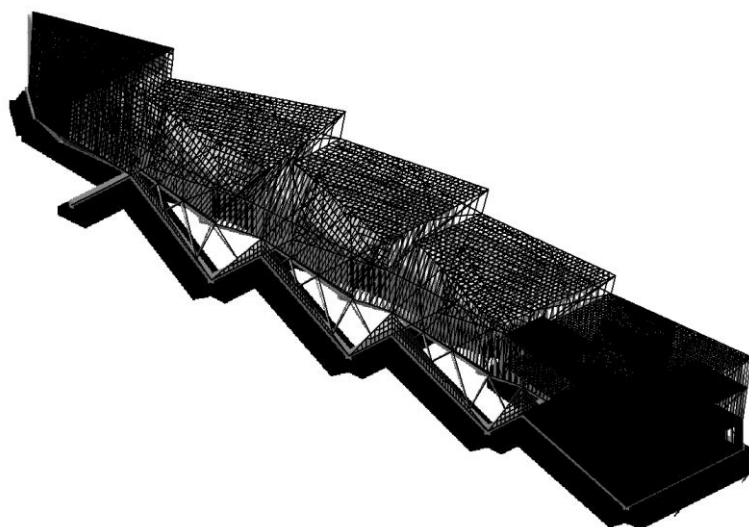
Livello	Z (m)	X (m)	Y (m)	Massa (T)	T/m ²
	9.80	14.96	-5.68	4.51	
	9.40	19.41	-5.16	13.46	
	9.00	28.50	-4.93	23.38	
	8.60	37.25	-4.80	32.00	
	8.20	44.54	-5.13	41.00	
	7.65	50.10	-4.39	53.61	
	7.10	50.01	-3.73	21.19	
	5.50	0.00	0.00	0.00	
	5.10	0.00	0.00	0.00	
	3.10	0.00	0.00	0.00	
	2.75	71.04	-3.22	42.09	0.34
	2.50	0.00	0.00	0.00	
	2.00	0.00	0.00	0.00	
	1.50	0.00	0.00	0.00	
	1.00	0.00	0.00	0.00	
	0.63	0.00	0.00	0.00	
	0.00	0.00	0.00	0.00	
Totale:	7.22	46.48	-4.43	231.22	

Posizione del centro di rigidezza lungo l'altezza dell'edificio

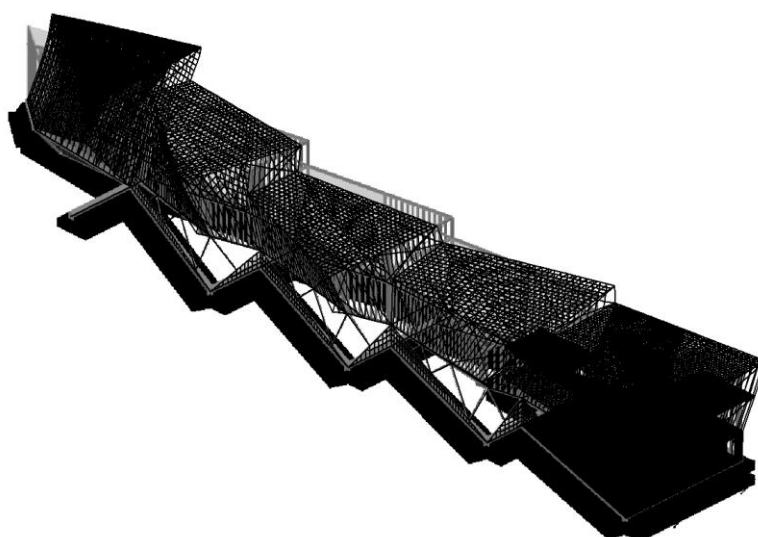
Livello	Z (m)	X (m)	Y (m)
	9.80	15.47	-6.06
	9.40	20.83	-9.20
	9.00	31.65	-9.06
	8.60	44.27	-8.37
	8.20	50.78	-7.59
	7.65	58.34	-6.41
	7.10	51.19	-4.98
	5.50	7.18	-4.27
	5.10	6.83	-3.98
	3.10	5.26	-2.83
	2.75	44.14	-2.54
	2.50	30.64	-2.27
	2.00	25.39	-2.27
	1.50	35.75	-4.72
	1.00	49.23	-7.50
	0.63	50.12	-8.29
	0.00	49.34	-8.97

Periodi della struttura

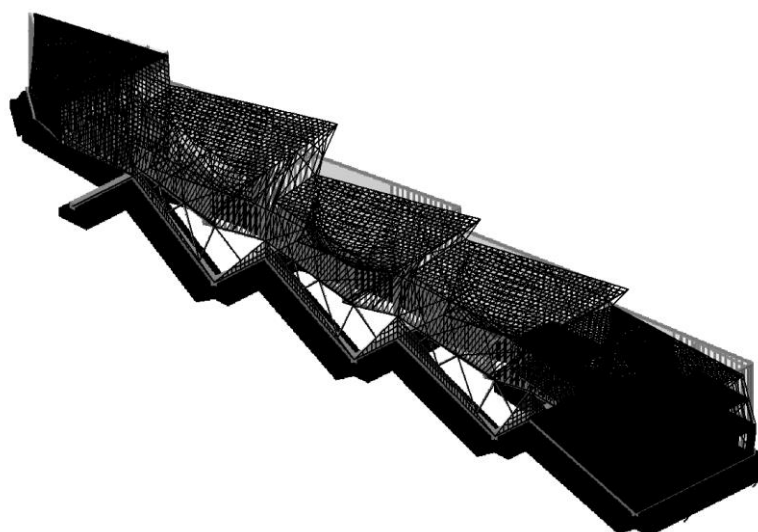
No	T [S]	F [Hz]
1	0.2999	3.3341
2	0.2367	4.2244
3	0.1940	5.1544
4	0.1755	5.6982
5	0.1130	8.8457
6	0.1073	9.3225



Izometrija
Nihajna oblika: 1/6 [T=0.2999sec / f=3.33Hz]



Izometrija
Nihajna oblika: 3/6 [T=0.1940sec / f=5.15Hz]



Izometrija
Nihajna oblika: 6/6 [T=0.1073sec / f=9.32Hz]

Confronto dei carichi da sisma e da vento:

- **Carichi da sisma:**

- **Massa totale:** $\sum_{i=1}^5 M_i = 2291,7kN$
- **Forza sismica totale_SLV:** $F_b = S_d(T) \cdot \sum M = 0,159 \cdot 2291,7kN = 364,4kN$
- **Forza sismica totale_SLD:** $F_b = S_d(T) \cdot \sum M = 0,096 \cdot 2291,7kN = 220,0kN$

- **Carichi da vento:**

- **Direzione trasversale:**
 $F_{w,y} = \gamma_w \cdot 1,2 \cdot c_e(z) \cdot q_b \cdot A_{ref} = 1,5 \cdot 1,2 \cdot 1,5 \cdot 0,39 \frac{kN}{m^3} \cdot 662m^2 = 697,1kN$
- **Direzione longitudinale:**
 $F_{w,y} = \gamma_w \cdot 1,2 \cdot c_e(z) \cdot q_b \cdot A_{ref} = 1,5 \cdot 1,2 \cdot 2,6 \cdot 0,39 \frac{kN}{m^3} \cdot 132,1m^2 = 241,1kN$

Confronto con il carico da vento in direzione trasversale:

$$F_{w,trasv,norm} = \gamma_m \cdot F_{w,trasv} / k_{mod} = 1,5 \cdot 697,1 kN / 0,9 = 1161,8 kN$$

$$F_{b,trasv,norm} = \gamma_m \cdot F_{b,trasv} / k_{mod} = 1,0 \cdot 364,4 kN / 1,0 = 364,4 kN$$

$$F_{b,trasv,norm} < F_{w,trasv,norm}$$

Confronto con il carico da vento in direzione longitudinale:

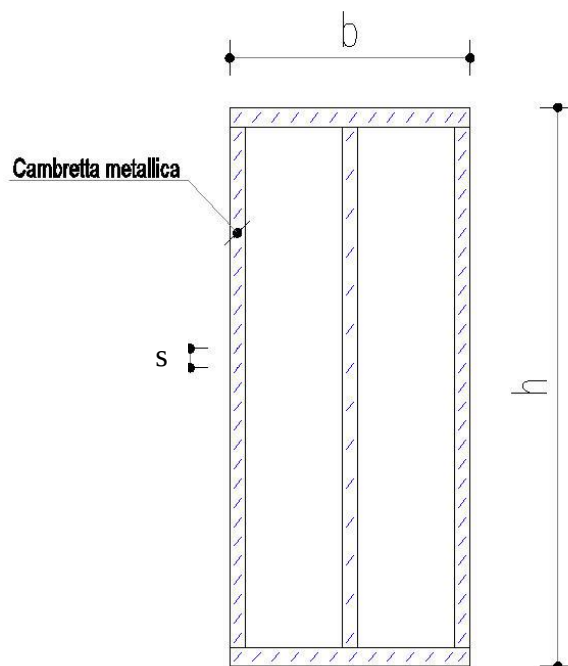
$$F_{w,long,norm} = \gamma_m \cdot F_{w,long} / k_{mod} = 1,5 \cdot 241,1 kN / 0,9 = 401,8 kN$$

$$F_{b,long,norm} = \gamma_m \cdot F_{b,long} / k_{mod} = 1,0 \cdot 364,4 kN / 1,0 = 364,4 kN$$

$$F_{b,long,norm} < F_{w,long,norm}$$

L'azione orizzontale più gravosa in entrambe le direzioni è l'azione del vento.

Capacità portante a taglio della parete per carichi orizzontali:



Parete con pannello Fermacell da 15 mm:

Cambretta metallica: tipo HAUBOLD KG 745 o equivalente - $H = 45\text{mm}$, $d = 1,53\text{mm}$, $f_u = 900\text{ Mpa}$, con larghezza b della testa della cambretta pari ad almeno $6d$.

s - distanza tra le cambrette metalliche $\rightarrow s = 7,5\text{ cm}$

Nota 1: I pannelli Fermacell devono essere posizionati con il lato lungo in direzione verticale. Nei casi in cui la parete è più alta della dimensione massima del pannello, in corrispondenza del bordo del pannello deve essere posizionato nel telaio un traverso in legno a cui collegare il pannello con le cambrette. Per coprire la rimanente altezza della parete si usa un altro pezzo di pannello Fermacell, il quale deve anch'esso essere fissato su tutto il suo contorno (quindi sul traverso, sui montanti esterni e intermedi e sul traverso superiore della parete).

Nota 2: la spaziatura delle cambrette "s" si riferisce al collegamento di tutto il contorno dei pannelli Fermacell al telaio in legno; in corrispondenza dei montanti intermedi il pannello deve essere fissato con le stesse cambrette metalliche, ma con spaziatura 15 cm.

Nota 3: Le cambrette devono essere posizionate in modo che l'angolo tra la testa della cambretta e la direzione della fibratura del legno sia maggiore di 30° .

$$f_{h,1,k} = 7 \cdot d^{-0,7} t^{0,9} \text{ in } [\text{N/mm}^2] \quad (\text{ETA- 03/0050})$$

$$f_{h,2,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} \text{ in } [\text{N/mm}^2]$$

$$M_{y,Rk} = 240 \cdot d^{2,6} \text{ in } [\text{Nmm}]$$

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d \cdot \beta \\ \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right]} + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] \\ \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2 \cdot \beta(1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta(2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] \\ \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2 \cdot \beta^2(1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta(1 + 2\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right] \\ \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \end{array} \right.$$

$f_{h,1,k}$	59,47
$f_{h,2,k}$	25,26
β	0,42
t_1	15,00
t_2	30,00
d	1,53
$M_{y,d}$	725,12

$F_{v,Rk}$ [N]	
a	1364,8
b	1159,5
c	508,2
d	416,5
e	459,6
f	280,5

Capacità di carico di una cambretta metallica (sisma, classe di servizio 1):

$$F_{v,Rd} = 2 * \frac{k_{mod} \cdot F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 2 * \frac{1,0 * 0,2805 kN}{1,0} = 0,56 kN$$

Capacità di carico di una cambretta metallica (vento, classe di servizio 1):

$$F_{v,Rd} = 2 * \frac{k_{mod} \cdot F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 2 * \frac{0,9 * 0,2805 kN}{1,5} = 0,34 kN$$

Tutte le pareti a telaio leggero, se non diversamente specificato, sono controventate con un pannello Fermacell da 15 mm su entrambi i lati del telaio.

Capacità portante a taglio della parete per carichi orizzontali:

$$F_{v,Rd,parete,interna} = 2 * \frac{F_{v,Rd} * b * c}{s}; c = \begin{cases} 1; b \geq \frac{h}{2} \\ \frac{2b}{h}; b < \frac{h}{2} \end{cases} - \text{Fermacell su due lati}$$

Verifica della struttura soggetta alle azioni orizzontali:

L'azione orizzontale più gravosa in entrambe le direzioni principali è quella del vento.

Gli elementi controventanti la struttura in direzione trasversale vengono verificati nelle rispettive posizioni di calcolo.

Vengono qui invece verificate le pareti in legno a telaio leggero che controventano la facciata posteriore dei padiglioni. Per completezza si verificano le pareti, oltre che per l'azione del vento, anche per quella sismica.

Dimensionamento pareti a telaio leggero e loro ancoraggi:

Capacità portante della parete più corta - sisma:

$$F_{v,Rd,parete,interna} = 2 * \frac{0,56kN * 7,70m * 1}{0,075m} = 115,0kN ; (h= 9,95m; b= 7,70 m)$$

Capacità portante della parete più corta - vento:

$$F_{v,Rd,parete,interna} = 2 * \frac{0,34kN * 7,70m * 1}{0,075m} = 69,8kN ; (h= 9,95m; b= 7,70 m)$$

Per il dimensionamento delle pareti a telaio leggero si considera, a favore di sicurezza, che le pareti (composte da telaio leggero, acciaio e Xlam) nel lato posteriore dei padiglioni riprendano la metà della forza sismica totale longitudinale dei padiglioni. L'altra metà della forza sismica viene ripresa nella parte più bassa della facciata anteriore dei padiglioni dalle diagonali in acciaio, che sono calcolate e verificate nelle rispettive posizioni di calcolo. Nella parte più alta della facciata anteriore le forze orizzontali vengono riprese da delle pareti in legno a telaio leggero, che hanno la stessa composizione di quelle qui analizzate (tranne per lo spessore del telaio, che però non incide sulla capacità portante orizzontale), ma sono molto più basse, quindi più rigide e con maggiore capacità portante di quelle della facciata posteriore qui analizzate.

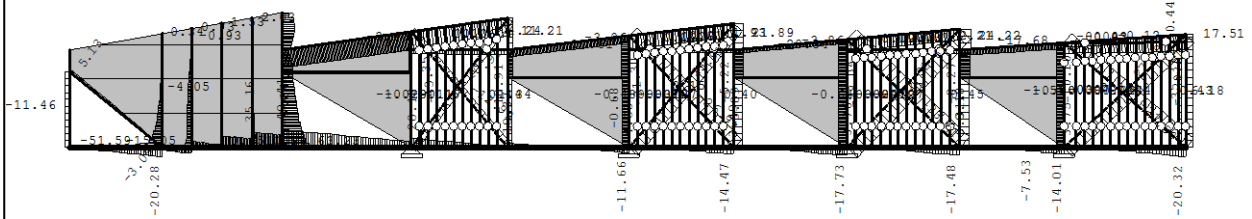
Dal modello si estraggono le forze sismiche nelle diagonali delle pareti a telaio leggero.

Le forze sismiche nelle pareti a telaio leggero di ciascun padiglione sono le seguenti:

Parete	Lunghezza L [m]	Altezza h [m]	Slope D [Rad]	Fdiag [kN]	Fparete [kN]	s [cm]	Fv,Rd,parete [kN]	Capacità di carico
Padiglione 1	7.30	10	-	-	91.1	-	-	Xlam
Padiglione 2	7.70	9.6	0.89	13.0	16.3	7.5	115.0	OK
Padiglione 3	8.30	9.2	0.84	26.8	35.9	7.5	123.9	OK
Padiglione 4	8.90	8.8	0.78	33.6	47.8	7.5	132.9	OK
Padiglione 5	9.40	8.4	0.73	27.8	41.5	7.5	140.4	OK

Diagrammi delle sollecitazioni sismiche in direzione longitudinale:

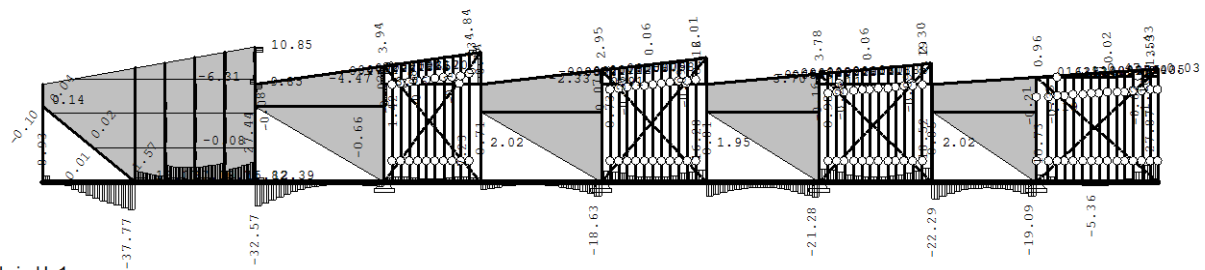
Obt. 1: NTC_SLV



Okvir: H_1

Vplivi v gredi: max $N_1 = 63.23$ / min $N_1 = -51.59$ kN

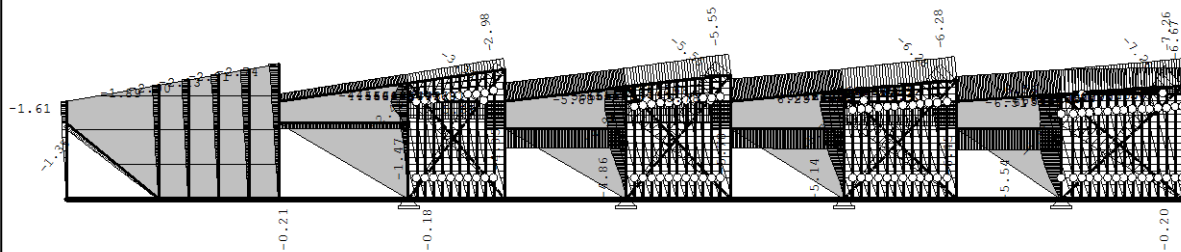
Obt. 1: NTC_SLV



Okvir: H_1

Vplivi v gredi: max $T_2 = 27.87$ / min $T_2 = -37.77$ kN

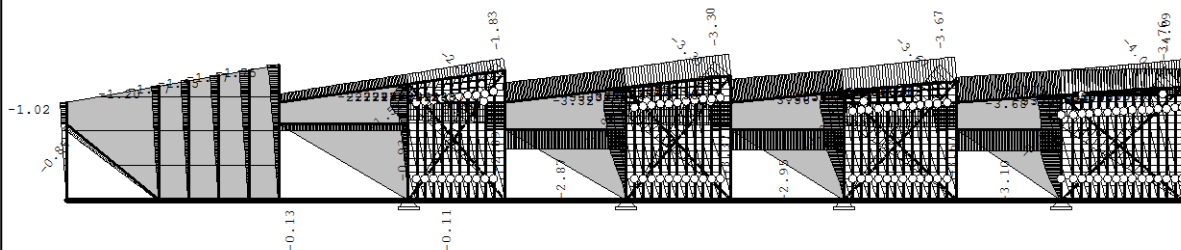
Obt. 1: NTC_SLV



Okvir: H_1

Vplivi v gredi: max $X_p = -0.18$ / min $X_p = -7.26$ m / 1000

Obt. 2: NZC_SLD



Okvir: H_1

Vplivi v gredi: max $X_p = -0.11$ / min $X_p = -4.09$ m / 1000

Verifica degli spostamenti:

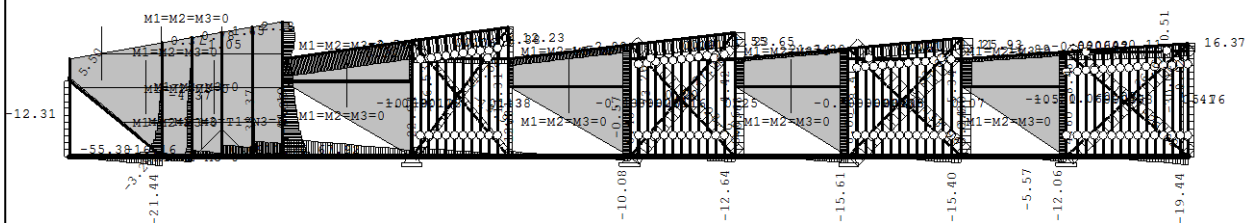
$$d_{r,x} \leq 0,005 \cdot h \rightarrow 0,41cm \leq 0,005 \cdot 840cm \rightarrow 0,41cm \leq 4,20cm \rightarrow \text{Sisma}$$

In modo simile si estraggono dal modello le forze del vento per ogni parete:

Parete	Lunghezza L [m]	Altezza h [m]	Slope D [Rad]	Fdiag [kN]	Fparete [kN]	s [cm]	Fv,Rd,parete [kN]	Capacita di carico
Padiglione 1	7.30	10	-	-	84.5	-	-	Xlam
Padiglione 2	7.70	9.6	0.89	14.0	17.5	7.5	69.8	OK
Padiglione 3	8.30	9.2	0.84	28.3	37.9	7.5	75.3	OK
Padiglione 4	8.90	8.8	0.78	34.0	48.4	7.5	80.7	OK
Padiglione 5	9.40	8.4	0.73	26.0	38.8	7.5	85.2	OK

Diagrammi delle sollecitazioni del vento in direzione longitudinale:

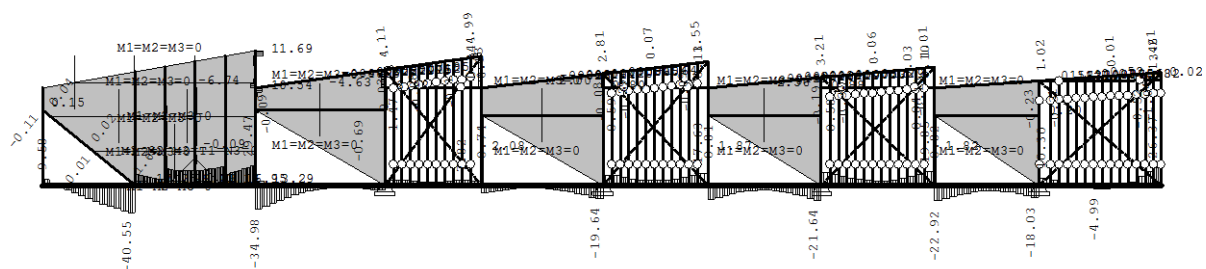
Obt. 3: Vento_Longitudinale_SLV



Okvir: H_1

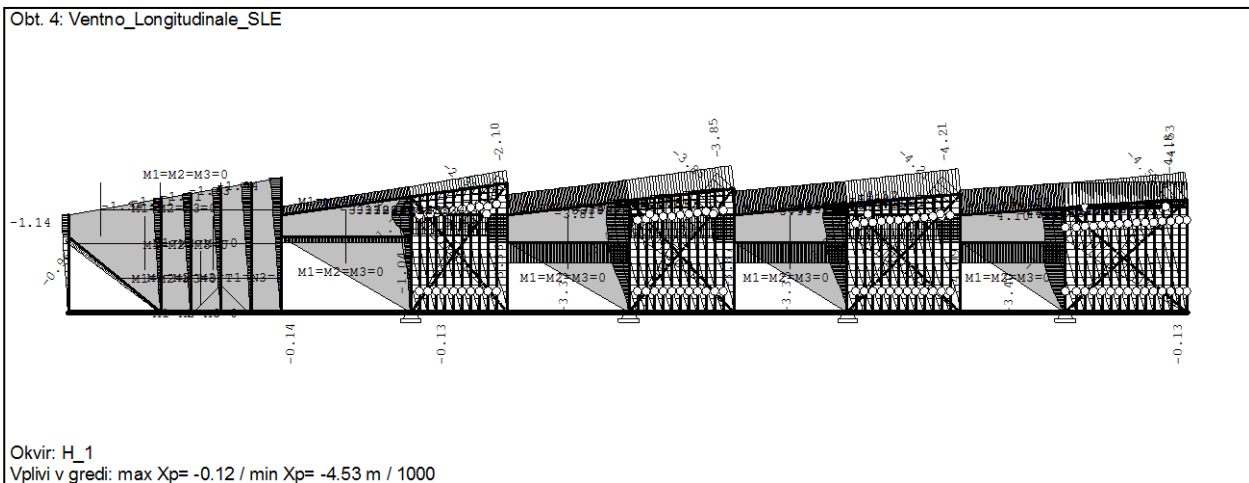
Vplivi v gredi: $\max N_1 = 67.92$ / $\min N_1 = -55.38$ kN

Obt. 3: Vento_Longitudinale_SLV



Okvir: H_1

Vplivi v gredi: max T2= 29.47 / min T2= -40.55 kN



Verifica degli spostamenti:

$$d_{v,x} \leq h / 300 \rightarrow 0,45\text{cm} \leq 2,80\text{cm} \rightarrow \text{Vento}$$

Ancoraggi a taglio:

Le pareti a telaio leggero vengono ancorate alla fondazione in C.A. con delle staffe angolari resistenti a taglio, tipo BNV 33. Si calcola l'interasse massimo necessario a riprendere le forze di taglio nelle pareti in base alla forza a metro lineare nella parete del padiglione 4, che risulta il più caricato (vento): 48,4 kN/8,9 m= 5,43 kN/m

Interasse BNV 33 = 6,05 kN / 5,43 kN/m= 1,11 m. **Si sceglie di posizionare le staffe di ancoraggio ogni 100 cm.**

Nota: Le pareti a telaio leggero presenti nella parte alta della facciata anteriore non vengono ancorate con angolari, ma avvitate ai profili in acciaio sottostanti.

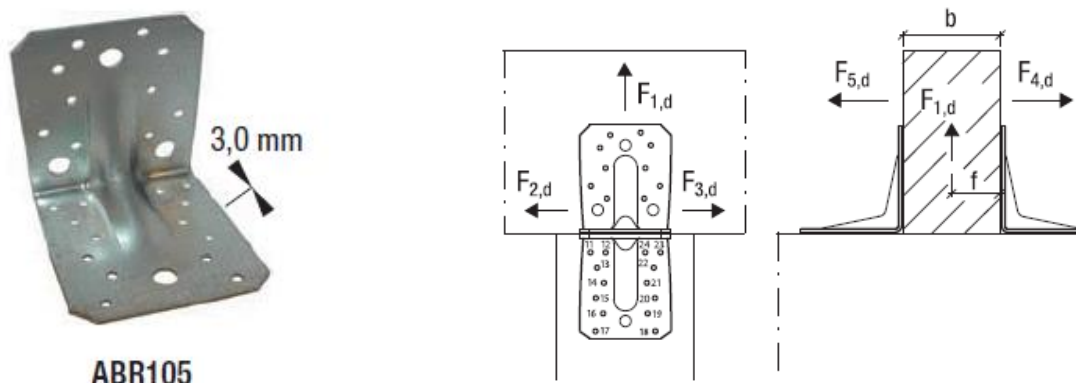
Dimensionamento pareti in Xlam e loro ancoraggi:

La forza di taglio massima risultante nella parete in Xlam del padiglione 1 (che non presenta pareti a telaio leggero) è di 91,1 kN (sisma). Questa viene ripresa dai 4 pilastri in acciaio addossati alla parete che riportano le sollecitazioni in fondazione. In ogni caso la parete viene ancorata anche direttamente al C.A. con staffe tipo **ABR 105**, descritte di seguito, ad **interasse 100 cm**.

Note sul sistema costruttivo a pannelli in Xlam:

- La connessione tra pannelli di parete si esegue tramite la sovrapposizione di un dente di 5 cm di lunghezza (half lap joint). La connessione è fatta con viti $\varnothing 8$ di adeguata lunghezza, con interasse 30 cm.
- Anche per tutte le altre connessioni dei pannelli in Xlam fra loro o a putrelle in acciaio si utilizzano viti $\varnothing 8$ di adeguata lunghezza, con interasse 30 cm.

SISTEMA DI ANCORAGGIO DELLA STRUTTURA IN XLAM



Art.No.	Verbindungsmittel	Charakteristische Werte der Tragfähigkeit [kN], 2 Winkel pro Anschluss					
		Teilausnagelung			Vollausnagelung		
		$R_{1,k}$	$R_{2/3,k}$	$R_{4/5,k}^{1)}$	$R_{1,k}$	$R_{2/3,k}$	$R_{4/5,k}^{1)}$
ABR9020	CSA5,0x40				13,4	12,6	$\frac{6,9}{k_{mod}^{0,5}}$
	CNA4,0x50				6,3	12,2	
ABR9015	CSA5,0x40				11,6	10,5	$\frac{5,4}{k_{mod}^{0,5}}$
	CNA4,0x50				5,4	8,1	
ABR90	CNA4,0x40	5,3	5,7	$\frac{7,4}{k_{mod}^{0,25}}$	7,9	9,2	$\frac{9,2}{k_{mod}^{0,75}}$
	CNA4,0x60	8,8	7,3	$\frac{10,5}{k_{mod}^{0,25}}$	13,3	11,8	$\frac{10,4}{k_{mod}^{0,75}}$
ABR105	CNA4,0x40	5,9	7,7	$\frac{8,9}{k_{mod}^{0,5}}$	10,7	14,5	$\frac{13,9}{k_{mod}^{0,3}}$
	CNA4,0x60	9,8	11,6	$\frac{12,8}{k_{mod}^{0,3}}$	17,8	20,2	$\frac{16,4}{k_{mod}^{0,75}}$

Si usano chiodi CNA 4,0x60 mm, con chiodatura integrale
(i valori in tabella si riferiscono a due angolari)

- Resistenza dell'angolare_sisma:**

- Resistenza al sollevamento: $R_{1,d} = 0,5 \cdot k_{mod} \frac{R_{1,k}}{\gamma_M} = 0,5 \cdot 1,0 \frac{17,8kN}{1,0} = 8,90kN$
- Resistenza a taglio: $R_{2,3,d} = 0,5 \cdot k_{mod} \frac{R_{2,3,k}}{\gamma_M} = 0,5 \cdot 1,0 \frac{20,2kN}{1,0} = 10,1kN$

- Resistenza dell'angolare_vento:**

- Resistenza al sollevamento: $R_{1,d} = 0,5 \cdot k_{mod} \frac{R_{1,k}}{\gamma_M} = 0,5 \cdot 0,9 \frac{17,8kN}{1,5} = 5,34kN$
- Resistenza a taglio: $R_{2,3,d} = 0,5 \cdot k_{mod} \frac{R_{2,3,k}}{\gamma_M} = 0,5 \cdot 0,9 \frac{20,2kN}{1,5} = 6,06kN$

SISTEMA DI ANCORAGGIO DELLA STRUTTURA A TELAIO LEGGERO

SIMPSON Strong-Tie BNV33 o AE116 (ancoraggio al calcestruzzo armato) → Si posizionano ad interasse di **125 cm**.

Caratteristiche degli ancoraggi delle pareti a telaio leggero del **Piano terra** al calcestruzzo:

Angolari resistenti a taglio da fissare al traverso inferiore della parete e al calcestruzzo armato:

- BNV33 (ETA-07/0055) o AE116 (ETA-07/0055), quando lo strato di livellamento è più spesso di 15 mm

$$F_{rk \text{ BNV33}} = 10,08 \text{ kN}$$

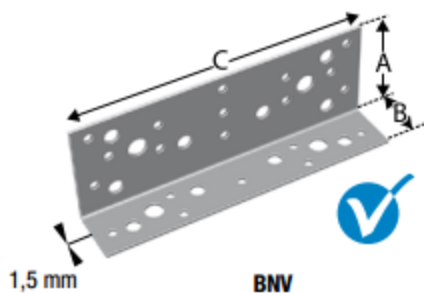
$$F_{rd, \text{ vento}} = 0,9 * 10,08 \text{ kN} / 1,5 = \mathbf{6,05 \text{ kN}}$$

$$F_{rd, \text{ sisma}} = 1,0 * 10,08 \text{ kN} / 1,0 = \mathbf{10,08 \text{ kN}}$$

$$F_{rk \text{ AE116}} = 12 \text{ kN (per vento)} ; 14,64 \text{ kN (per sisma)}$$

$$F_{rd, \text{ vento}} = 0,9 * 12,00 \text{ kN} / 1,5 = 7,20 \text{ kN}$$

$$F_{rd, \text{ sisma}} = 1,0 * 14,64 \text{ kN} / 1,0 = 14,64 \text{ kN}$$



D.1.5 - CARATTERISTICHE DEI MATERIALI:

▪ C24, Xlam ($\gamma_m = 1,50$):

[N/cm ²]:			f_m	$f_{t,0}$	$f_{t,90}$	$f_{c,0}$	$f_{c,90}$	f_v
[N/cm ²] - caratteristica			2400	1400	50	2100	250	250
	P	$k_{mod} = 0,6$	960	560	20	840	100	100
	L	$k_{mod} = 0,7$	1120	653	23	980	117	117
	M	$k_{mod} = 0,8$	1280	747	27	1120	133	133
	B	$k_{mod} = 0,9$	1440	840	30	1260	150	150

[kN/cm ²]:		
	$E_{0,g,mean}$	1100
	$E_{0,05,g}$	740
	$E_{90,g,mean}$	37
	$G_{g,mean}$	69

▪ Legno lamellare GL24h ($\gamma_m = 1,45$):

[N/cm ²]:			f_m	$f_{t,0}$	$f_{t,90}$	$f_{c,0}$	$f_{c,90}$	f_v
[N/cm ²] - caratteristica			2400	1650	40	2400	270	270
	P	$k_{mod} = 0,6$	933	683	17	933	112	112
	L	$k_{mod} = 0,7$	1159	797	19	1159	130	130
	M	$k_{mod} = 0,8$	1324	910	22	1324	149	149
	B	$k_{mod} = 0,9$	1490	1024	25	1490	168	168

[kN/cm ²]:		
	$E_{0,g,mean}$	1160
	$E_{0,05,g}$	940
	$E_{90,g,mean}$	39
	$G_{g,mean}$	72

▪ Pannelli OSB/3 ai sensi della norma UNI EN 12369-1:2002

▪ **Pannelli Fermacell** (ETA 03/0050)

$$\rho_{,k} = 1150,00 \text{ kg/m}^3$$

$$E_{m,mean} = 3800 \text{ MPa}$$

$$G_{mean} = 1600 \text{ Mpa}$$

▪ **Acciaio da carpenteria**

Per tutti gli elementi si prescrive l'utilizzo di un acciaio S 235, che ha le seguenti caratteristiche:

$$E = 206.000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

$$\gamma_{M1} = 1,05$$

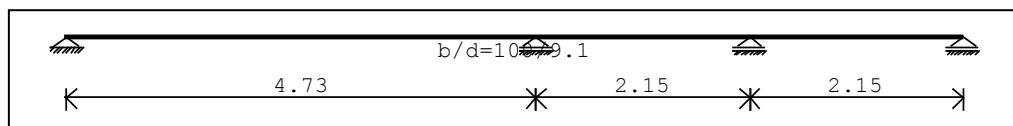
$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$\nu = 0,3$$

$$G = 79231 \text{ N/mm}^2$$

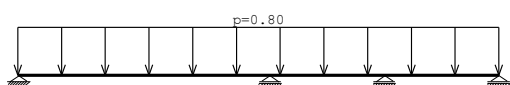
PADIGLIONE 1

POS. 101 – Pannello XLam

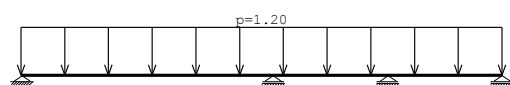


Carichi:

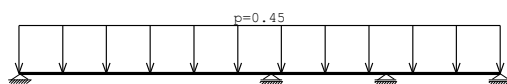
Obt. 1: Peso permanente



Obt. 2: Neve



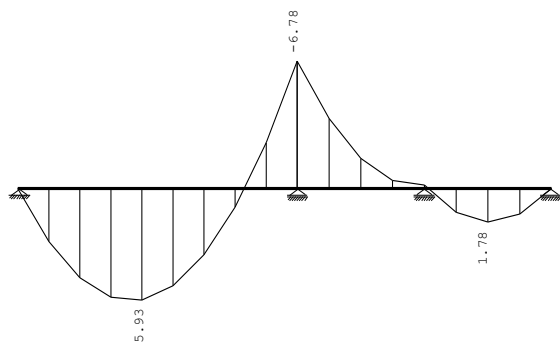
Obt. 3: Vento



1	Peso permanente
2	Neve
3	Vento
4	Komb.: SLU (1.3xI+1.5xII+0.9xIII)
5	Komb.: SLE_inst (I+II+0.6xIII)
6	Komb.: SLU_fuoco (I)

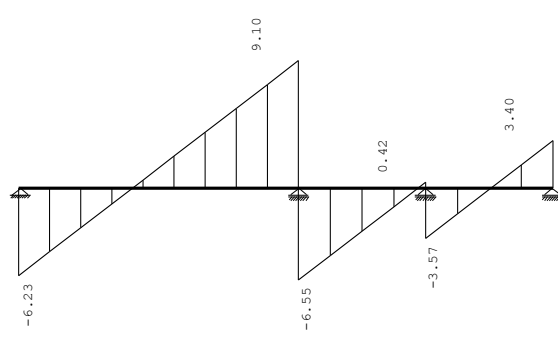
Sollecitazioni:

Obt. 4: SLU



Vplivi v gredi: max M3= 5.93 / min M3= -6.78 kNm

Obt. 4: SLU



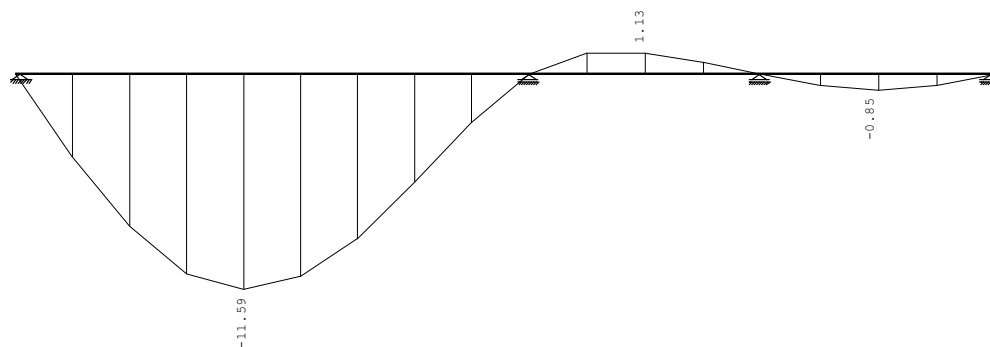
Vplivi v gredi: max T2= 9.10 / min T2= -6.55 kN

Obt. 4: SLU



Reakcije podpor

Obt. 5: SLE_inst



Vplivi v gredi: max u2= 1.13 / min u2= -11.59 m / 1000

Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: CLT L5s 100 mm

$$A = 600 \text{ cm}^2; A_s = 400 \text{ cm}^2; W = 1268 \text{ cm}^3; I = 6343 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = 0,545 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1,280 \text{ kN/cm}^2$$

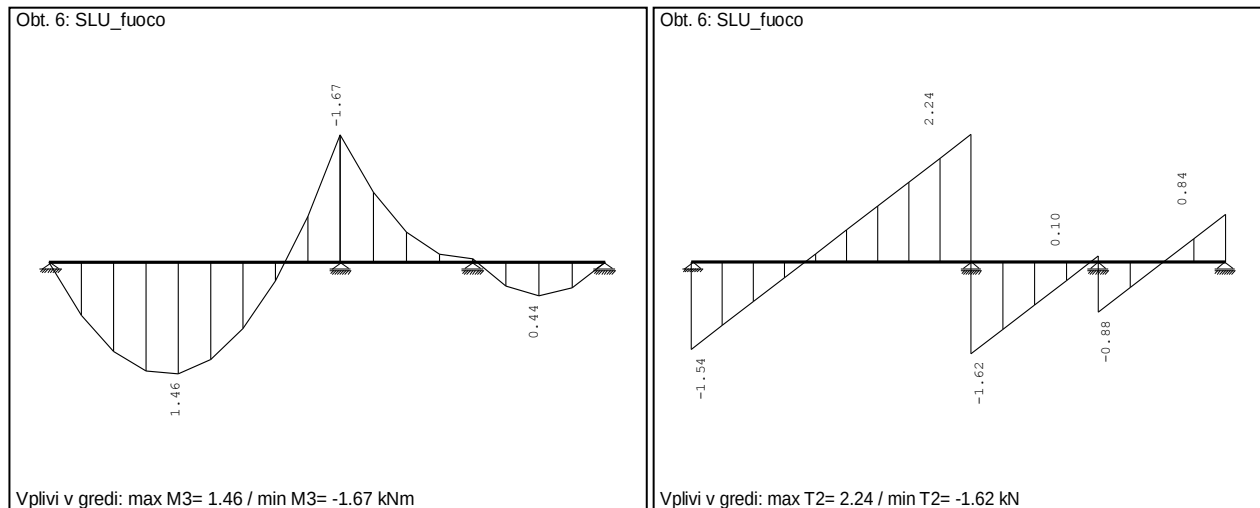
$$\tau_{d,R} = \frac{Q}{A_s} = 0,051 \text{ kN/cm}^2 < f_{vR,d} = 0,067 \text{ kN/cm}^2$$

$$w_{inst} = 1,2 \text{ cm} < w_{dop} = \frac{l}{300} = 1,6 \text{ cm}$$

Combinazione di carico eccezionale: Incendio

Velocità di carbonizzazione del legno: 0,7 mm/min; R 60 $\rightarrow$ 60 min * 0,7 mm/min = 4,2 cm; $k_{fi} = 1,15$

Sollecitazioni:



Verifica delle tensioni:

Sezione netta: **CLT L5s 100 mm – 4,2 cm**

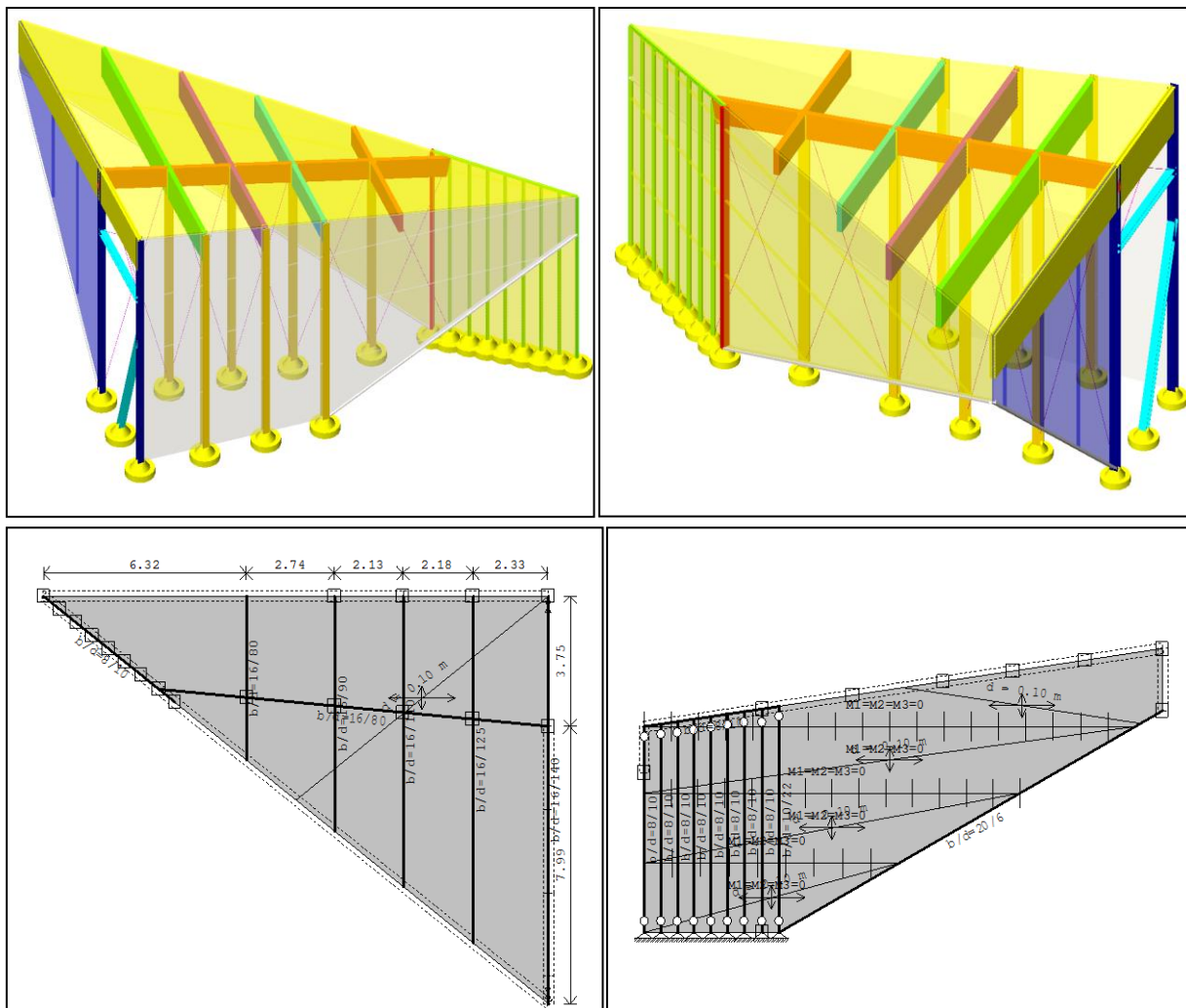
$$A = 380 \text{ cm}^2; A_s = 253,3 \text{ cm}^2; z_t = 2,85 \text{ cm}; I = 1528 \text{ cm}^4$$

Verifica delle tensioni:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{I} (h - z_t) = 0,322 \text{ kN/cm}^2 < k_{fi} * f_{m,k} = 1,15 * 2,400 \text{ kN/cm}^2 = 2,760 \text{ kN/cm}^2$$

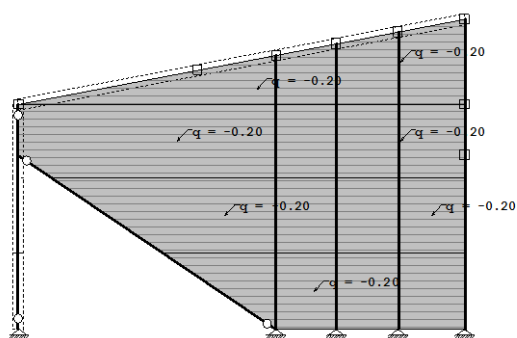
$$\tau_{d,R} = \frac{Q}{A_s} = 0,009 \text{ kN/cm}^2 < k_{fi} * f_{v,k} = 1,15 * 0,125 \text{ kN/cm}^2 = 0,144 \text{ kN/cm}^2$$

POS. 102 – 106 – Travi a sbalzo



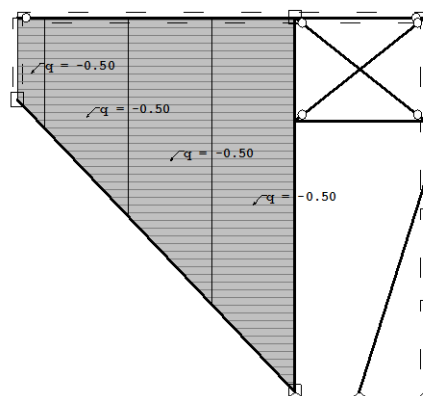
Carichi:

Obt. 1: Peso permanente (g)



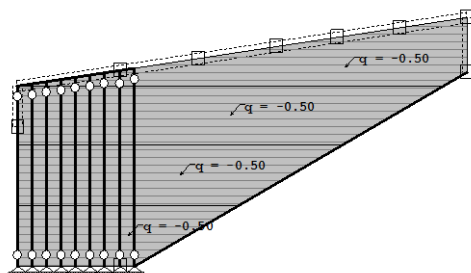
Okvir: H_1

Obt. 1: Peso permanente (g)



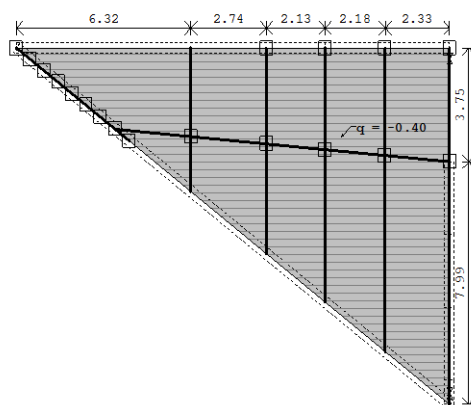
Okvir: V_1

Obt. 1: Peso permanente (g)



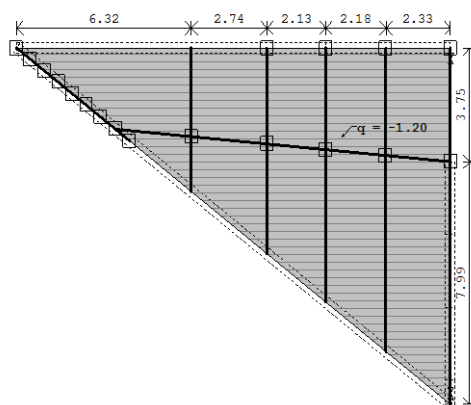
Okvir: K_1

Obt. 1: Peso permanente (g)



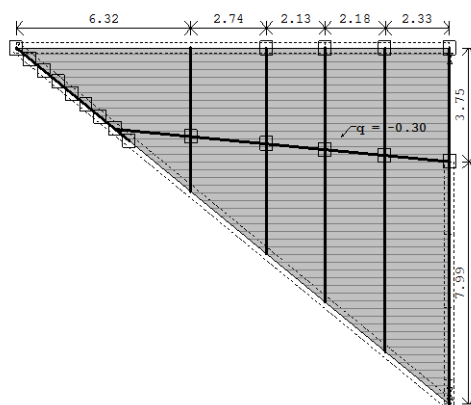
Pogled: Streha

Obt. 2: Neve



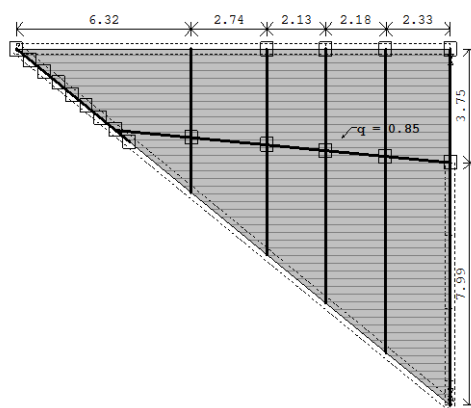
Pogled: Streha

Obt. 3: Vento_tetto +



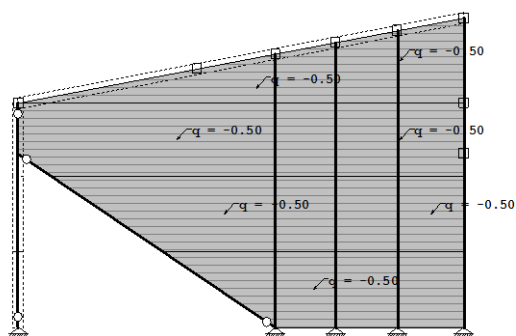
Pogled: Streha

Obt. 4: Vento_tetto -



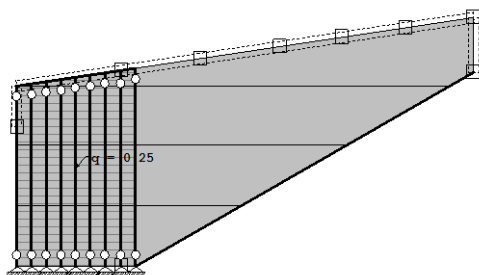
Pogled: Streha

Obt. 5: Vento +



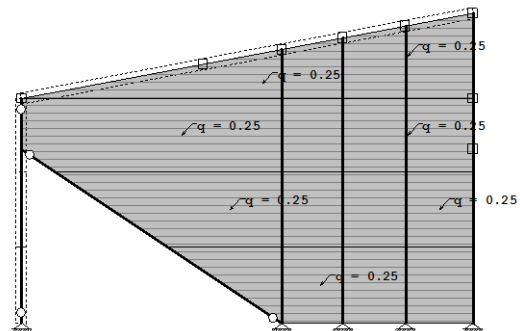
Okvir: H_1

Obt. 5: Vento +



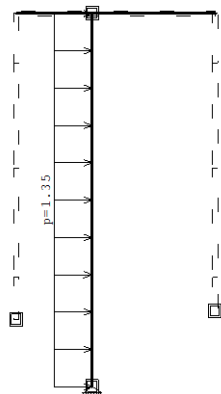
Okvir: K_1

Obt. 6: Vento -



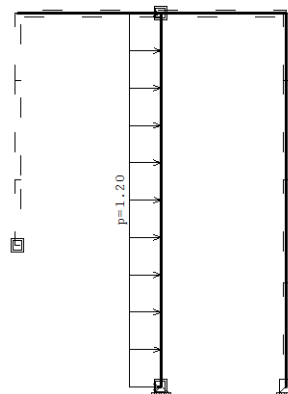
Okvir: H_1

Obt. 6: Vento -



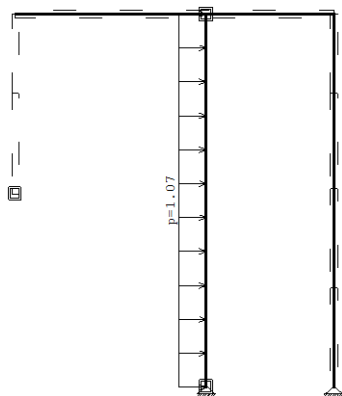
Okvir: V_6

Obt. 6: Vento -



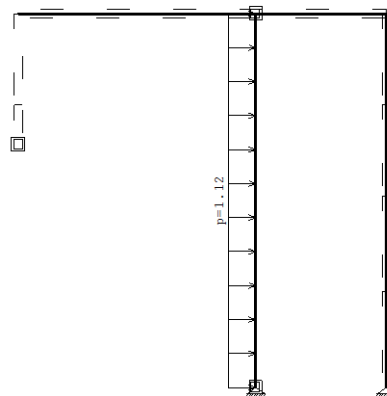
Okvir: V_4

Obt. 6: Vento -



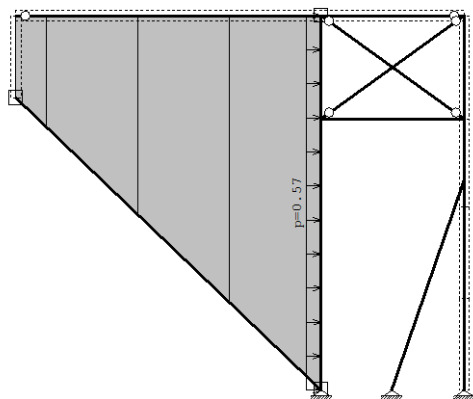
Okvir: V_3

Obt. 6: Vento -



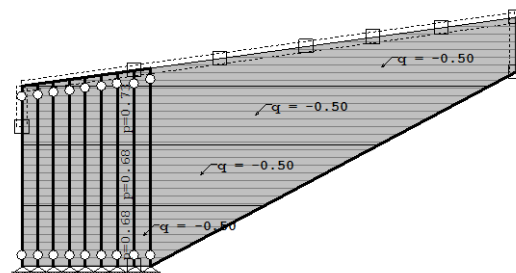
Okvir: V_2

Obt. 6: Vento -



Okvir: V_1

Obt. 6: Vento -

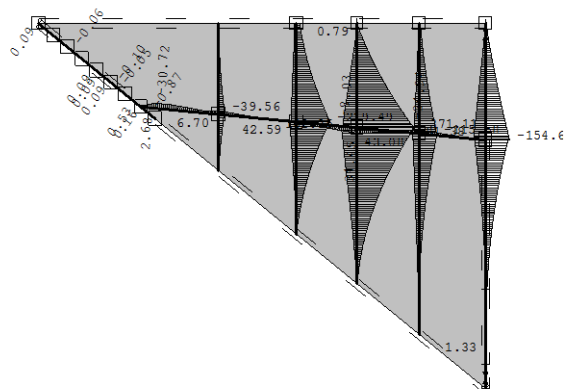


Okvir: K_1

1	Peso permanente (g)
2	Neve
3	Vento tetto +
4	Vento tetto -
5	Vento +
6	Vento -
7	Komb.: SLU_1 (1.3xI+1.5xII+0.9xIII)
8	Komb.: SLU_2 (1.3xI+1.5xII+0.9xIII+0.9xV)
9	Komb.: SLU_3 (I+1.5xIV+1.5xVI)
10	Komb.: SLU_4 (1.3xI+0.75xII+1.5xIII+1.5xV)
11	Komb.: SLE_inst_1 (I+II)
12	Komb.: SLE_inst_2 (I+II+0.6xIII+0.6xV)
13	Komb.: SLE_inst_3 (I+IV+VI)
14	Komb.: SLE_inst_4 (I+0.5xII+III+V)
15	Komb.: SLU_fuoco (I)

Sollecitazioni:

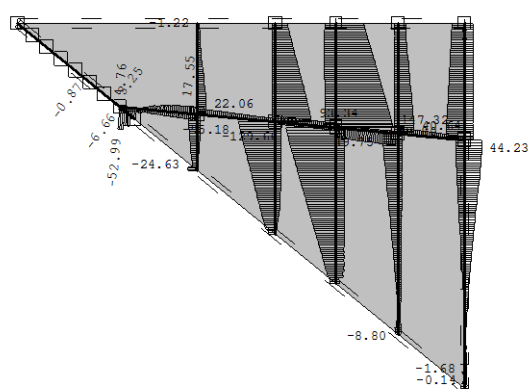
Obt. 16: [SLU] 6-9



Pogled: Streha

Vplivi v gredi: max M3= 102.35 / min M3= -371.11 kNm

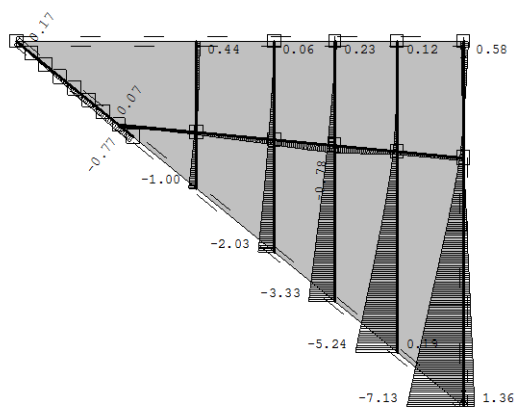
Obt. 16: [SLU] 6-9



Pogled: Streha

Vplivi v gredi: max T2= 147.32 / min T2= -129.66 kN

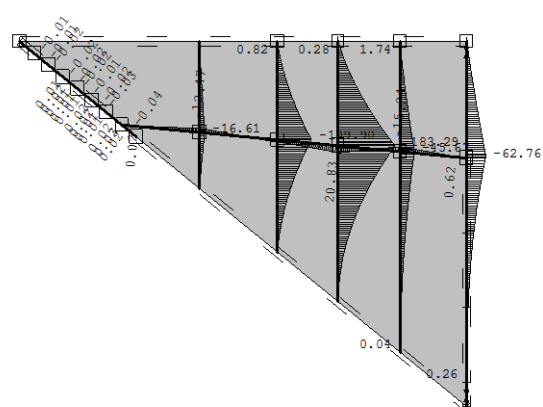
Obt. 17: [SLE] 10-13



Pogled: Streha

Vplivi v gredi: max $u_2 = 1.36$ / min $u_2 = -7.13$ m / 1000

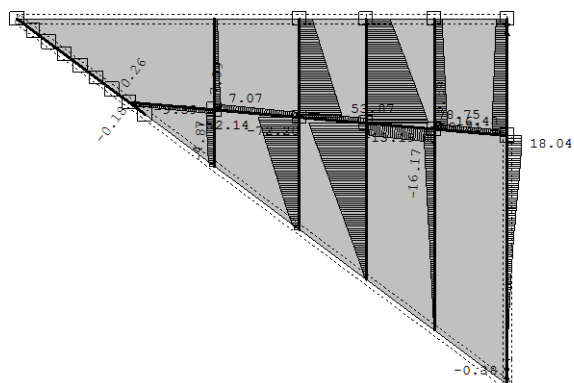
Obt. 15: SLU_fuoco



Pogled: Streha

Vplivi v gredi: max $M_3 = 20.83$ / min $M_3 = -183.29$ kNm

Obt. 15: SLU_fuoco



Pogled: Streha

Vplivi v gredi: max $T_2 = 78.75$ / min $T_2 = -72.20$ kN

POS. 102 – Trave a sbalzo

Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: CLT L7s-2 220 mm; h = 80 cm

$b_{ef}/h = 16/80$ cm; C 24

$$A = 1280 \text{ cm}^2; A_s = 853,3 \text{ cm}^2; W = 17066,7 \text{ cm}^3; I = 682666,7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{3956 \text{ kNcm}}{17066,7 \text{ cm}^3} = 0,232 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1,440 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{Q}{A_s} = \frac{24,6 \text{ kN}}{853,3 \text{ cm}^2} = 0,029 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0,150 \text{ kN/cm}^2$$

$$w_{inst} = 0,1 \text{ cm} < w_{dop} = \frac{l}{150} = 1,0 \text{ cm}$$

Combinazione di carico eccezionale: Incendio

Velocità di carbonizzazione del legno: 0,7 mm/min; R 60 $\rightarrow 60 \text{ min} * 0,7 \text{ mm/min} + 7 \text{ mm} = 4,9$ cm; $k_{fi} = 1,15$

Verifica delle tensioni:

Sezione netta: CLT L7s-2 220 mm – 4,9 cm; $b_{ef}/h_{ef} = 6,2/75,1$ cm

$$A = 465,6 \text{ cm}^2; A_s = 310,4 \text{ cm}^2; W = 5828 \text{ cm}^3; I = 218841,8 \text{ cm}^4$$

Verifica delle tensioni:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = 0,322 \text{ kN/cm}^2 < k_{fi} * f_{m,k} = 1,15 * 2,400 \text{ kN/cm}^2 = 2,760 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{d,R} = \frac{Q}{A_s} = 0,009 \text{ kN/cm}^2 < k_{fi} * f_{v,k} = 1,15 * 0,125 \text{ kN/cm}^2 = 0,144 \text{ kN/cm}^2$$

POS. 103 – Trave a sbalzo

Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: CLT L7s-2 220 mm; h = 90 cm

$b_{ef}/h = 16/90$ cm; C 24

$$A = 1440 \text{ cm}^2; A_s = 960 \text{ cm}^2; W = 21600 \text{ cm}^3; I = 972000 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{21949 \text{ kNcm}}{21600 \text{ cm}^3} = 1,016 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1,440 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{Q}{A_s} = \frac{95,2 \text{ kN}}{960 \text{ cm}^2} = 0,099 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0,150 \text{ kN/cm}^2$$

$$w_{inst} = 0,2 \text{ cm} < w_{dop} = \frac{l}{150} = 2,4 \text{ cm}$$

Combinazione di carico eccezionale: Incendio

Velocità di carbonizzazione del legno: 0,7 mm/min; R 60 $\rightarrow 60 \text{ min} * 0,7 \text{ mm/min} + 7 \text{ mm} = 4,9$ cm; $k_{fi} = 1,15$

Verifica delle tensioni:

Sezione netta: CLT L7s-2 220 mm – 4,9 cm; $b_{ef}/h_{ef} = 6,2/85,1$ cm

$$A = 527,6 \text{ cm}^2; A_s = 351,7 \text{ cm}^2; W = 7483,4 \text{ cm}^3; I = 318419,1 \text{ cm}^4$$

Verifica delle tensioni:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = 1,469 \text{ kN/cm}^2 < k_{fi} * f_{m,k} = 1,15 * 2,400 \text{ kN/cm}^2 = 2,760 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{d,R} = \frac{Q}{A_s} = 0,153 \text{ kN/cm}^2 < k_{fi} * f_{v,k} = 1,15 * 0,125 \text{ kN/cm}^2 = 0,144 \text{ kN/cm}^2$$

POS. 104 – Trave a sbalzo

Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: CLT L7s-2 220 mm; h = 110 cm

$b_{ef}/h = 16/110$ cm; C 24

$$A = 1760 \text{ cm}^2; A_s = 1173,3 \text{ cm}^2; W = 32266,7 \text{ cm}^3; I = 1774666,7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{37111 \text{ kNcm}}{32266,7 \text{ cm}^3} = 1,150 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1,440 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{Q}{A_s} = \frac{147,3 \text{ kN}}{1173,3 \text{ cm}^2} = 0,126 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0,150 \text{ kN/cm}^2$$

$$w_{inst} = 0,3 \text{ cm} < w_{dop} = \frac{l}{150} = 3,3 \text{ cm}$$

Combinazione di carico eccezionale: Incendio

Velocità di carbonizzazione del legno: 0,7 mm/min; R 60 $\rightarrow 60 \text{ min} * 0,7 \text{ mm/min} + 7 \text{ mm} = 4,9$ cm; $k_{fi} = 1,15$

Verifica delle tensioni:

Sezione netta: CLT L7s-2 220 mm – 4,9 cm; $b_{ef}/h_{ef} = 6,2/105,1$ cm

$$A = 651,6 \text{ cm}^2; A_s = 434,4 \text{ cm}^2; W = 11414,2 \text{ cm}^3; I = 599816,8 \text{ cm}^4$$

Verifica delle tensioni:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = 1,606 \text{ kN/cm}^2 < k_{fi} * f_{m,k} = 1,15 * 2,400 \text{ kN/cm}^2 = 2,760 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{d,R} = \frac{Q}{A_s} = 0,181 \text{ kN/cm}^2 < k_{fi} * f_{v,k} = 1,15 * 0,125 \text{ kN/cm}^2 = 0,144 \text{ kN/cm}^2$$

POS. 105 – Trave a sbalzo

Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: CLT L7s-2 220 mm; h = 125 cm

$b_{ef}/h = 16/125$ cm; C 24

$$A = 2000 \text{ cm}^2; A_s = 1333,3 \text{ cm}^2; W = 41666,7 \text{ cm}^3; I = 2604166,7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{11558 \text{ kNm}}{41666,7 \text{ cm}^3} = 0,277 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1,440 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{Q}{A_s} = \frac{40,6 \text{ kN}}{1333,3 \text{ cm}^2} = 0,031 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0,150 \text{ kN/cm}^2$$

$$w_{inst} = 0,5 \text{ cm} < w_{dop} = \frac{l}{150} = 4,3 \text{ cm}$$

Combinazione di carico eccezionale: Incendio

Velocità di carbonizzazione del legno: 0,7 mm/min; R 60 $\rightarrow 60 \text{ min} * 0,7 \text{ mm/min} + 7 \text{ mm} = 4,9$ cm; $k_{fi} = 1,15$

Verifica delle tensioni:

Sezione netta: CLT L7s-2 220 mm – 4,9 cm; $b_{ef}/h_{ef} = 6,2/120,1$ cm

$$A = 744,6 \text{ cm}^2; A_s = 496,4 \text{ cm}^2; W = 14904,8 \text{ cm}^3; I = 895033,9 \text{ cm}^4$$

Verifica delle tensioni:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = 0,306 \text{ kN/cm}^2 < k_{fi} * f_{m,k} = 1,15 * 2,400 \text{ kN/cm}^2 = 2,760 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{d,R} = \frac{Q}{A_s} = 0,033 \text{ kN/cm}^2 < k_{fi} * f_{v,k} = 1,15 * 0,125 \text{ kN/cm}^2 = 0,144 \text{ kN/cm}^2$$

POS. 106 – Trave a sbalzo

Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: CLT L7s-2 220 mm; h = 140 cm

$b_{ef}/h = 16/140$ cm; C 24

$$A = 2240 \text{ cm}^2; A_s = 1493,3 \text{ cm}^2; W = 52266,7 \text{ cm}^3; I = 3658666,7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{15464 \text{ kNcm}}{52266,7 \text{ cm}^3} = 0,296 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1,440 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{Q}{A_s} = \frac{47,8 \text{ kN}}{1493,3 \text{ cm}^2} = 0,032 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0,150 \text{ kN/cm}^2$$

$$w_{inst} = 0,7 \text{ cm} < w_{dop} = \frac{l}{150} = 5,3 \text{ cm}$$

Combinazione di carico eccezionale: Incendio

Velocità di carbonizzazione del legno: 0,7 mm/min; R 60 $\rightarrow 60 \text{ min} * 0,7 \text{ mm/min} + 7 \text{ mm} = 4,9$ cm; $k_{fi} = 1,15$

Verifica delle tensioni:

Sezione netta: CLT L7s-2 220 mm – 4,9 cm; $b_{ef}/h_{ef} = 6,2/140,1$ cm

$$A = 868,6 \text{ cm}^2; A_s = 579,1 \text{ cm}^2; W = 20282,3 \text{ cm}^3; I = 1420773,5 \text{ cm}^4$$

Verifica delle tensioni:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = 0,309 \text{ kN/cm}^2 < k_{fi} * f_{m,k} = 1,15 * 2,400 \text{ kN/cm}^2 = 2,760 \text{ kN/cm}^2$$

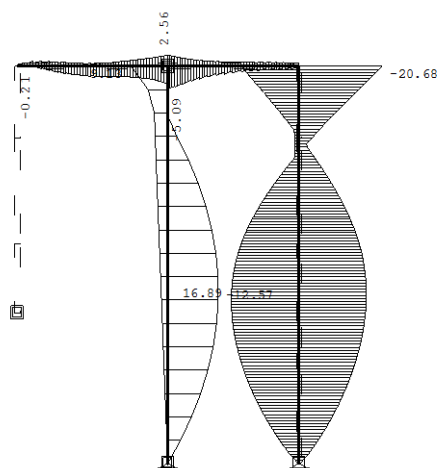
$$\tau_{d,R} = \frac{Q}{A_s} = 0,033 \text{ kN/cm}^2 < k_{fi} * f_{v,k} = 1,15 * 0,125 \text{ kN/cm}^2 = 0,144 \text{ kN/cm}^2$$

PADIGLIONE 1

POS. 107 – Telaio in acciaio momento-resistente con trave in Xlam a sbalzo

Sollecitazioni:

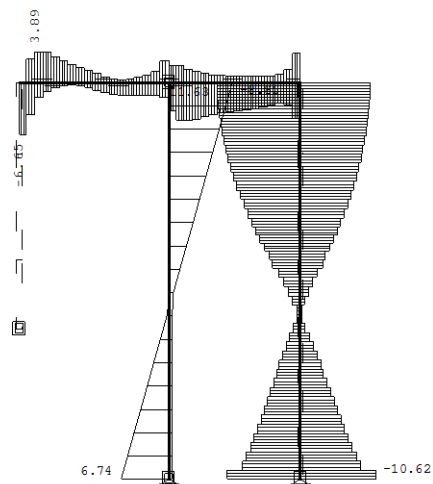
Obt. 16: [SLU] 6-9



Okvir: V_4

Vplivi v gredi: max M2= 16.89 / min M2= -20.68 kNm

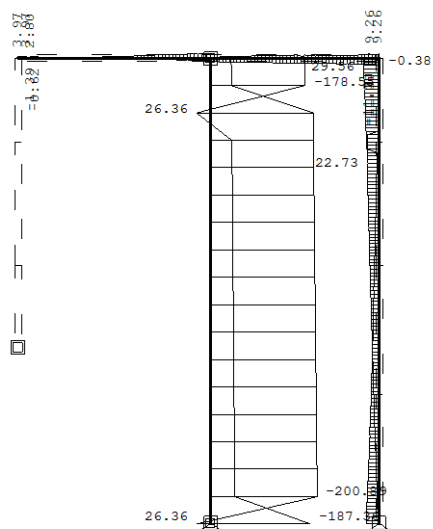
Obt. 16: [SLU] 6-9



Okvir: V_4

Vplivi v gredi: max T3= 11.63 / min T3= -10.62 kN

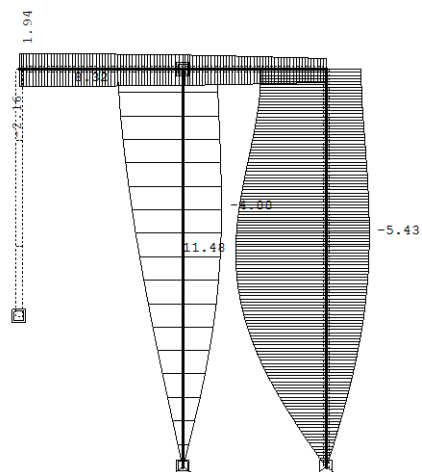
Obt. 16: [SLU] 6-9



Okvir: V_4

Vplivi v gredi: max N1= 29.56 / min N1= -200.89 kN

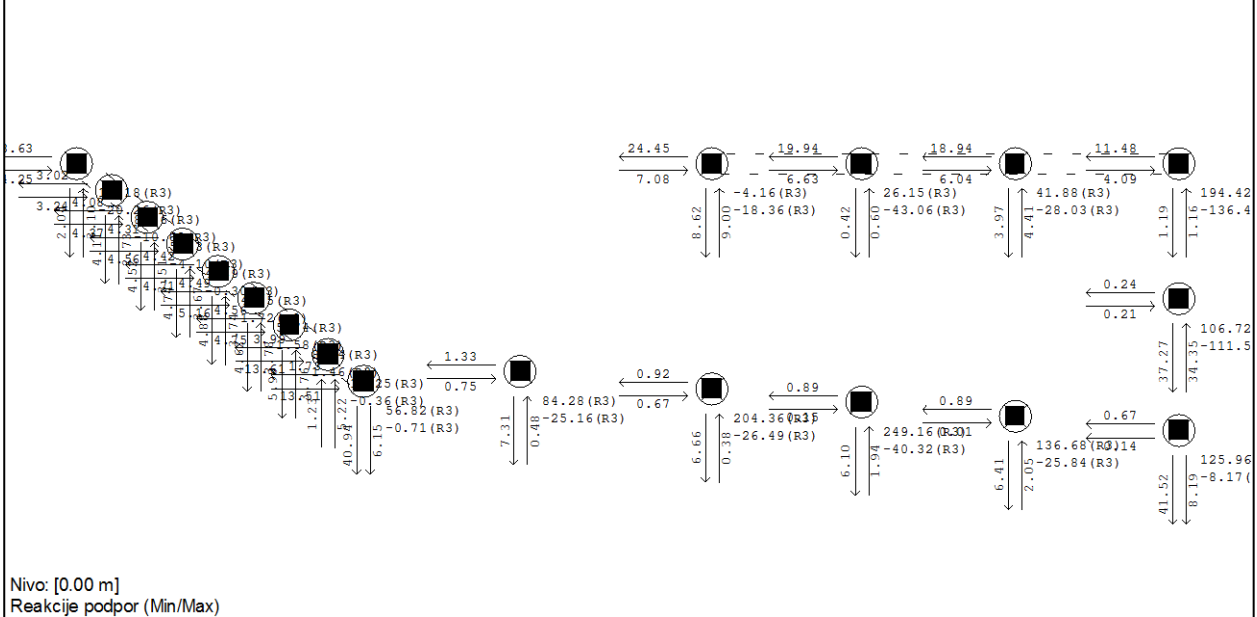
Obt. 17: [SLE] 10-13



Okvir: V_4

Vplivi v gredi: max u3= 11.49 / min u3= -5.43 m / 1000

Obt. 16: [SLU] 6-9



Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: HEB 240; S 235

Caratteristiche del tratto maggiormente caricato U 460/100/16 mm:

$$A = 106 \text{ cm}^2; W = 938 \text{ cm}^3; I = 11259 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_d = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = 4,1 \text{ kN/cm}^2 < f_{y,d} = 22,4 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \eta \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_{y,d}}{\sqrt{3}} = 310,1 \text{ kN} \\ A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 429,5 \text{ kN} \end{array} \right\} = 310,1 \text{ kN} > 2 \cdot T2 \rightarrow OK$$

$$w = 1,2 \text{ cm} \leq \frac{h}{300} = 3,3 \text{ cm} \rightarrow OK$$

Nota:

- La resistenza al fuoco della struttura in acciaio deve essere garantita da adeguati spessori di rivestimento.

PADIGLIONE 1

POS. 108 – Pilastro nella parete, come supporto della POS. 102

Carichi – reazioni di POS. 102:

- Peso proprio del pilastro: $G = 2,0 \text{ kN}$
- Peso permanente: $G = 16,5 \text{ kN}$
- Neve: $Q_n = 11,0 \text{ kN}$
- Vento: $Q_v = 2,8 \text{ kN}$

$$\circ \text{ SLU: } Q_d = 1,3 * G + 1,5 * Q_n + 1,5 * 0,6 * Q_v = 43,1 \text{ kN}$$

Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: $b/h = 22/24 \text{ cm}$; GL24h; $I_b = 750 \text{ cm}$

$$A = 528 \text{ cm}^2; I_y = 25344 \text{ cm}^4; I_z = 21296 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{A}} = 6,35 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_u}{i} = 118,1$$

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = 1,90$$

$$k = 0,5(1 + \beta_c (\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2) = 2,37$$

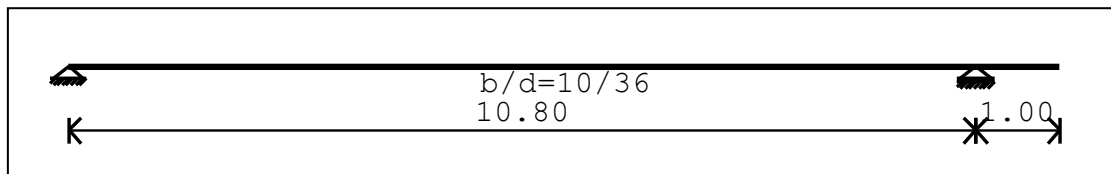
$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} = 0,26$$

Verifica della stabilità:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{43,1 \text{ kN}}{528 \text{ cm}^2} = 0,082 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < k_c * f_{c,0,d} = 0,26 * 1,280 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 0,333 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

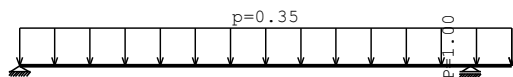
PADIGLIONE 2, 3

POS. 201, 301 – Travi del tetto

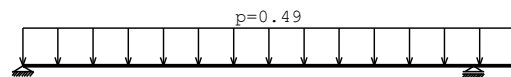


Carichi:

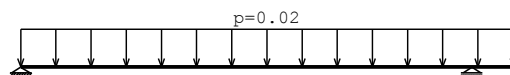
Obt. 1: Peso permanente (g)



Obt. 2: Neve



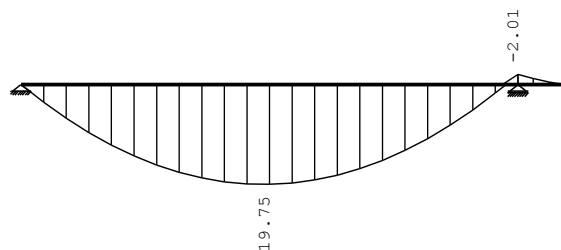
Obt. 3: Vento



1	Peso permanente (g)
2	Neve
3	Vento
4	Komb.: SLU 1 (1.3xI+1.5xII+0.9xIII)
5	Komb.: SLU 2 (1.3xI+0.75xII+1.5xIII)
6	Komb.: SLU 3 (1.3xI+1.5xII)
7	Komb.: SLE inst 1 (I+II+0.6xIII)
8	Komb.: SLE inst 2 (I+0.5xII+III)

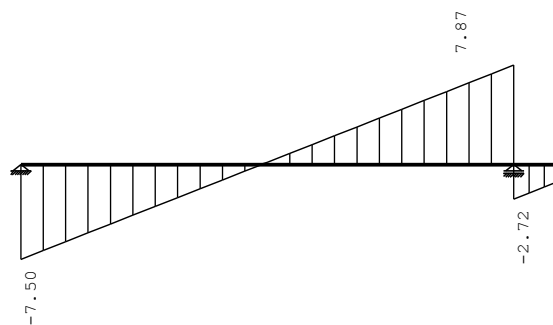
Sollecitazioni:

Obt. 9: [Ovo] 4-6

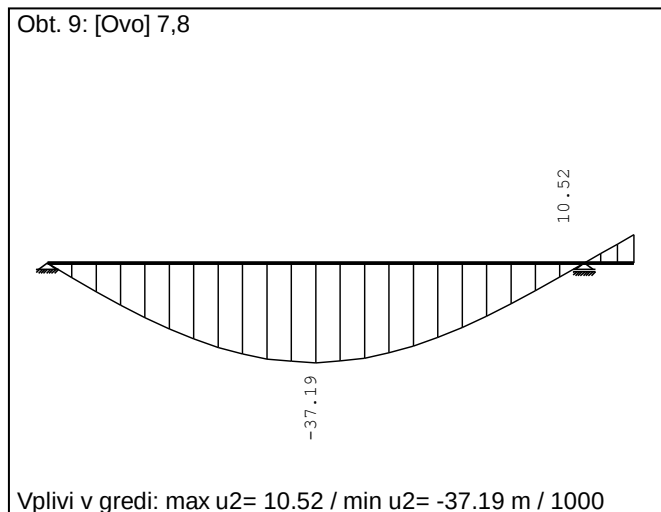


Vplivi v gredi: max M3= 19.75 / min M3= -2.01 kNm

Obt. 9: [Ovo] 4-6



Vplivi v gredi: max T2= 7.87 / min T2= -7.50 kN



Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: $b/h = 10/36$ cm; GL24h; $e = 41$ cm

$$A = 360 \text{ cm}^2; A_s = 240 \text{ cm}^2; W = 2160 \text{ cm}^3; I = 38880 \text{ cm}^4$$

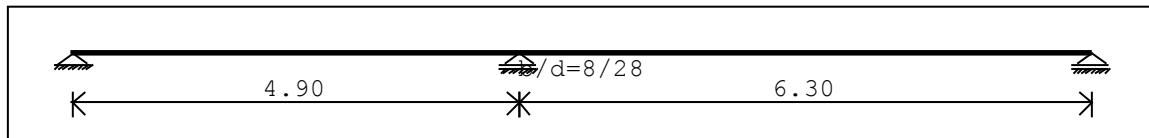
$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = 0,914 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1,324 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{Q}{A_s} = 0,033 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0,149 \text{ kN/cm}^2$$

$$w_{inst} = 3,7 \text{ cm} \approx w_{dop} = \frac{l}{300} = 3,6 \text{ cm}$$

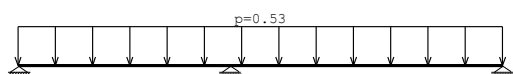
PADIGLIONE 4

POS. 401 – Travi del tetto

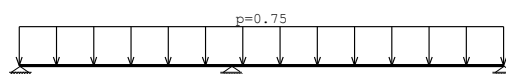


Carichi:

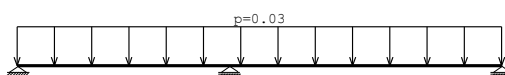
Obt. 1: Peso permanente (g)



Obt. 2: Neve



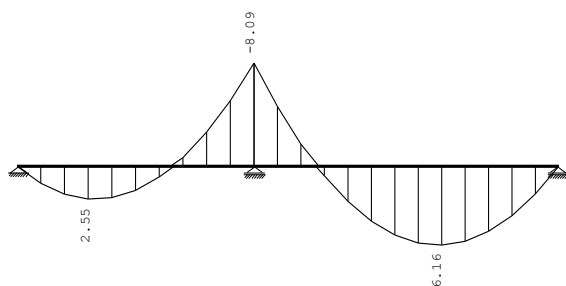
Obt. 3: Vento



1	Peso permanente (g)
2	Neve
3	Vento
4	Komb.: SLU_1 (1.3xI+1.5xII+0.9xIII)
5	Komb.: SLU_2 (1.3xI+0.75xII+1.5xIII)
6	Komb.: SLE_inst_1 (I+II+0.6xIII)
7	Komb.: SLE_inst_2 (I+0.5xII+III)

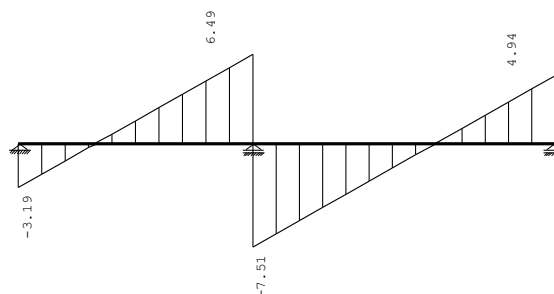
Sollecitazioni:

Obt. 8: [Ovo] 4,5

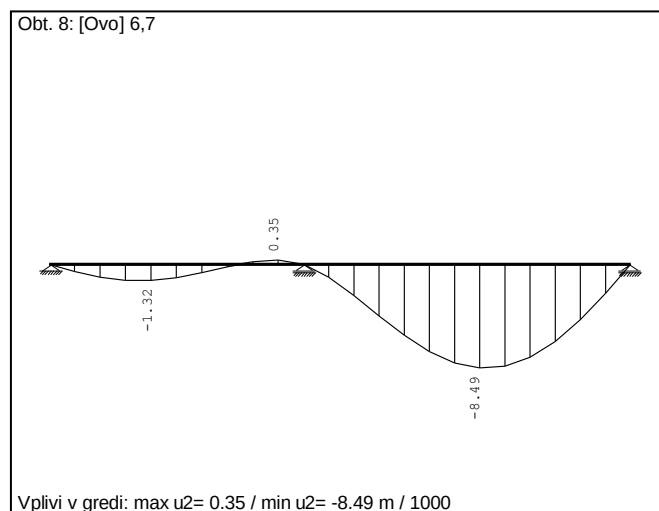


Vplivi v gredi: max M3= 6.16 / min M3= -8.09 kNm

Obt. 8: [Ovo] 4,5



Vplivi v gredi: max T2= 6.49 / min T2= -7.51 kN



Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: $b/h = 8/28$ cm; C 24; $e = 62,5$ cm

$$A = 224 \text{ cm}^2; A_s = 149,3 \text{ cm}^2; W = 1045,3 \text{ cm}^3; I = 14634,7 \text{ cm}^4$$

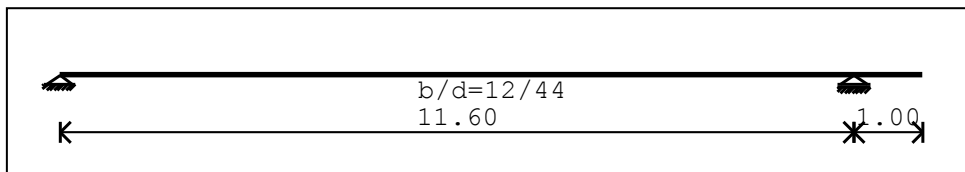
$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = 0,774 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1,280 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{Q}{A_s} = 0,050 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0,133 \text{ kN/cm}^2$$

$$w_{inst} = 0,9 \text{ cm} \approx w_{dop} = \frac{l}{300} = 2,1 \text{ cm}$$

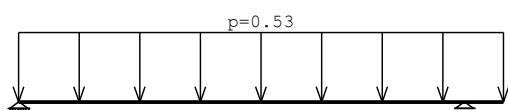
PADIGLIONE 3, 5

POS. 301a, 501a – Travi del tetto

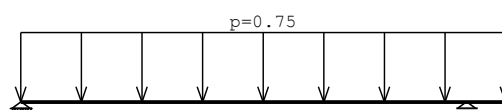


Carichi:

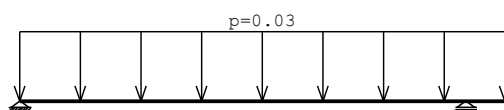
Obt. 1: Peso permanente (g)



Obt. 2: Neve



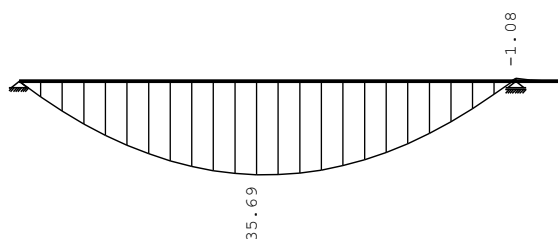
Obt. 3: Vento



1	Peso permanente (g)
2	Neve
3	Vento
4	Komb.: SLU_1 (1.3xI+1.5xII+0.9xIII)
5	Komb.: SLU_2 (1.3xI+0.75xII+1.5xIII)
6	Komb.: SLU_3 (1.3xI+1.5xII)
7	Komb.: SLE_inst_1 (I+II+0.6xIII)
8	Komb.: SLE_inst_2 (I+II)

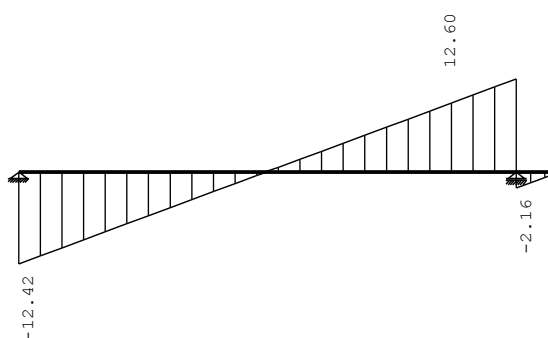
Sollecitazioni:

Obt. 9: [Ovo] 4-6

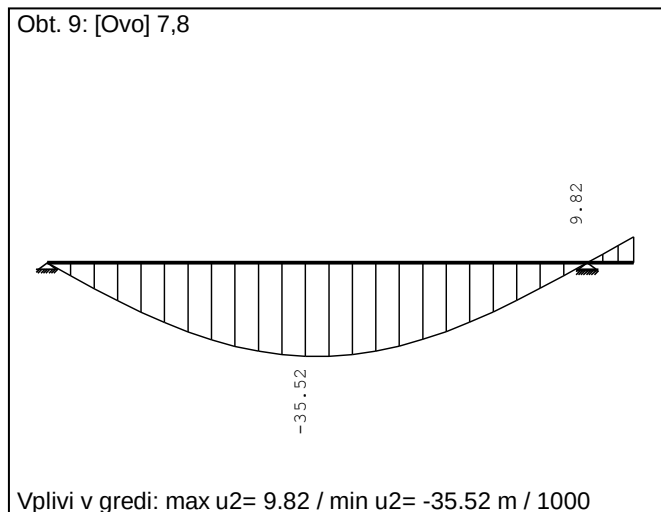


Vplivi v gredi: max M3= 35.69 / min M3= -1.08 kNm

Obt. 9: [Ovo] 4-6



Vplivi v gredi: max T2= 12.60 / min T2= -12.42 kN



Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: b/h = 12/44 cm; GL24h; e = 62,5 cm

$$A = 528 \text{ cm}^2; A_s = 352 \text{ cm}^2; W = 3872 \text{ cm}^3; I = 85184 \text{ cm}^4$$

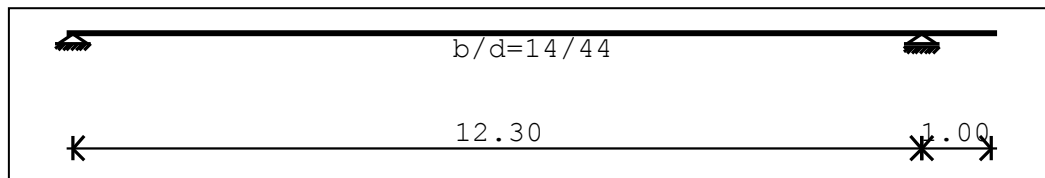
$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = 0,922 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1,324 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{Q}{A_s} = 0,036 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0,149 \text{ kN/cm}^2$$

$$w_{inst} = 3,6 \text{ cm} < w_{dop} = \frac{l}{300} = 3,9 \text{ cm}$$

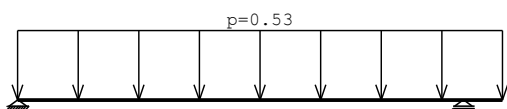
PADIGLIONE 5

POS. 501b – Travi del tetto

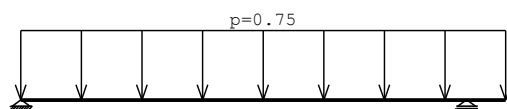


Carichi:

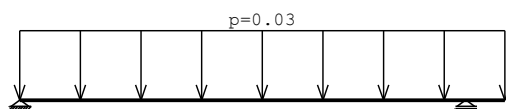
Obt. 1: Peso permanente (g)



Obt. 2: Neve



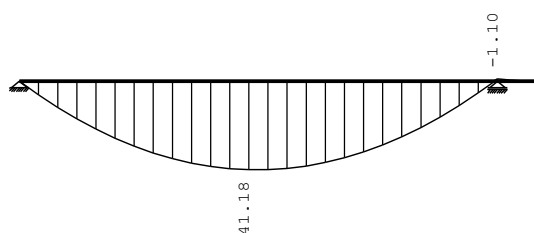
Obt. 3: Vento



1	Peso permanente (g)
2	Neve
3	Vento
4	Komb.: SLU_1 (1.3xI+1.5xII+0.9xIII)
5	Komb.: SLU_2 (1.3xI+0.75xII+1.5xIII)
6	Komb.: SLU_3 (1.3xI+1.5xII)
7	Komb.: SLE_inst_1 (I+II+0.6xIII)
8	Komb.: SLE_inst_2 (I+II)

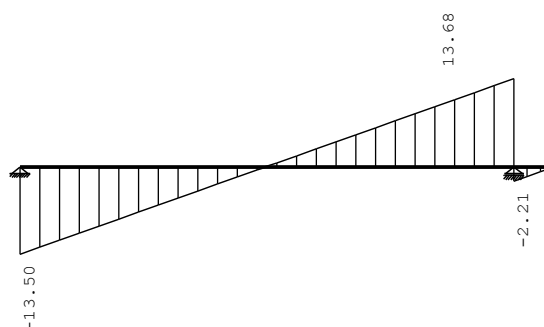
Sollecitazioni:

Obt. 9: [Ovo] 4-6

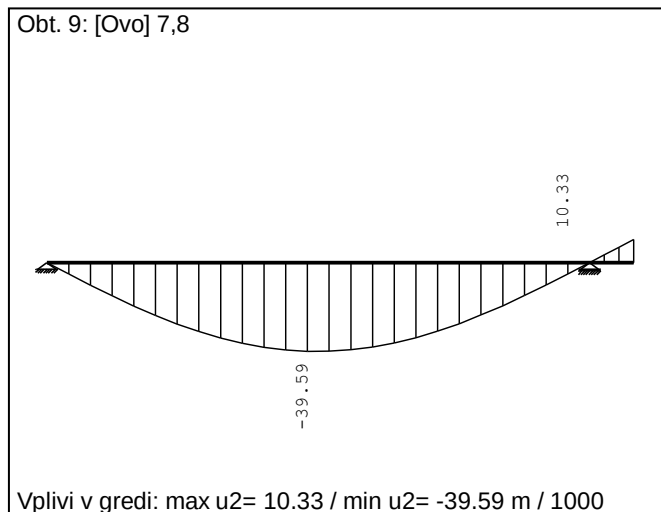


Vplivi v gredi: max M3= 41.18 / min M3= -1.10 kNm

Obt. 9: [Ovo] 4-6



Vplivi v gredi: max T2= 13.68 / min T2= -13.50 kN



Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: b/h = 14/44 cm; GL24h; e = 62,5 cm

$$A = 616 \text{ cm}^2; A_s = 410,7 \text{ cm}^2; W = 4517,3 \text{ cm}^3; I = 99381,3 \text{ cm}^4$$

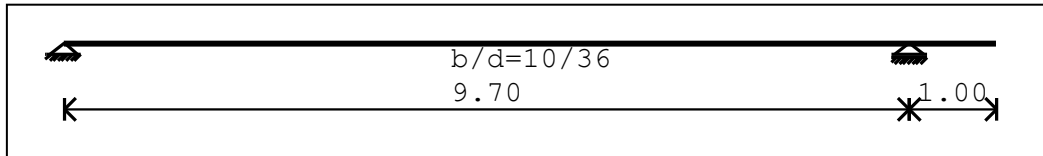
$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = 0,912 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1,324 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{Q}{A_s} = 0,033 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0,149 \text{ kN/cm}^2$$

$$w_{inst} = 4,0 \text{ cm} < w_{dop} = \frac{l}{300} = 4,1 \text{ cm}$$

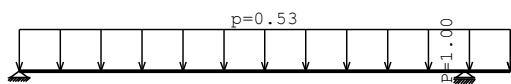
PADIGLIONE 2, 3, 5

POS. 202, 302, 502 – Travi del tetto

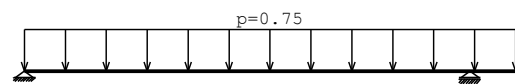


Carichi:

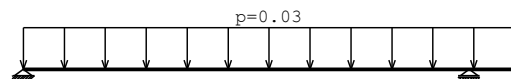
Obt. 1: Peso permanente (g)



Obt. 2: Neve



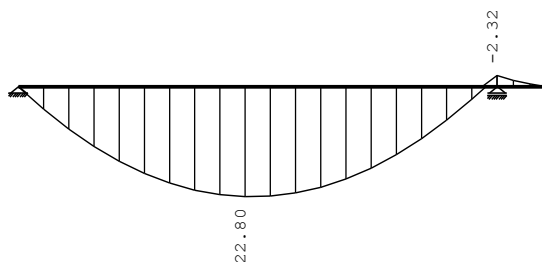
Obt. 3: Vento



1	Peso permanente (g)
2	Neve
3	Vento
4	Komb.: SLU_1 (1.3xI+1.5xII+0.9xIII)
5	Komb.: SLU_2 (1.3xI+0.75xII+1.5xIII)
6	Komb.: SLU_3 (1.3xI+1.5xII)
7	Komb.: SLE_inst_1 (I+II+0.6xIII)
8	Komb.: SLE_inst_2 (I+0.5xII+III)

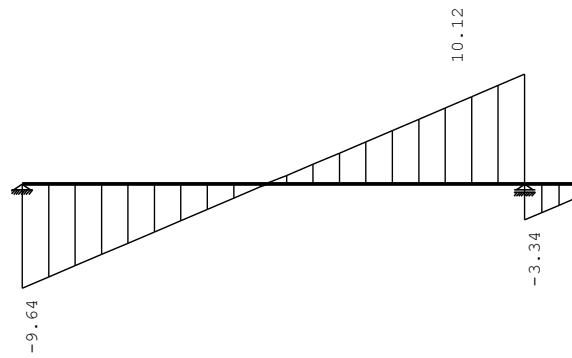
Sollecitazioni:

Obt. 9: [Ovo] 4-6

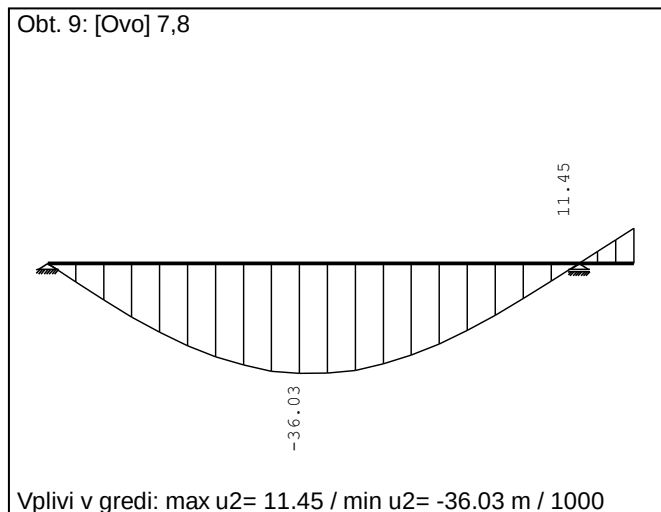


Vplivi v gredi: max M3= 22.80 / min M3= -2.32 kNm

Obt. 9: [Ovo] 4-6



Vplivi v gredi: max T2= 10.12 / min T2= -9.64 kN



Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: b/h = 10/36 cm; GL24h; e = 62,5 cm

$$A = 360 \text{ cm}^2; A_s = 240 \text{ cm}^2; W = 2160 \text{ cm}^3; I = 38880 \text{ cm}^4$$

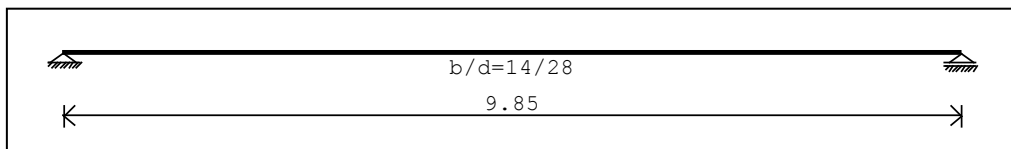
$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = 1,056 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1,324 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{Q}{A_s} = 0,042 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0,149 \text{ kN/cm}^2$$

$$w_{inst} = 3,6 \text{ cm} \approx w_{dop} = \frac{l}{300} = 3,3 \text{ cm}$$

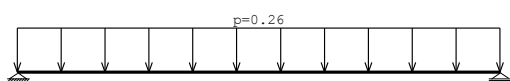
PADIGLIONE 4

POS. 402 – Travi del tetto

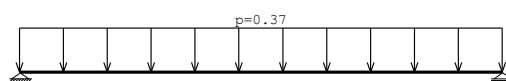


Carichi:

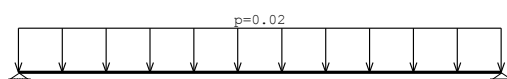
Obt. 1: Peso permanente (g)



Obt. 2: Neve

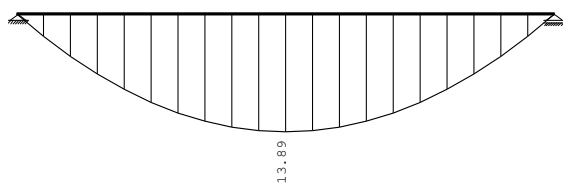


Obt. 3: Vento



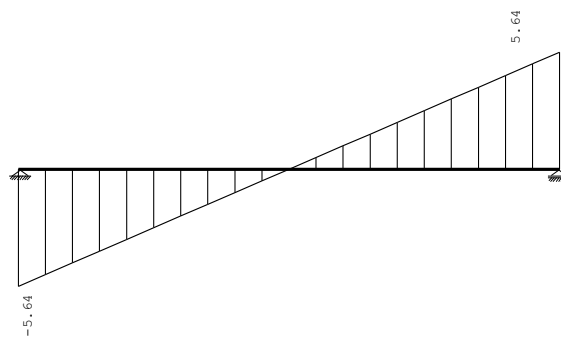
Sollecitazioni:

Obt. 8: [Ovo] 4,5

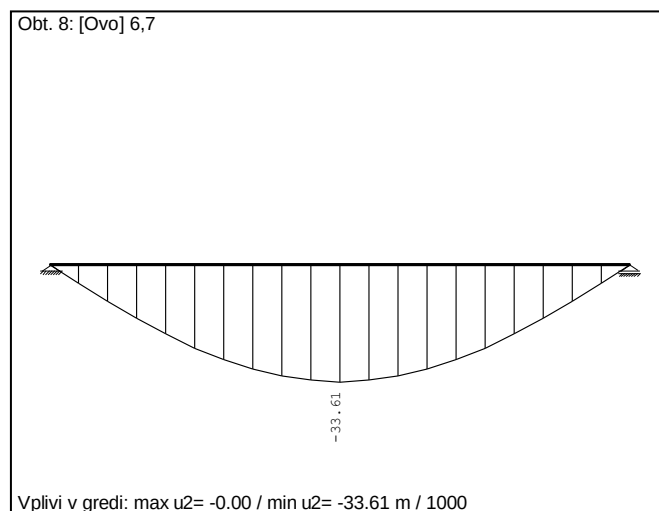


Vplivi v gredi: max $M_3 = 13.89$ / min $M_3 = -0.00$ kNm

Obt. 8: [Ovo] 4,5



Vplivi v gredi: max $T_2 = 5.64$ / min $T_2 = -5.64$ kN



Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: $b/h = 14/28$ cm; GL24h; $e = 31$ cm

$$A = 392 \text{ cm}^2; A_s = 261,3 \text{ cm}^2; W = 1829,3 \text{ cm}^3; I = 25610,7 \text{ cm}^4$$

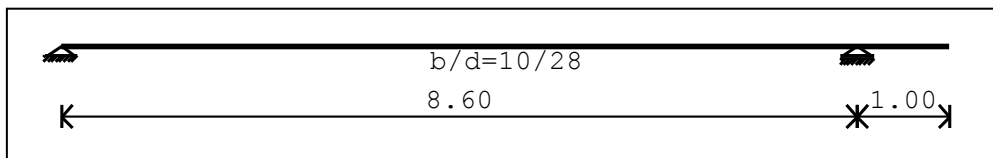
$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = 0,759 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1,324 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{Q}{A_s} = 0,022 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0,149 \text{ kN/cm}^2$$

$$w_{inst} = 3,3 \text{ cm} \approx w_{dop} = \frac{l}{300} = 3,3 \text{ cm}$$

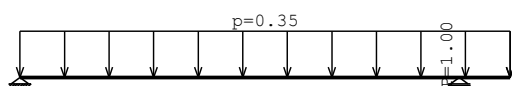
PADIGLIONE 2, 3, 4, 5

POS. 203, 303, 403, 503 – Travi del tetto

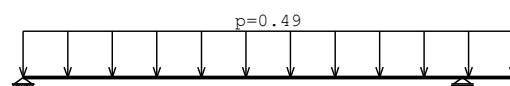


Carichi:

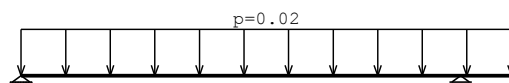
Obt. 1: Peso permanente (g)



Obt. 2: Neve



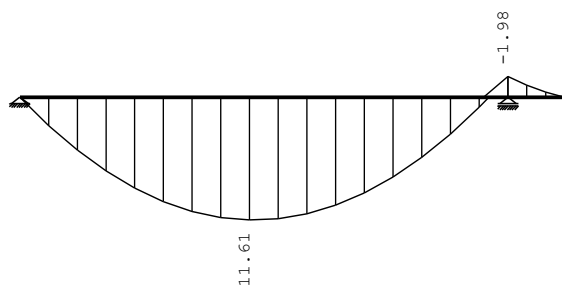
Obt. 3: Vento



1	Peso permanente (g)
2	Neve
3	Vento
4	Komb.: SLU_1 (1.3xI+1.5xII+0.9xIII)
5	Komb.: SLU_2 (1.3xI+0.75xII+1.5xIII)
6	Komb.: SLU_3 (1.3xI+1.5xII)
7	Komb.: SLE_inst_1 (I+II+0.6xIII)
8	Komb.: SLE_inst_2 (I+0.5xII+III)

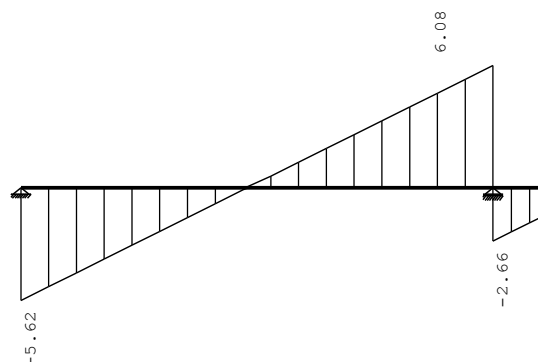
Sollecitazioni:

Obt. 9: [Ovo] 4-6

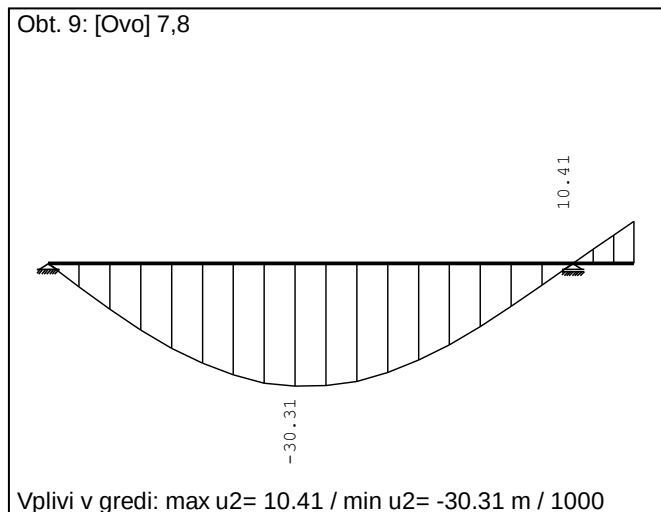


Vplivi v gredi: max M3= 11.61 / min M3= -1.98 kNm

Obt. 9: [Ovo] 4-6



Vplivi v gredi: max T2= 6.08 / min T2= -5.62 kN



Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: $b/h = 10/28$ cm; C 24; $e = 41$ cm

$$A = 280 \text{ cm}^2; A_s = 186,7 \text{ cm}^2; W = 1306,7 \text{ cm}^3; I = 18293,3 \text{ cm}^4$$

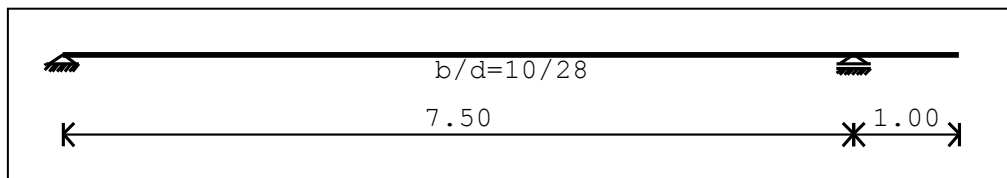
$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = 0,889 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1,280 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{Q}{A_s} = 0,033 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0,133 \text{ kN/cm}^2$$

$$w_{inst} = 3,0 \text{ cm} \approx w_{dop} = \frac{l}{300} = 2,9 \text{ cm}$$

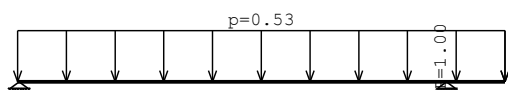
PADIGLIONE 2, 3, 4

POS. 204, 304, 404 – Travi del tetto

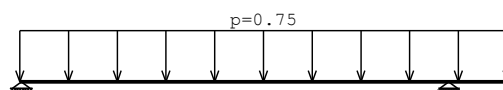


Carichi:

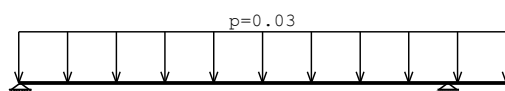
Obt. 1: Peso permanente (g)



Obt. 2: Neve



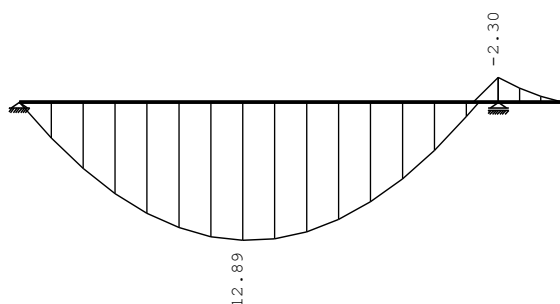
Obt. 3: Vento



1	Peso permanente (g)
2	Neve
3	Vento
4	Komb.: SLU_1 (1.3xI+1.5xII+0.9xIII)
5	Komb.: SLU_2 (1.3xI+0.75xII+1.5xIII)
6	Komb.: SLU_3 (1.3xI+1.5xII)
7	Komb.: SLE_inst_1 (I+II+0.6xIII)
8	Komb.: SLE_inst_2 (I+0.5xII+III)

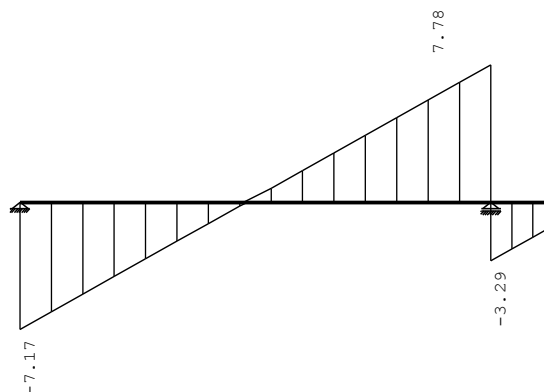
Sollecitazioni:

Obt. 9: [Ovo] 4-6

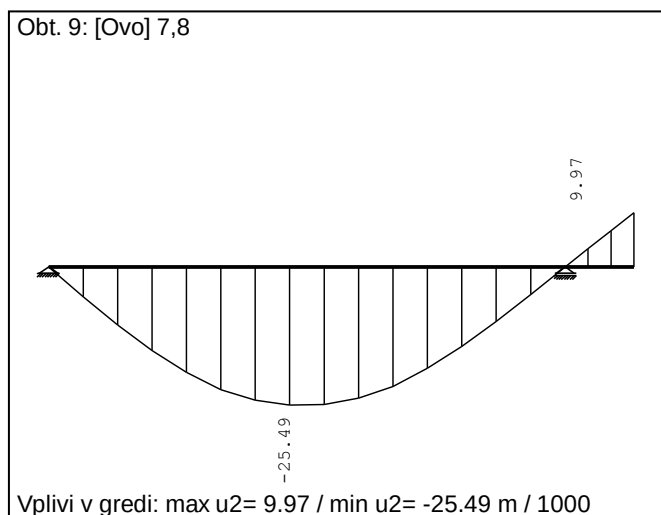


Vplivi v gredi: max M3= 12.89 / min M3= -2.30 kNm

Obt. 9: [Ovo] 4-6



Vplivi v gredi: max T2= 7.78 / min T2= -7.17 kN



Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: $b/h = 10/28$ cm; C 24; $e = 62,5$ cm

$$A = 280 \text{ cm}^2; A_s = 186,7 \text{ cm}^2; W = 1306,7 \text{ cm}^3; I = 18293,3 \text{ cm}^4$$

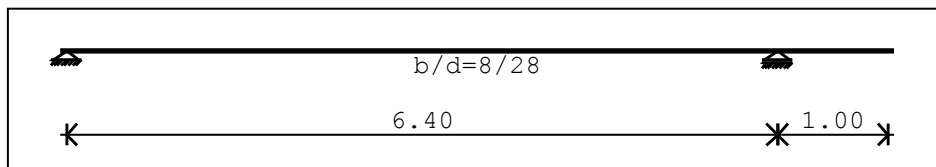
$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = 0,987 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1,280 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{Q}{A_s} = 0,042 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0,133 \text{ kN/cm}^2$$

$$w_{inst} = 2,5 \text{ cm} \approx w_{dop} = \frac{l}{300} = 2,5 \text{ cm}$$

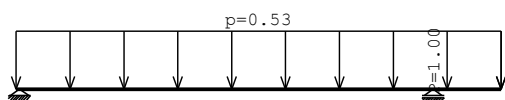
PADIGLIONE 2, 3, 4

POS. 205, 305, 405 – Travi del tetto

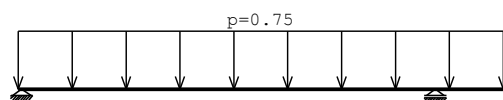


Carichi:

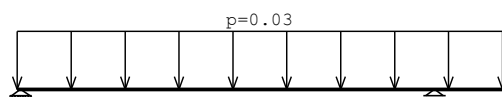
Obt. 1: Peso permanente (g)



Obt. 2: Neve



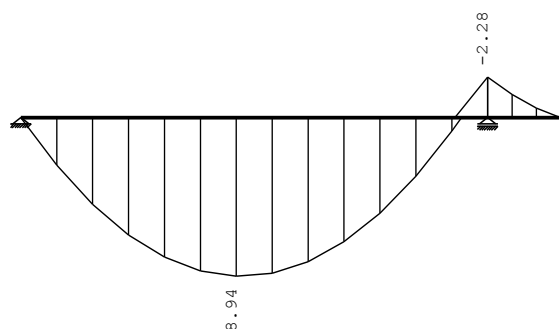
Obt. 3: Vento



1	Peso permanente (g)
2	Neve
3	Vento
4	Komb.: SLU_1 (1.3xI+1.5xII+0.9xIII)
5	Komb.: SLU_2 (1.3xI+0.75xII+1.5xIII)
6	Komb.: SLU_3 (1.3xI+1.5xII)
7	Komb.: SLE_inst_1 (I+II+0.6xIII)
8	Komb.: SLE_inst_2 (I+0.5xII+III)

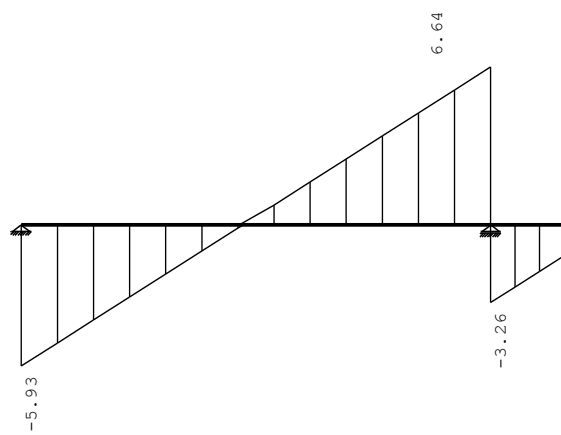
Sollecitazioni:

Obt. 9: [Ovo] 4-6

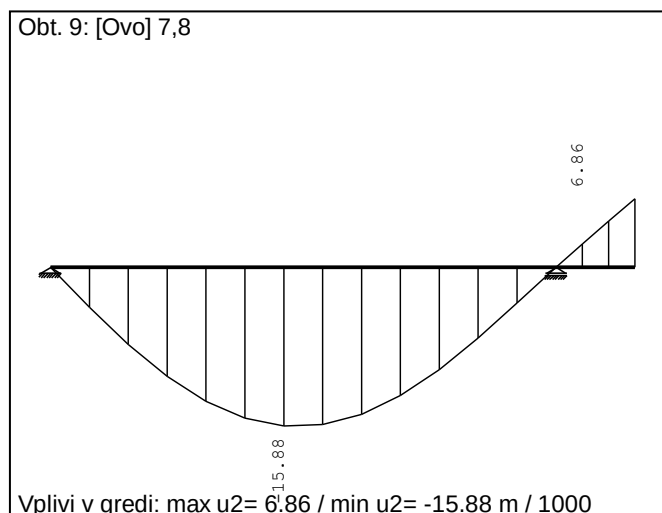


Vplivi v gredi: max M3= 8.94 / min M3= -2.28 kNm

Obt. 9: [Ovo] 4-6



Vplivi v gredi: max T2= 6.64 / min T2= -5.93 kN



Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: $b/h = 8/28$ cm; C 24; $e = 62,5$ cm

$$A = 224 \text{ cm}^2; A_s = 149,3 \text{ cm}^2; W = 1045,3 \text{ cm}^3; I = 14634,7 \text{ cm}^4$$

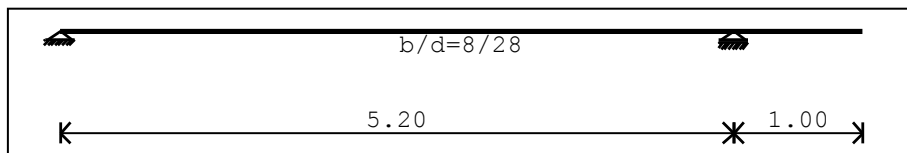
$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = 0,855 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1,280 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{Q}{A_s} = 0,045 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0,133 \text{ kN/cm}^2$$

$$w_{inst} = 1,6 \text{ cm} < w_{dop} = \frac{l}{300} = 2,1 \text{ cm}$$

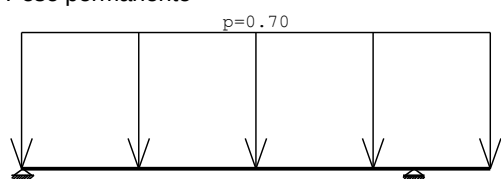
PADIGLIONE 5

POS. 504 – Travi del tetto

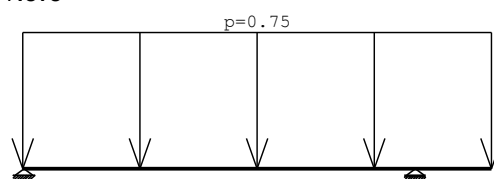


Carichi:

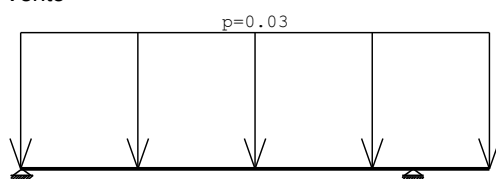
Obt. 1: Peso permanente



Obt. 2: Neve



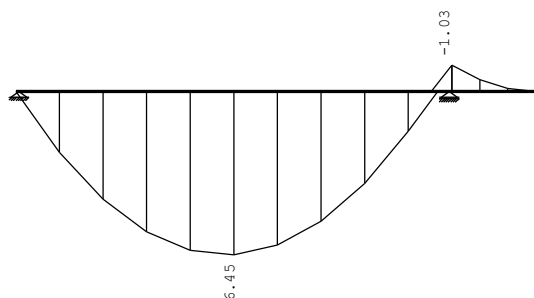
Obt. 3: Vento



1	Peso permanente
2	Neve
3	Vento
4	Komb.: SLU_1 (1.3xI+1.5xII+0.9xIII)
5	Komb.: SLU_2 (1.3xI+0.75xII+1.5xIII)
6	Komb.: SLU_3 (1.3xI+1.5xII)
7	Komb.: SLE_inst_1 (I+II+0.6xIII)
8	Komb.: SLE_inst_2 (I+II)

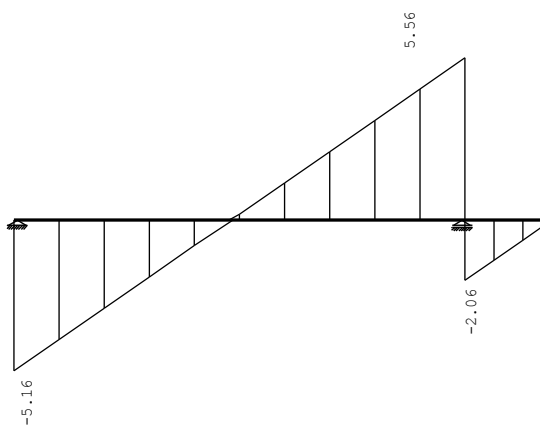
Sollecitazioni:

Obt. 9: [Ovo] 4-6

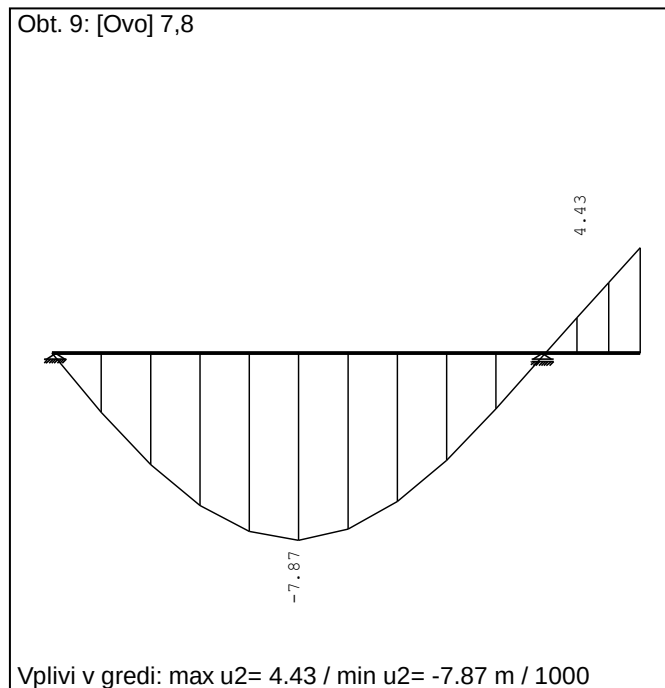


Vplivi v gredi: max M3= 6.45 / min M3= -1.03 kNm

Obt. 9: [Ovo] 4-6



Vplivi v gredi: max T2= 5.56 / min T2= -5.16 kN



Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: b/h = 8/28 cm; C 24; e = 62,5 cm

$$A = 224 \text{ cm}^2; A_s = 149,3 \text{ cm}^2; W = 1045,3 \text{ cm}^3; I = 14634,7 \text{ cm}^4$$

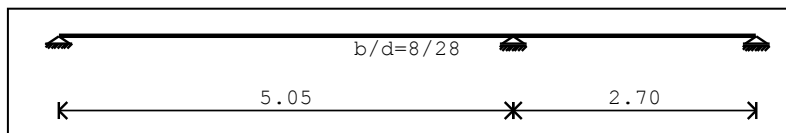
$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = 0,617 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1,280 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{Q}{A_s} = 0,037 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0,133 \text{ kN/cm}^2$$

$$w_{inst} = 0,8 \text{ cm} < w_{dop} = \frac{l}{300} = 1,7 \text{ cm}$$

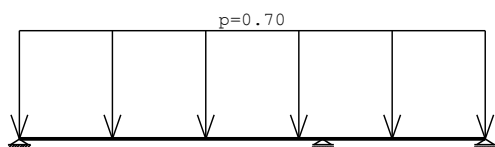
PADIGLIONE 5

POS. 507 – Travi del tetto

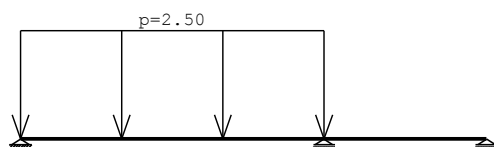


Carichi:

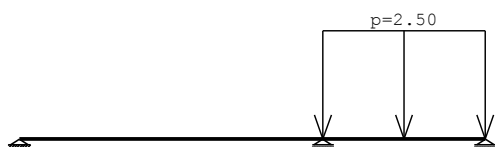
Obt. 1: Peso permanente



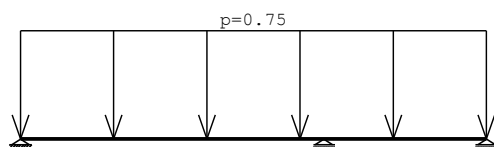
Obt. 2: Carico variabile_1



Obt. 3: Carico variabile_2



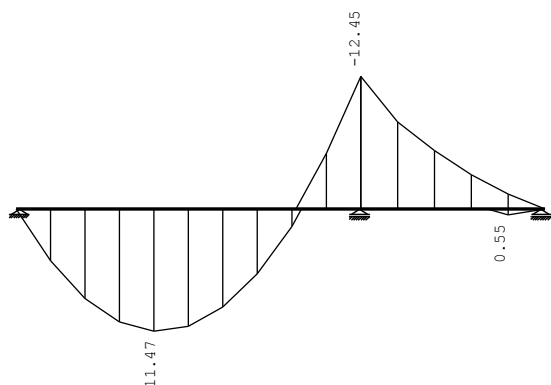
Obt. 4: Neve



1	Peso permanente
2	Carico variabile_1
3	Carico variabile_2
4	Neve
5	Komb.: SLU_1 (1.3xI+1.5xII+1.5xIII+0.75xIV)
6	Komb.: SLU_2 (1.3xI+1.5xII+0.75xIV)
7	Komb.: SLE_inst (I+II+0.5xIV)

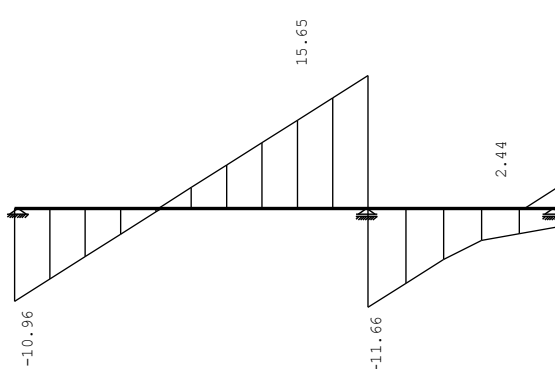
Sollecitazioni:

Obt. 8: [Ovo] 5,6

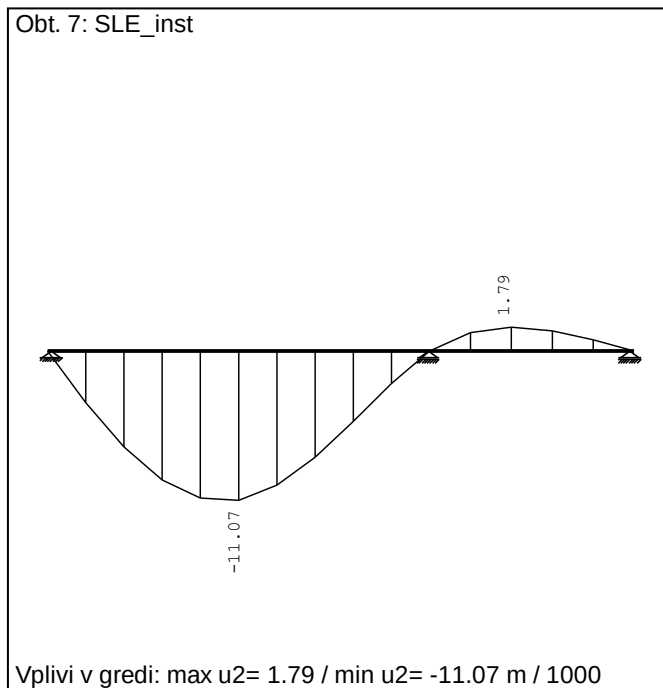


Vplivi v gredi: max $M_3 = 11.47$ / min $M_3 = -12.45$ kNm

Obt. 8: [Ovo] 5,6



Vplivi v gredi: max $T_2 = 15.65$ / min $T_2 = -11.66$ kN



Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: b/h = 8/28 cm; C 24; e = 62,5 cm

$$A = 224 \text{ cm}^2; A_s = 149,3 \text{ cm}^2; W = 1045,3 \text{ cm}^3; I = 14634,7 \text{ cm}^4$$

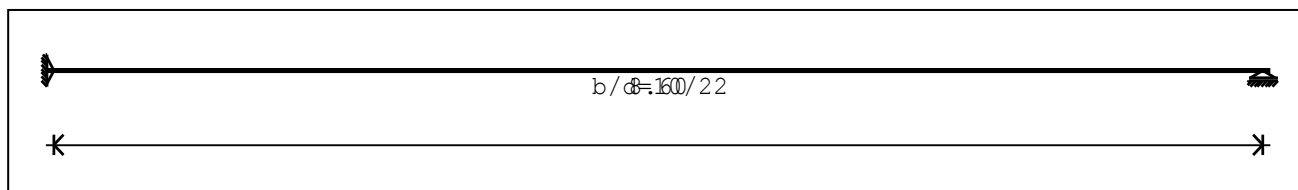
$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = 1,191 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1,280 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{Q}{A_s} = 0,105 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0,133 \text{ kN/cm}^2$$

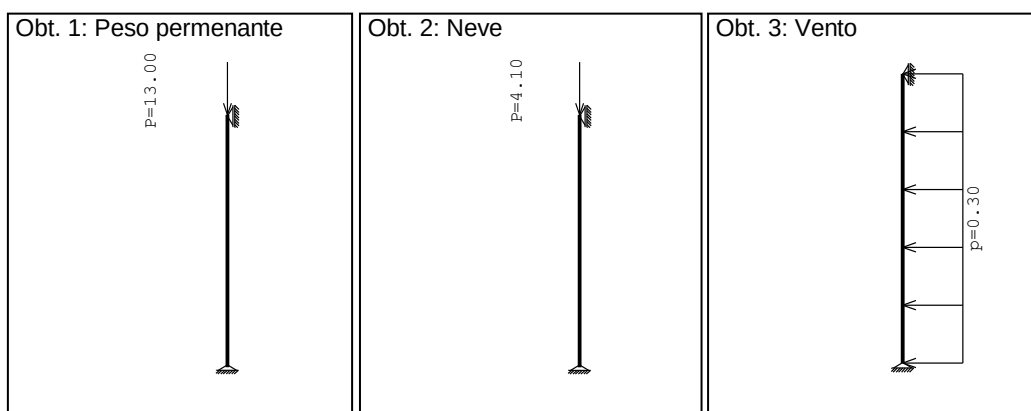
$$w_{inst} = 1,1 \text{ cm} < w_{dop} = \frac{l}{300} = 1,7 \text{ cm}$$

PADIGLIONE 2,3,4,5

POS. 206, 306, 406, 506 – Montanti della parete lungo l'asse 1

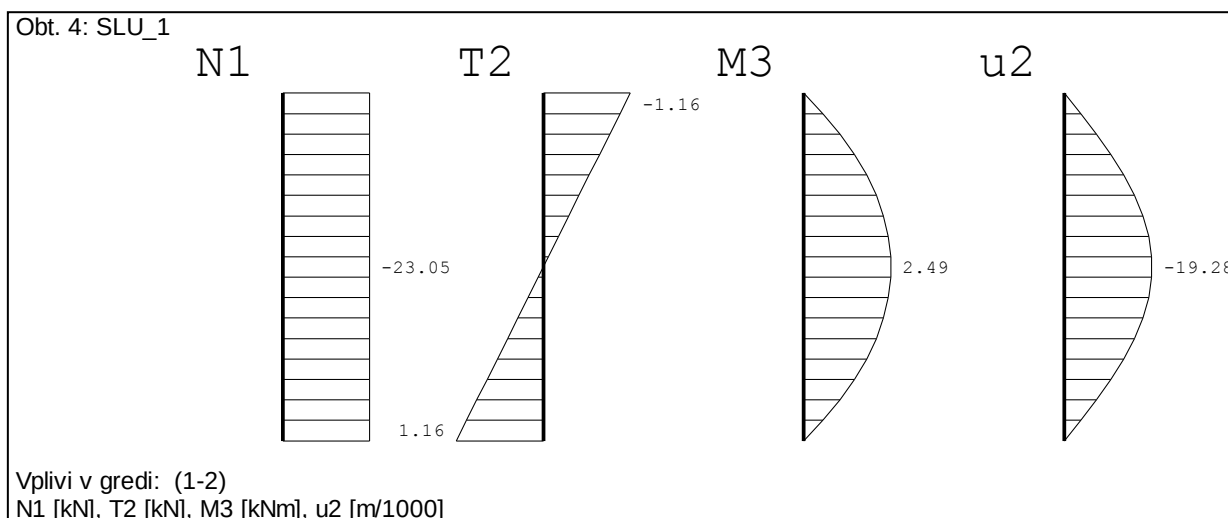


Carichi:

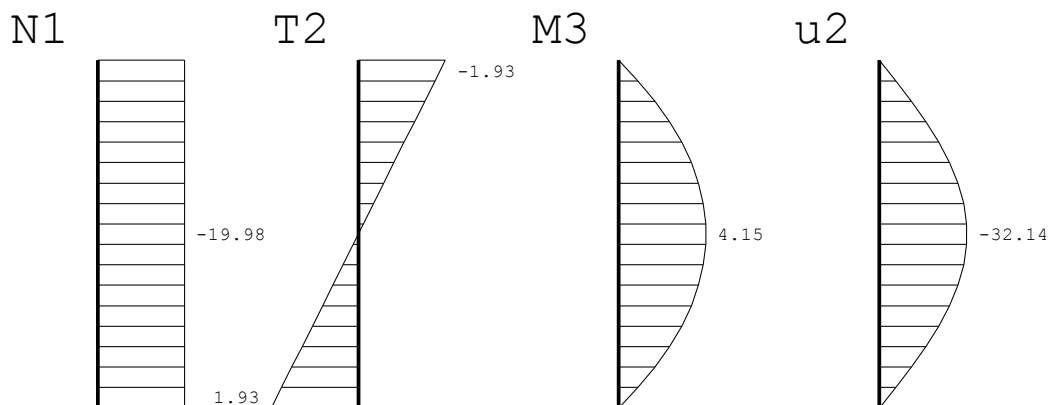


1	Peso permanente
2	Neve
3	Vento
4	Komb.: SLU 1 (1.3xI+1.5xII+0.9xIII)
5	Komb.: SLU 2 (1.3xI+0.75xII+1.5xIII)
6	Komb.: SLE inst 1 (I+II+0.6xIII)
7	Komb.: SLE inst 2 (I+0.5xII+III)

Sollecitazioni:



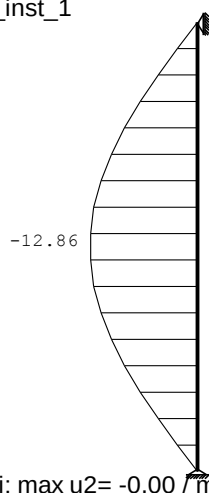
Obt. 5: SLU_2



Vplivi v gredi: (1-2)

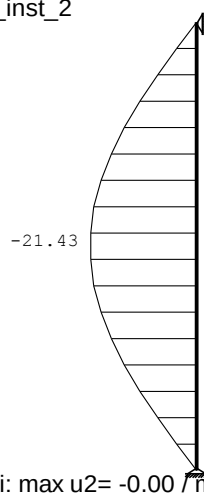
N1 [kN], T2 [kN], M3 [kNm], u2 [m/1000]

Obt. 6: SLE_inst_1



Vplivi v gredi: max u2= -0.00 / min u2= -12.86 m / 1000

Obt. 7: SLE_inst_2



Vplivi v gredi: max u2= -0.00 / min u2= -21.43 m / 1000

Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: b/h = 10/22 cm; C 24; e = 62,5 cm

$$A = 220 \text{ cm}^2; A_s = 146,7 \text{ cm}^2; W = 806,7 \text{ cm}^3; I = 8873,3 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{A}} = 6,35 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_u}{i} = 135,4$$

$$\lambda_{\text{rel}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = 2,30$$

$$k = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{\text{rel}} - 0,3) + \lambda_{\text{rel}}^2) = 3,35$$

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{\text{rel}}^2}} = 0,17$$

Verifica delle tensioni – durata del carico “B”:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{20,0kN}{220cm^2} = 0,091 \frac{kN}{cm^2} < k_c \cdot f_{c,0,d} = 0,17 \cdot 1,260 \frac{kN}{cm^2} = 0,214 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_d}{W} = \frac{415kNcm + 3,2cm \cdot 20,0kN}{806,7cm^3} = 0,594 \frac{kN}{cm^2} < f_{m,d} = 1,440 \frac{kN}{cm^2}$$

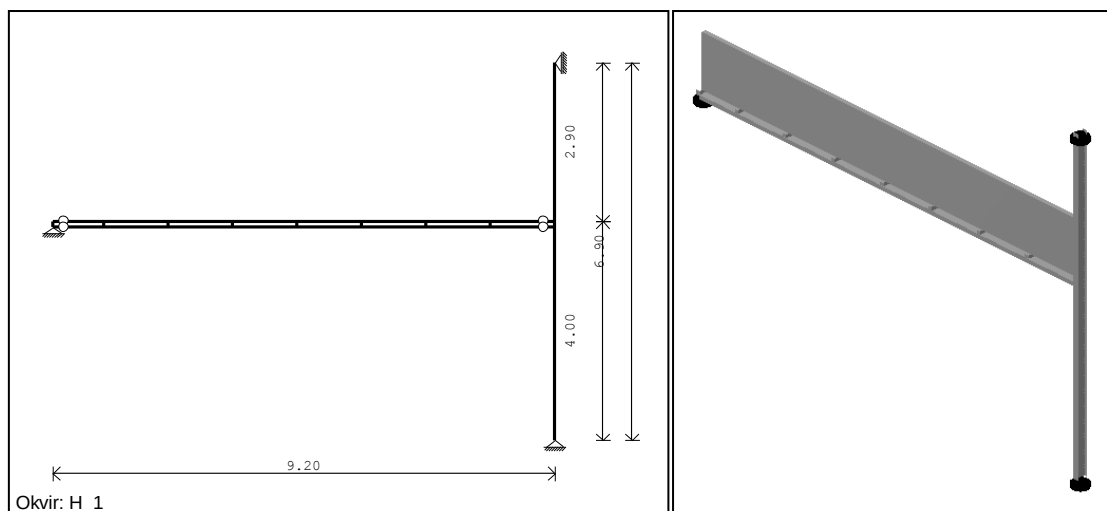
$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} = \frac{0,091 \frac{kN}{cm^2}}{0,15 \cdot 1,260 \frac{kN}{cm^2}} + \frac{0,594 \frac{kN}{cm^2}}{1,440 \frac{kN}{cm^2}} = 0,89 > 1,0 \rightarrow OK$$

Verifica delle deformazioni:

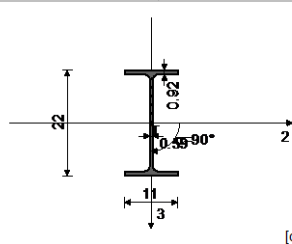
$$w_{inst} = 2,2 \text{ cm} < w_{dop} = \frac{l}{300} = 2,9 \text{ cm}$$

PADIGLIONE 2, 3, 4, 5

POS. 207&208, 307&308, 407&408, 507&508 – Struttura in acciaio intorno alla pendenza sull'asse 1



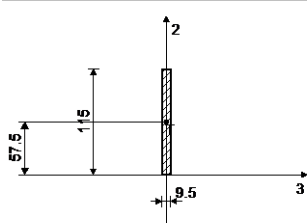
Set: 1 Prerez: IPE 220, Fiktivna ekscentričnost



[cm]

Mat.	A1	A2	A3	I1	I2	I3
1 - Jeklo	3.340e-3	1.749e-3	1.591e-3	9.100e-8	2.770e-5	2.050e-6

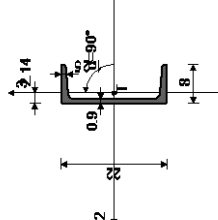
Set: 2 Prerez: b/d=9.5/115, Fiktivna ekscentričnost



[cm]

Mat.	A1	A2	A3	I1	I2	I3
2 - C 24	1.093e-1	9.104e-2	9.104e-2	3.116e-4	8.217e-5	1.204e-2

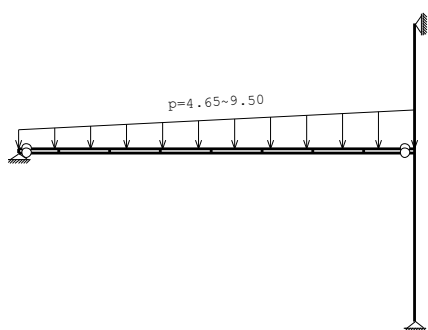
Set: 3 Prerez: [220, Fiktivna ekscentričnost



Mat.	A1	A2	A3	I1	I2	I3
1 - Jeklo	3.740e-3	1.806e-3	1.934e-3	1.600e-7	2.690e-5	1.970e-6

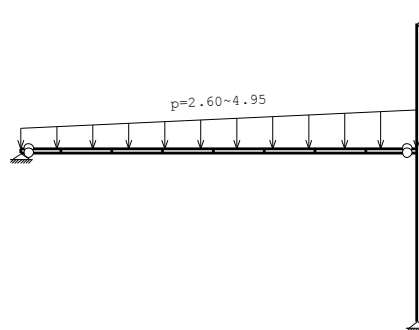
Carichi:

Obt. 1: Peso permanente (g)



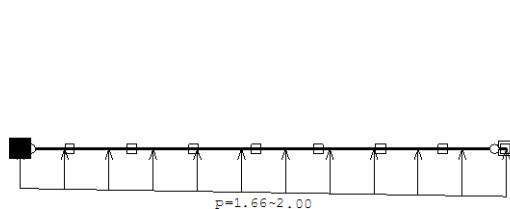
Okvir: H_1

Obt. 2: Neve



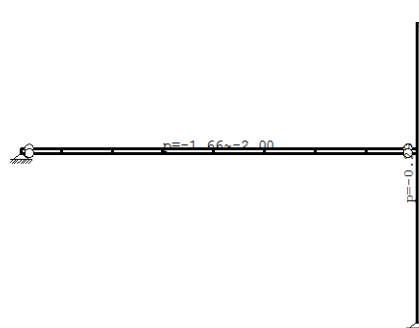
Okvir: H_1

Obt. 3: Vento



Nivo: [3.90 m]

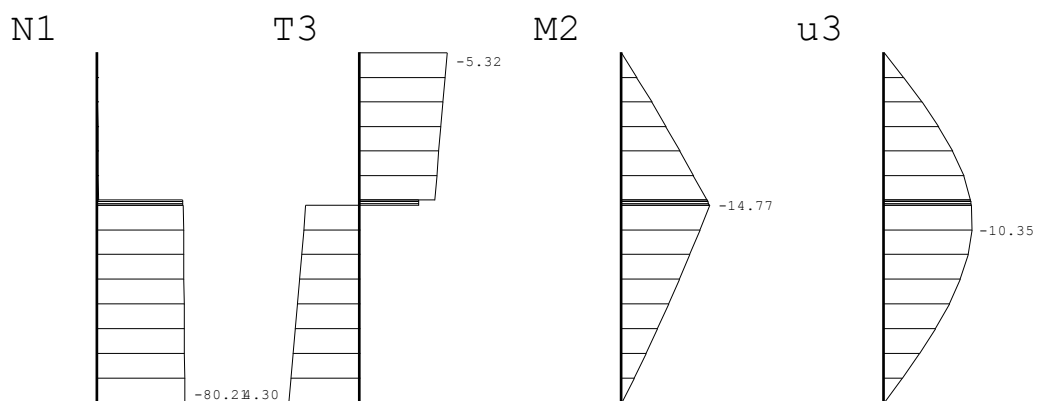
Obt. 3: Vento



Okvir: H_1

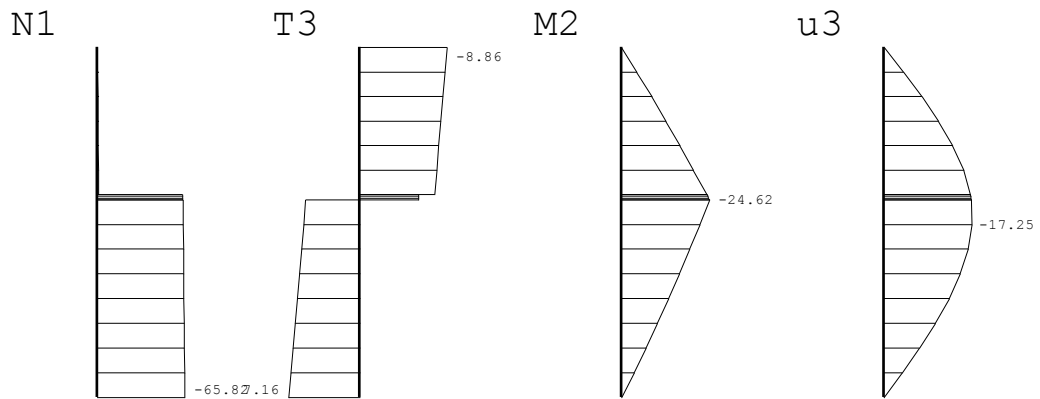
Sollecitazioni – POS 207, 307, 407, 507; pilastro IPE 220:

Obt. 4: SLU_1



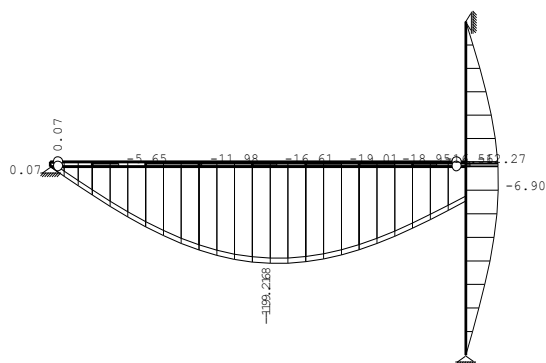
Vplivi v gredi: (11-20)
N1 [kN], T3 [kN], M2 [kNm], u3 [m/1000]

Obt. 5: SLU_2



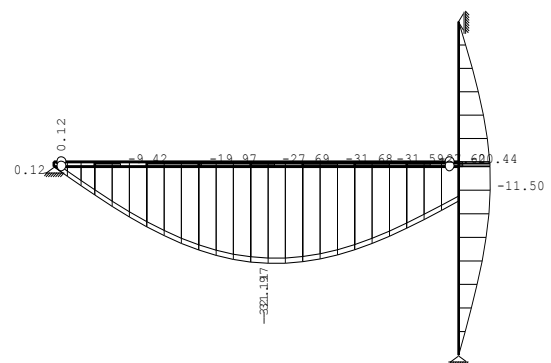
Vplivi v gredi: (11-20)
N1 [kN], T3 [kN], M2 [kNm], u3 [m/1000]

Obt. 6: SLE_inst_1



Okvir: H_1
Vplivi v gredi: max u3= 0.07 / min u3= -19.26 m / 1000

Obt. 7: SLE_inst_2



Okvir: H_1
Vplivi v gredi: max u3= 0.12 / min u3= -32.11 m / 1000

Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: IPE 220; S 235

$$A = 33,4 \text{ cm}^2; W_y = 252 \text{ cm}^3; I_y = 2772 \text{ cm}^4$$

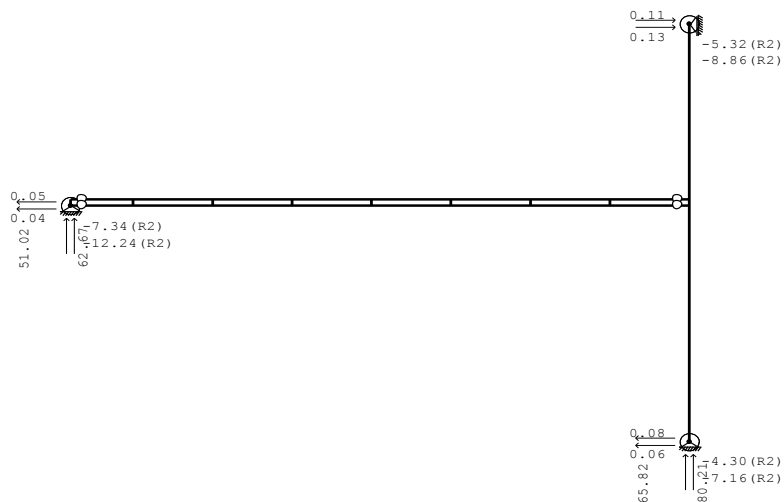
$$\sigma_d = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = 11,8 \text{ kN/cm}^2 < f_{y,d} = 22,4 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \eta \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_{y,d}}{\sqrt{3}} = 153,7 \text{ kN} \\ A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 205,6 \text{ kN} \end{array} \right\} = 153,7 \text{ kN} > 2 \cdot T_2 \rightarrow OK$$

$$w_{inst} = 1,2 \text{ cm} < w_{dop} = \frac{l}{300} = 2,3 \text{ cm}$$

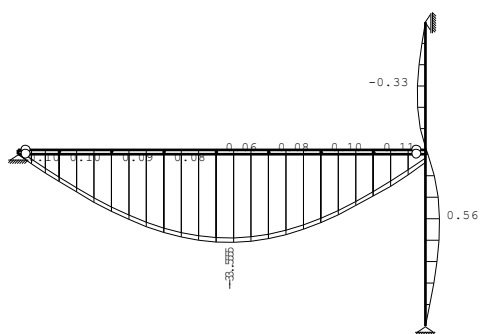
Sollecitazioni – POS 208, 308, 408, 508; Trave CLT L3s (h = 115 cm) + U 220:

Obt. 9: [Ovo] 4,5



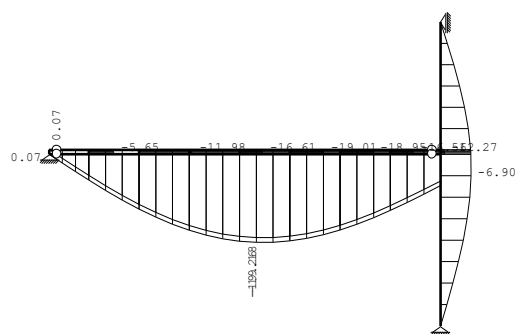
Okvir: H_1
Reakcije podpor (Min/Max)

Obt. 6: SLE_inst_1



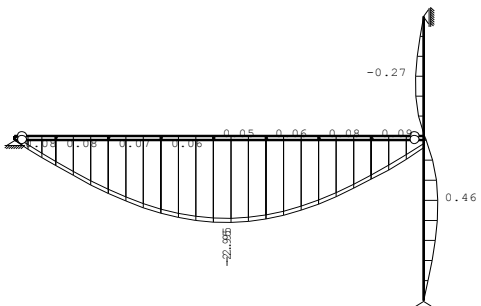
Okvir: H_1
Vplivi v gredi: max u2= 0.56 / min u2= -3.55 m / 1000

Obt. 6: SLE_inst_1



Okvir: H_1
Vplivi v gredi: max u3= 0.07 / min u3= -19.26 m / 1000

Obt. 7: SLE_inst_2



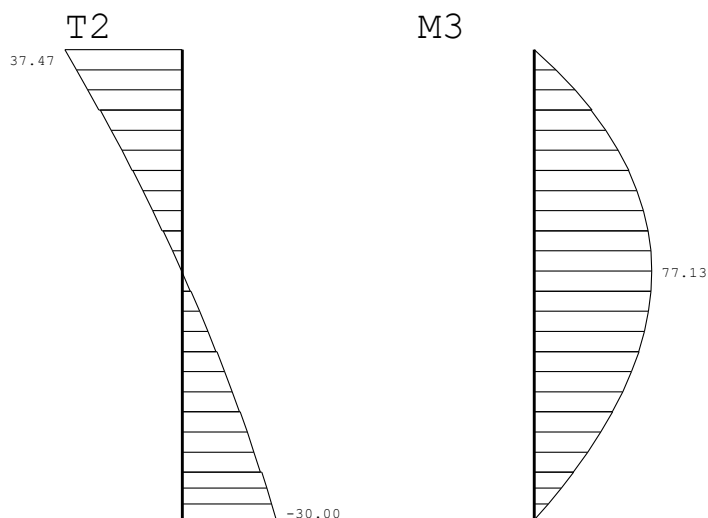
Okvir: H_1
Vplivi v gredi: max u2= 0.46 / min u2= -2.95 m / 1000

Obt. 7: SLE_inst_2



Okvir: H_1
Vplivi v gredi: max u3= 0.12 / min u3= -32.11 m / 1000

Obt. 8: SLU_fuoco



Vplivi v gredi: (2-19)
T2 [kN], M3 [kNm]

Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: CLT L3s 100 mm (h = 115 cm) + U 220; S235

CLT L5s 100 mm: $A = 690 \text{ cm}^2$; $A_{s,\text{full}} = 766,7 \text{ cm}^2$; $W_y = 13225 \text{ cm}^3$; $I_y = 760437 \text{ cm}^4$
U 220: $A = 37,4 \text{ cm}^2$; $W_y = 245 \text{ cm}^3$; $I_y = 2691 \text{ cm}^4$

Verifica delle tensioni – CLT L5s 100 mm:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = 1,205 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1,440 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{Q}{A_s} = 0,101 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0,150 \text{ kN/cm}^2$$

$$w_{\text{inst}} = 0,4 \text{ cm} < w_{\text{dop}} = \frac{l}{150} = 3,1 \text{ cm}$$

Combinazione di carico eccezionale: Incendio

30 min zaštite nudi obložna Fermacell plošča, preostek 30 min zagotavlja CLT stena
Velocità di carbonizzazione del legno: 0,7 mm/min; R 30 → 30 min * 0,7 mm/min = 2,1 cm;
 $k_{fi} = 1,15$

Verifica delle tensioni:

Sezione netta:	CLT L3s 100 mm – 2,1 cm; $b_{ef}/h_{ef} = 3,9/112,9$ cm
-----------------------	---

$$A = 440,3 \text{ cm}^2; A_s = 293,5 \text{ cm}^2; W = 8285,2 \text{ cm}^3; I = 467697,7 \text{ cm}^4$$

Verifica delle tensioni:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = 0,931 \text{ kN/cm}^2 < k_{fi} * f_{m,k} = 1,15 * 2,400 \text{ kN/cm}^2 = 2,760 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{d,R} = \frac{Q}{A_s} = 0,128 \text{ kN/cm}^2 < k_{fi} * f_{v,k} = 1,15 * 0,125 \text{ kN/cm}^2 = 0,144 \text{ kN/cm}^2$$

Verifica delle tensioni – U 220:

$$\sigma_d = \frac{M}{W} = 10,2 \text{ kN/cm}^2 < f_{y,d} = 22,4 \text{ kN/cm}^2$$

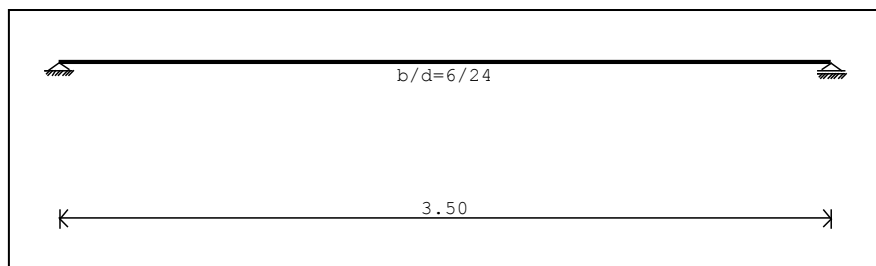
$$V_{pl,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \eta \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_{y,d}}{\sqrt{3}} = 226,8 \text{ kN} \\ A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 279,7 \text{ kN} \end{array} \right\} = 226,8 \text{ kN} > 2 \cdot T_2 \rightarrow OK$$

Verifica della deformabilità:

$$w_{\max,1} = \sqrt{u_2^2 + u_2^2} = 2,0 \text{ cm} < \frac{l}{300} = 3,2 \text{ cm} \rightarrow OK$$

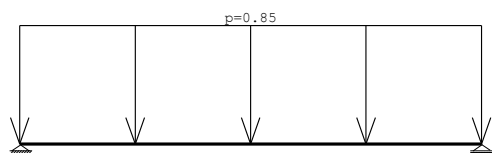
$$w_{\max,2} = \sqrt{u_2^2 + u_2^2} = 3,2 \text{ cm} \approx \frac{l}{300} = 3,2 \text{ cm} \rightarrow OK$$

POS. 509 – Travi del solaio

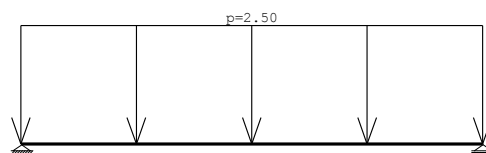


Carichi:

Obt. 1: Peso permanente (g)



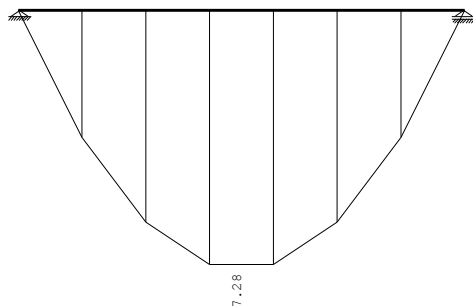
Obt. 2: Carico variabile



1	Peso permanente (g)
2	Carico variabile
3	Komb.: SLU ($1.3 \times I + 1.5 \times II$)
4	Komb.: SLE_inst ($I+II$)

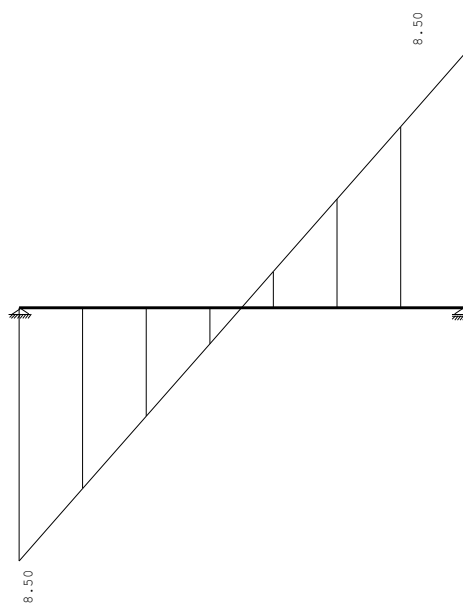
Sollecitazioni:

Obt. 3: SLU

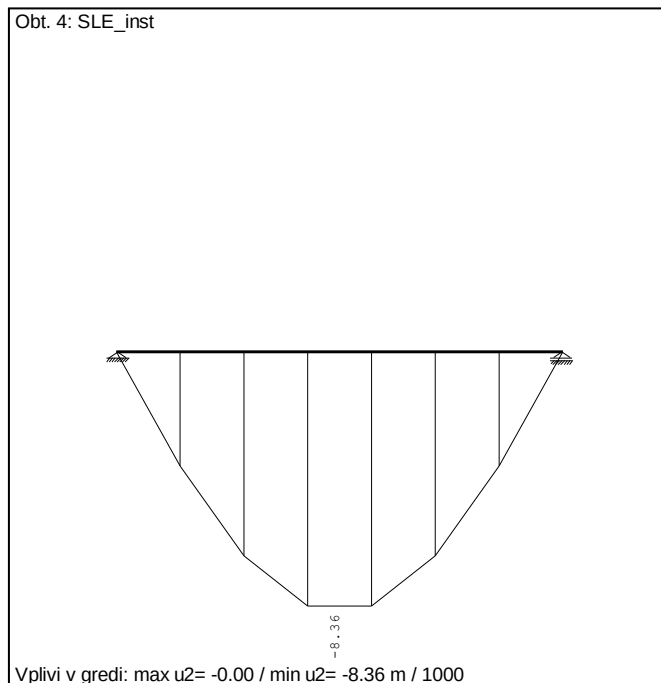


Vplivi v gredi: max $M_3 = 7.28$ / min $M_3 = -0.00$ kNm

Obt. 3: SLU



Vplivi v gredi: max $T_2 = 8.50$ / min $T_2 = -8.50$ kN



Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: $b/h = 6/24$ cm; C 24; $e = 62,5$ cm

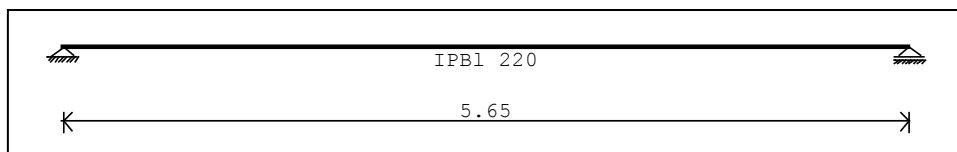
$$A = 144 \text{ cm}^2; A_s = 96 \text{ cm}^2; W = 576 \text{ cm}^3; I = 6912 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = 1,264 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1,280 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{Q}{A_s} = 0,089 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0,133 \text{ kN/cm}^2$$

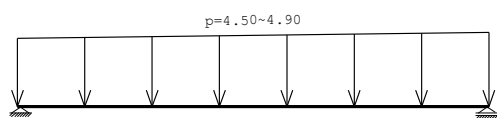
$$w_{inst} = 0,9 \text{ cm} < w_{dop} = \frac{l}{300} = 1,1 \text{ cm}$$

POS. 510 – Trave del solaio

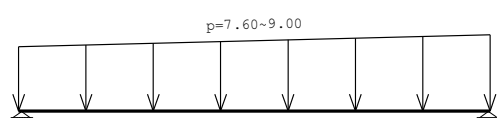


Carichi:

Obt. 1: Peso permanente (g)



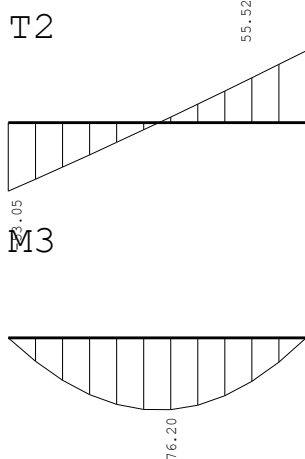
Obt. 2: Carico variabile



1	Peso permanente (g)
2	Carico variabile
3	Komb.: SLU (1.3xI+1.5xII)
4	Komb.: SLE (I+II)

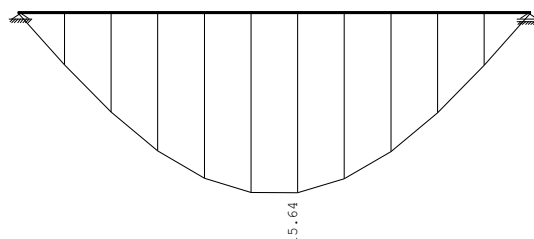
Sollecitazioni:

Obt. 3: SLU



Vplivi v gredi: (1-2)
T2 [kN], M3 [kNm]

Obt. 4: SLE



Vplivi v gredi: max u2 = -0.00 / min u2 = -15.64 m / 1000

Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: HEA 220; S 235

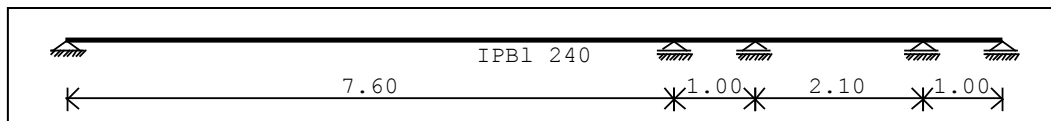
$$A = 64,3 \text{ cm}^2; W = 515 \text{ cm}^3; I = 5410 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_d = \frac{M}{W} = 14,8 \text{ kN/cm}^2 < f_{y,d} = 22,4 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \eta \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_{y,d}}{\sqrt{3}} = 170,2 \text{ kN} \\ A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 266,8 \text{ kN} \end{array} \right\} = 170,2 \text{ kN} > 2 \cdot T2 \rightarrow OK$$

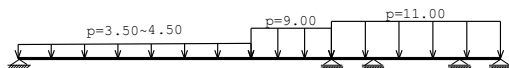
$$w = 1,6 \text{ cm} < \frac{l}{300} = 1,9 \text{ cm} \rightarrow OK$$

POS. 511 – Trave del solaio

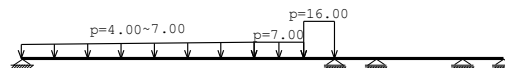


Carichi:

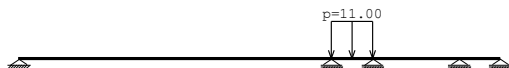
Obt. 1: Peso permanente (g)



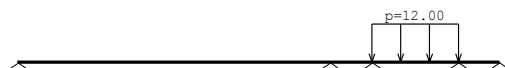
Obt. 2: Carico variabile_1



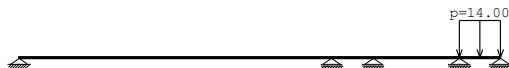
Obt. 3: Carico variabile_2



Obt. 4: Carico variabile_3



Obt. 5: Carico variabile_4



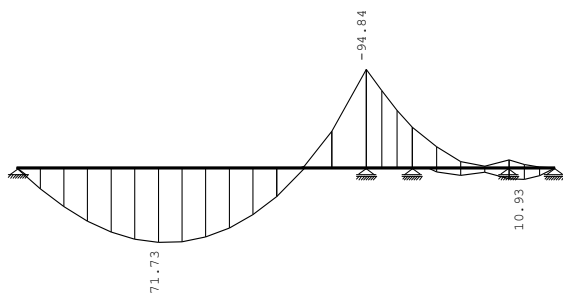
Obt. 6: Neve



1	Peso permanente (g)
2	Carico variabile_1
3	Carico variabile_2
4	Carico variabile_3
5	Carico variabile_4
6	Neve
7	Komb.: SLU_1 (1.3xI+1.5xII+1.5xIV)
8	Komb.: SLU_2 (1.3xI+1.5xII+1.5xIII+1.5xV)
9	Komb.: SLU_3 (1.3xI+1.05xV+1.5xVI)
10	Komb.: SLU_4 (1.3xI+1.5xII+1.5xIII+1.5xV)
11	Komb.: SLE_1 (I+II+IV)
12	Komb.: SLE_2 (I+II+IV+0.5xVI)

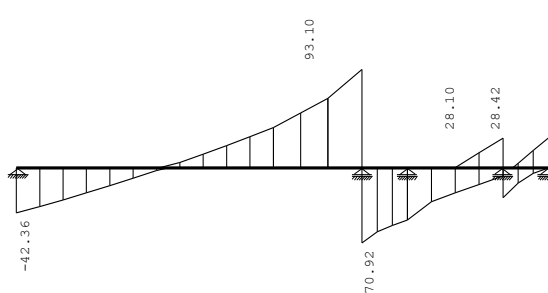
Sollecitazioni:

Obt. 13: [Ovo] 7-10



Vplivi v gredi: max M3= 71.73 / min M3= -94.84 kNm

Obt. 13: [Ovo] 7-10



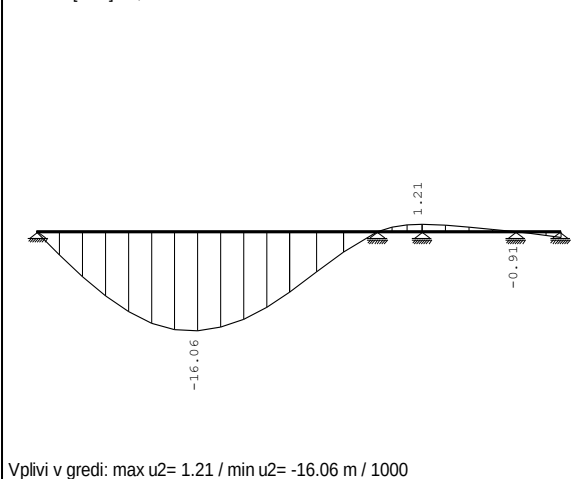
Vplivi v gredi: max T2= 93.10 / min T2= -70.92 kN

Obt. 13: [Ovo] 7-10



Reakcije podpor (Min/Max)

Obt. 13: [Ovo] 11,12



Vplivi v gredi: max u2= 1.21 / min u2= -16.06 m / 1000

Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: HEA 240; S 235

$$A = 76,8 \text{ cm}^2; W = 675 \text{ cm}^3; I = 7763 \text{ cm}^4$$

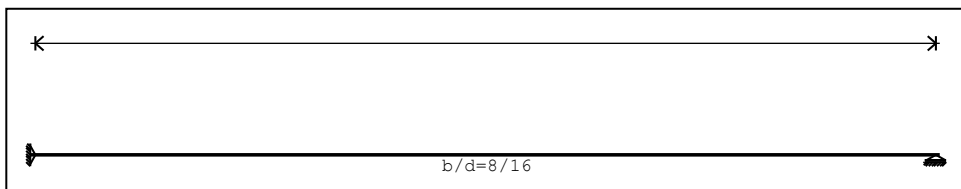
$$\sigma_d = \frac{M}{W} = 14,1 \text{ kN/cm}^2 < f_{y,d} = 22,4 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \eta \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_{y,d}}{\sqrt{3}} = 199,8 \text{ kN} \\ A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 341,1 \text{ kN} \end{array} \right\} = 199,8 \text{ kN} > 2 \cdot T_2 \rightarrow OK$$

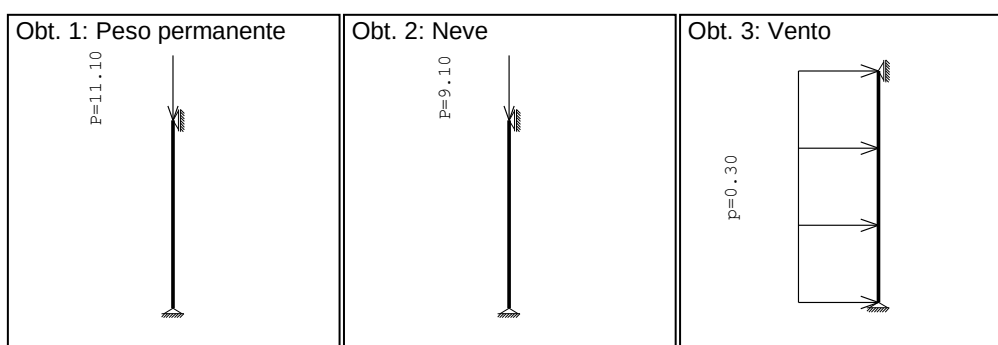
$$w = 1,6 \text{ cm} < \frac{l}{300} = 2,5 \text{ cm} \rightarrow OK$$

PADIGLIONE 2,3,4,5

POS. 212, 312, 412, 512 – Montanti delle pareti lungo gli assi 3, 4, 5, 6

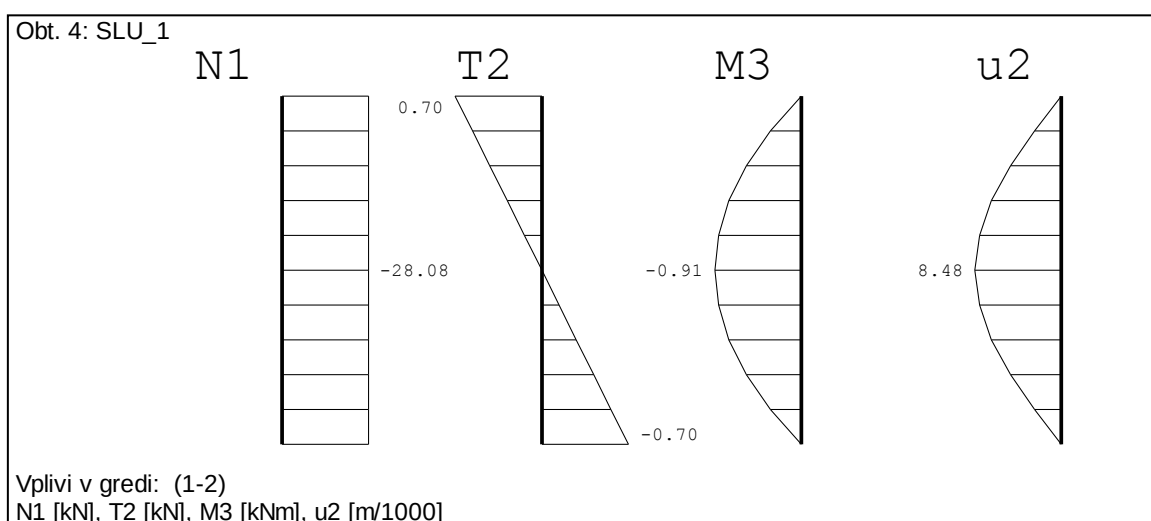


Carichi:

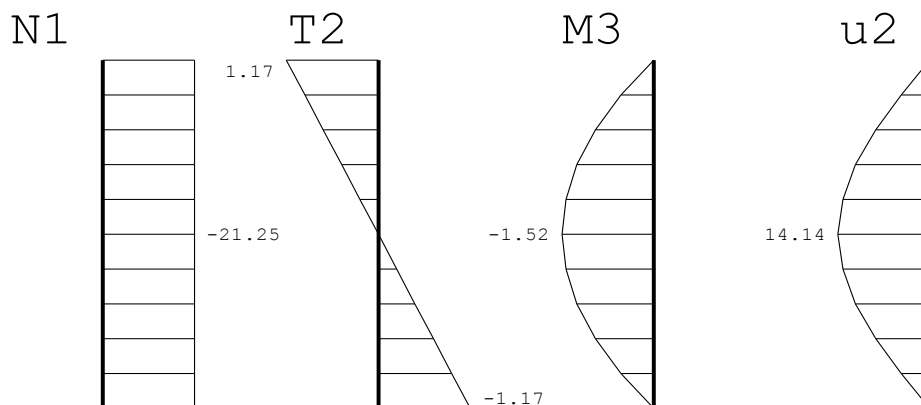


1	Peso permanente
2	Neve
3	Vento
4	Komb.: SLU_1 (1.3xI+1.5xII+0.9xIII)
5	Komb.: SLU_2 (1.3xI+0.75xII+1.5xIII)
6	Komb.: SLE_inst_1 (I+II+0.6xIII)
7	Komb.: SLE_inst_2 (I+0.5xII+III)

Sollecitazioni:



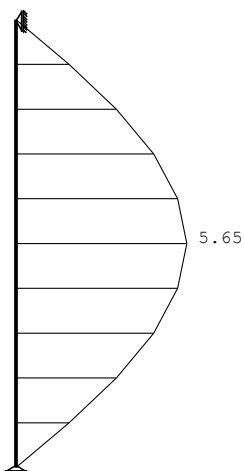
Obt. 5: SLU_2



Vplivi v gredi: (1-2)

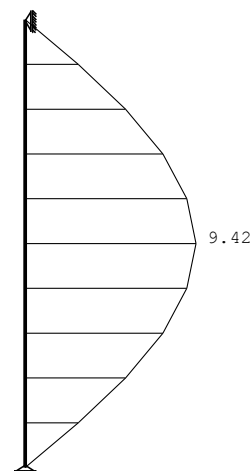
N1 [kN], T2 [kN], M3 [kNm], u2 [m/1000]

Obt. 6: SLE_inst_1



Vplivi v gredi: max u2= 5.65 / min u2= 0.00 m / 1000

Obt. 7: SLE_inst_2



Vplivi v gredi: max u2= 9.42 / min u2= 0.00 m / 1000

Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: b/h = 8/16 cm; C 24; e = 62,5 cm

$$A = 128 \text{ cm}^2; A_s = 85,3 \text{ cm}^2; W = 341,3 \text{ cm}^3; I = 2730,7 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{A}} = 4,62 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_u}{i} = 112,6$$

$$\lambda_{\text{rel}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = 1,91$$

$$k = 0,5(1 + \beta_c (\lambda_{\text{rel}} - 0,3) + \lambda_{\text{rel}}^2) = 2,49$$

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{\text{rel}}^2}} = 0,24$$

Verifica delle tensioni – durata del carico “B”:

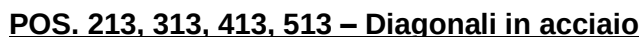
$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{21,3kN}{128cm^2} = 0,166 \frac{kN}{cm^2} < k_c \cdot f_{c,0,d} = 0,24 \cdot 1,260 \frac{kN}{cm^2} = 0,302 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_d}{W} = \frac{152kNcm + 1,4cm \cdot 21,3kN}{341,3cm^3} = 0,533 \frac{kN}{cm^2} < f_{m,d} = 1,440 \frac{kN}{cm^2}$$

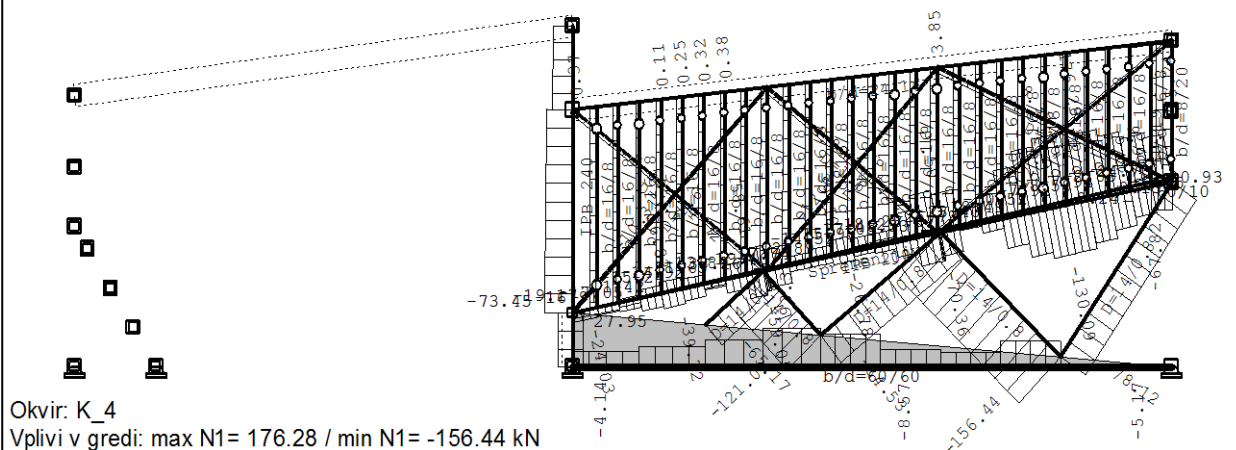
$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} = \frac{0,166 \frac{kN}{cm^2}}{0,24 \cdot 1,260 \frac{kN}{cm^2}} + \frac{0,533 \frac{kN}{cm^2}}{1,440 \frac{kN}{cm^2}} = 0,92 > 1,0 \rightarrow OK$$

Verifica della deformabilità:

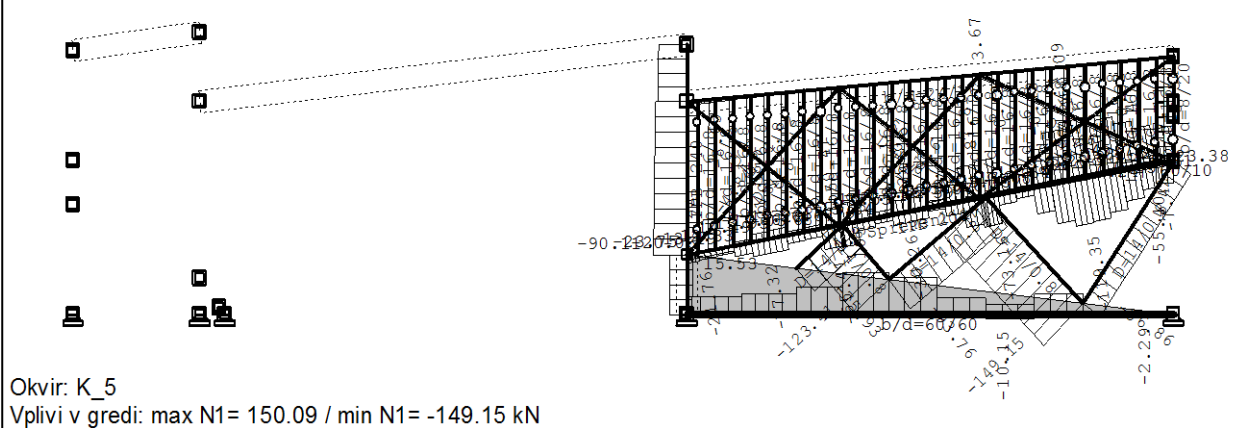
$$w_{inst} = 1,0 \text{ cm} < w_{dop} = \frac{l}{300} = 1,7 \text{ cm}$$



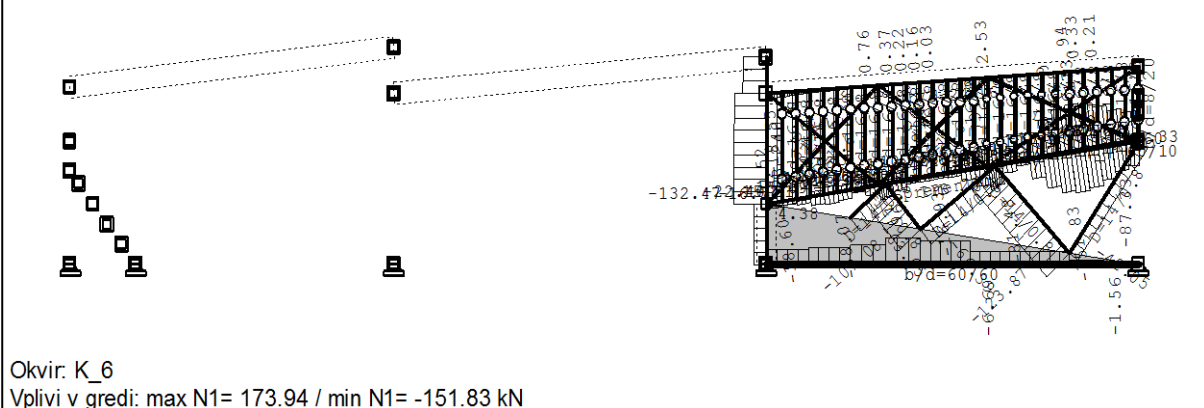
Obt. 26: [Envelope_SLU] 9-15



Obt. 26: [Envelope_SLU] 9-15



Obt. 26: [Envelope_SLU] 9-15



Lunghezza di inflessione massima: $L_{u,max} = 580 \text{ cm}$

La sezione scelta: $\phi 139,7/7,1 \text{ mm}$; S 235

$$A = 29,6 \text{ cm}^2; I_{y,z} = 652 \text{ cm}^3$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{A}} = 4,69 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_u}{i} = 123,58$$

$$\lambda' = 1,32 \rightarrow \chi(a) = 0,46$$

Verifica della stabilità:
$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,46 \cdot 29,6 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,1} = 290,9 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Resistenza a trazione delle diagonali:

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{29,6 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,05} = 662,5 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Nota:

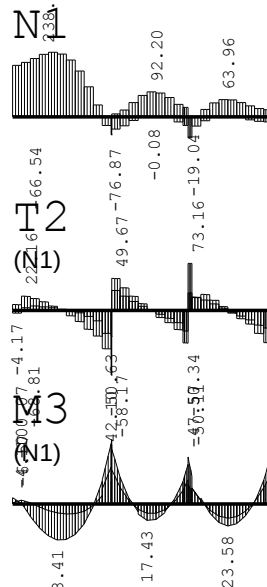
- La resistenza al fuoco della struttura in acciaio deve essere garantita da un'idonea verniciatura intumescente.

PADIGLIONE 2,3,4,5

POS. 214, 314, 414, 514 – Trave in acciaio per la trasmissione dei carichi verticali

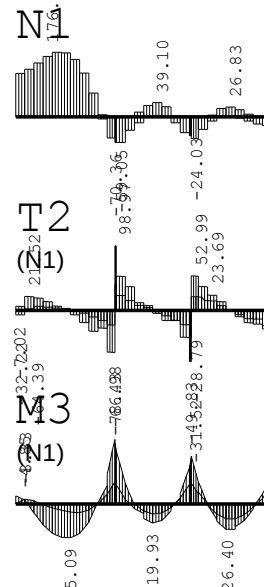
Sollecitazioni:

Obt. 26: [Envelope_St U] 9-15



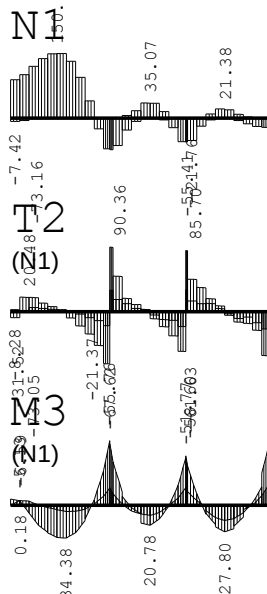
Vplivi v gredi: (219740-59568)
N1 [kN], T2 [kN], M3 [kNm]

Obt. 26: [Envelope_St U] 9-15



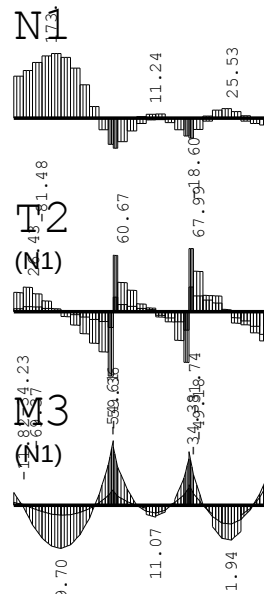
Vplivi v gredi: (220064-219778)
N1 [kN], T2 [kN], M3 [kNm]

Obt. 26: [Envelope_St U] 9-15



Vplivi v gredi: (220535-220099)
N1 [kN], T2 [kN], M3 [kNm]

Obt. 26: [Envelope_St U] 9-15



Vplivi v gredi: (259744-221662)
N1 [kN], T2 [kN], M3 [kNm]

Controllo delle tensioni:

La sezione scelta: HEB 200; S 235

$$A = 78,1 \text{ cm}^2; W = 570 \text{ cm}^3; I = 5700 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_d = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = 18,6 \text{ kN/cm}^2 < f_{y,d} = 22,4 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \eta \cdot h_w \cdot t_w \frac{f_{y,d}}{\sqrt{3}} = 232,6 \text{ kN} \\ A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 321,1 \text{ kN} \end{array} \right\} = 232,6 \text{ kN} > 2 \cdot T_2 \rightarrow OK$$

Nota:

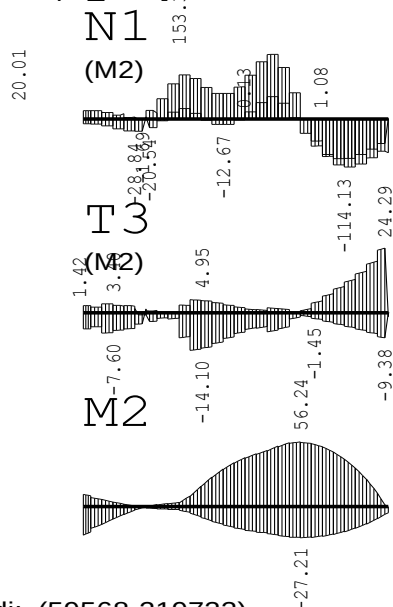
- La resistenza al fuoco della struttura in acciaio deve essere garantita da un'adeguato spessore del rivestimento.

PADIGLIONE 2,3,4,5

POS. 215, 315, 415, 515 – Trave in acciaio per la trasmissione dei carichi orizzontali

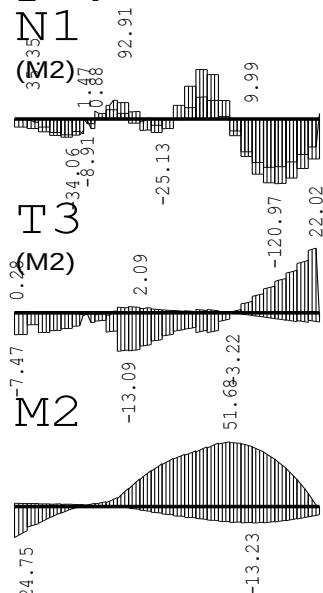
Sollecitazioni:

Obt. 26: [Envelope_SLU] 9-15



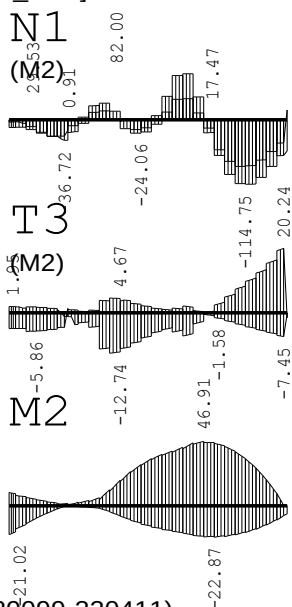
Vplivi v gredi: (59568-219733)
N1 [kN], T3 [kN], M2 [kNm]

Obt. 26: [Envelope_SLU] 9-15



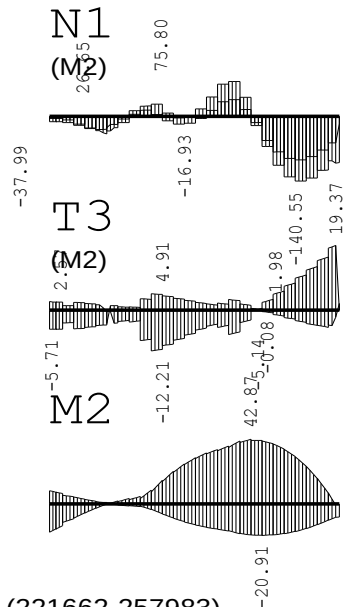
Vplivi v gredi: (219778-220053)
N1 [kN], T3 [kN], M2 [kNm]

Obt. 26: [Envelope_SLU] 9-15



Vplivi v gredi: (220099-220411)
N1 [kN], T3 [kN], M2 [kNm]

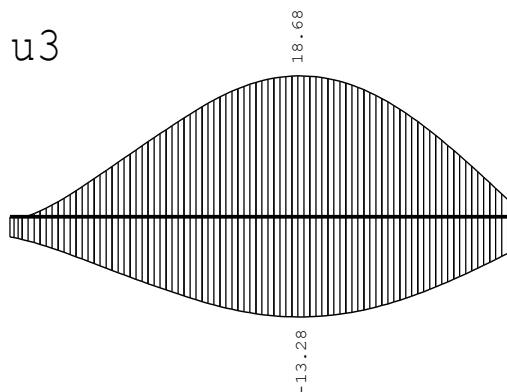
Obt. 26: [Envelope_SLU] 9-15



Vplivi v gredi: (221662-257983)
N1 [kN], T3 [kN], M2 [kNm]

Obt. 27: [Envelope_SLE] 16-22

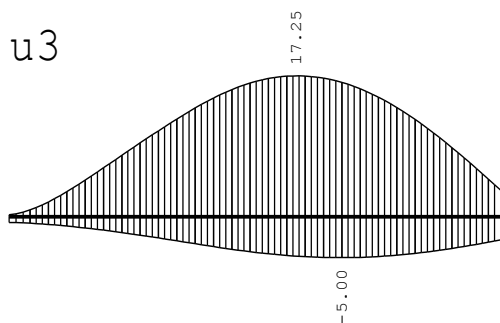
u3



Vplivi v gredi: (59568-219733)
u3 [m/1000]

Obt. 27: [Envelope_SLE] 16-22

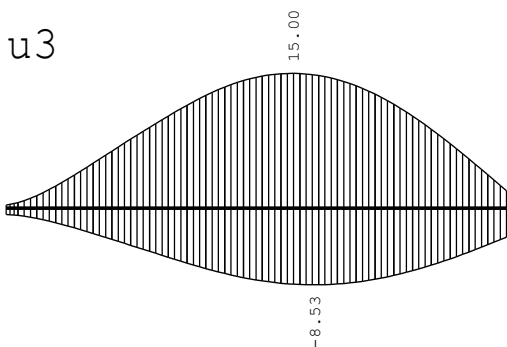
u3



Vplivi v gredi: (219778-220053)
u3 [m/1000]

Obt. 27: [Envelope_SLE] 16-22

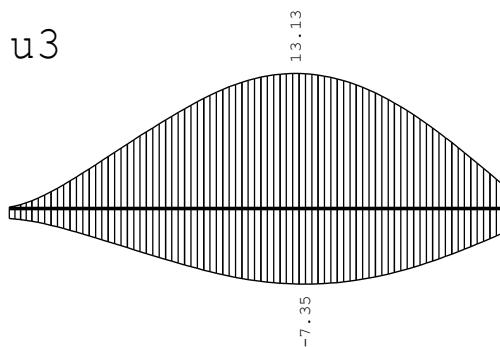
u3



Vplivi v gredi: (220099-220411)
u3 [m/1000]

Obt. 27: [Envelope_SLE] 16-22

u3



Vplivi v gredi: (221662-257983)
u3 [m/1000]

Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: Sezione variabile:

U 240/100/16 mm - 600/100/16 mm; S 235

Caratteristiche del tratto maggiormente caricato U 460/100/16 mm:

$A = 100,5 \text{ cm}^2$; $W = 1140 \text{ cm}^3$; $I = 26225,6 \text{ cm}^4$

$$\sigma_d = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = 3,8 \text{ kN/cm}^2 < f_{y,d} = 22,4 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \eta \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_{y,d}}{\sqrt{3}} = 951,0 \text{ kN} \\ A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 885,1 \text{ kN} \end{array} \right\} = 885,1 \text{ kN} > 2 \cdot T_2 \rightarrow OK$$

$$w = 1,9 \text{ cm} < \frac{l}{300} = 5,8 \text{ cm} \rightarrow OK$$

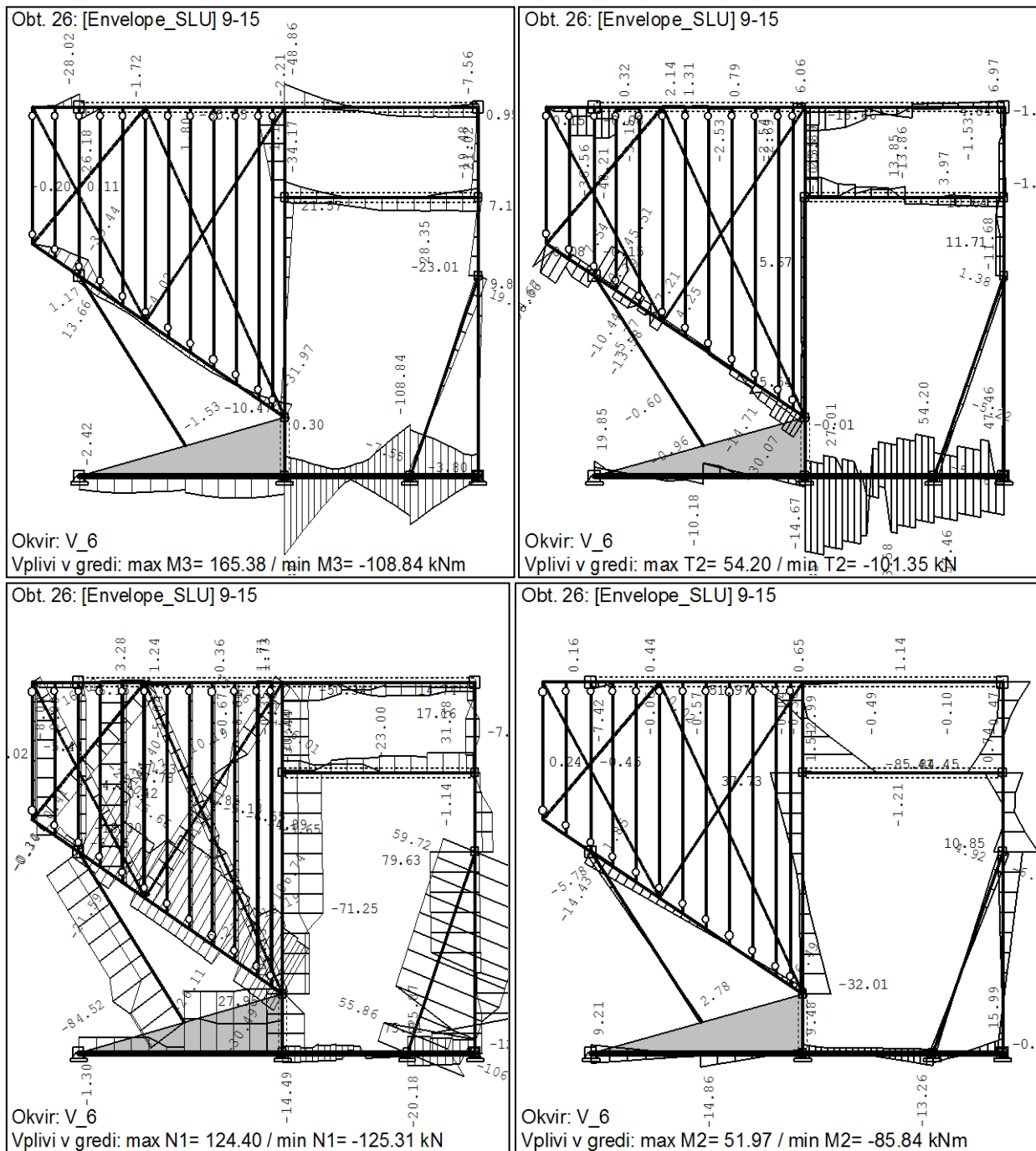
Note:

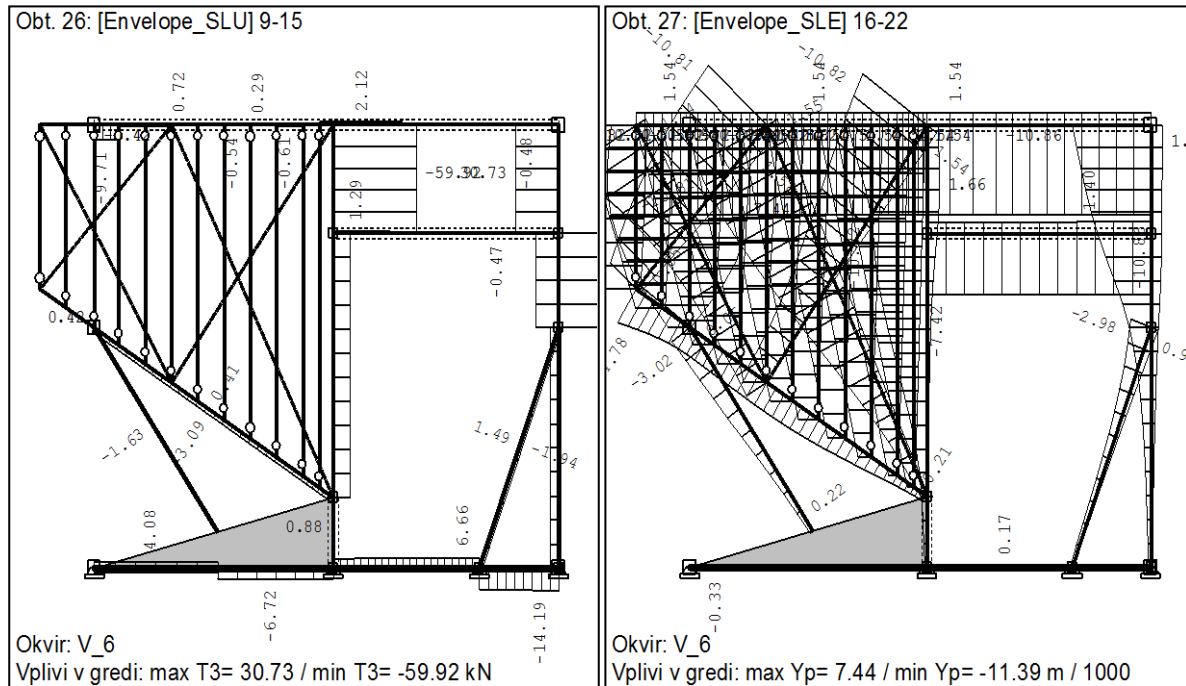
- La resistenza al fuoco della struttura in acciaio deve essere garantita da un'adeguato spessore del rivestimento.

PADIGLIONE 2, 3, 4, 5

POS. 216, 316, 416, 516 – Telai in acciaio momento – resistenti con diagonale intermedia

Sollecitazioni:





Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: HEB 220; S 235

Caratteristiche del tratto maggiormente caricato U 460/100/16 mm:

$$A = 91,0 \text{ cm}^2; W = 736 \text{ cm}^3; I = 8091 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_d = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{60,9 \text{ kN}}{91 \text{ cm}^2} + \frac{6178 \text{ kNcm}}{736 \text{ cm}^3} = 9,1 \text{ kN/cm}^2 < f_{y,d} = 22,4 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \eta \cdot h_w \cdot t_w \frac{f_{y,d}}{\sqrt{3}} = 270,1kN \\ A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 360,2kN \end{array} \right\} = 270,1kN > 2 \cdot T2 \rightarrow OK$$

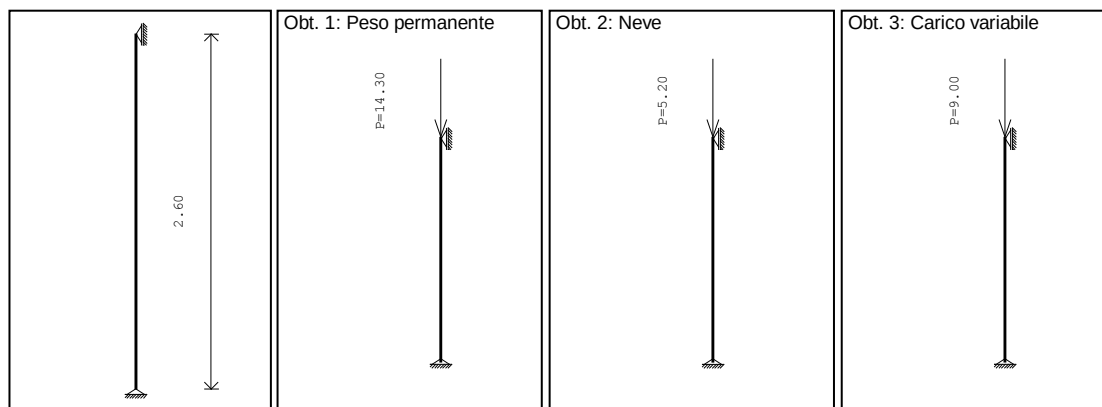
$$w = 1,1cm \leq \frac{h}{300} = 2,8cm \rightarrow OK$$

Nota:

- La resistenza al fuoco della struttura in acciaio deve essere garantita da un'adeguato spessore del rivestimento.

POS. 517 – Parete in Xlam del piano primo

Carichi:

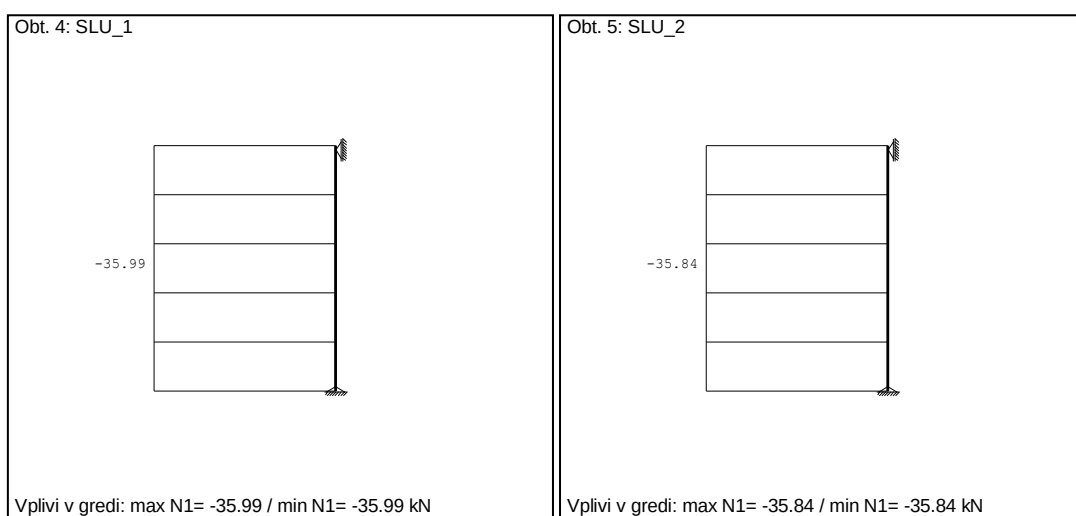


Note:

- Le sollecitazioni sono visualizzate per metro lineare di parete.
- Il carico accidentale considerato corrisponde al carico del condizionatore sul tetto. Per questo motivo il carico accidentale non viene ridotto nella combinazione di carico eccezionale di incendio.

1	Peso permanente
2	Neve
3	Carico variabile
4	Komb.: SLU_1 ($1.3 \times I + 0.75 \times II + 1.5 \times III$)
5	Komb.: SLU_2 ($1.3 \times I + 1.5 \times II + 1.05 \times III$)
6	Komb.: SLU_fuoco (I+III)

Sollecitazioni:



Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: CLT L5s 100 mm; l = 100 cm

$$A = 600 \text{ cm}^2; I = 5871 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{A}} = 3,13 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_u}{i} = 83,1$$

$$\lambda_{\text{rel}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = 1,41$$

$$k = 0,5(1 + \beta_c (\lambda_{\text{rel}} - 0,3) + \lambda_{\text{rel}}^2) = 1,54$$

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{\text{rel}}^2}} = 0,46$$

Verifica della stabilità:

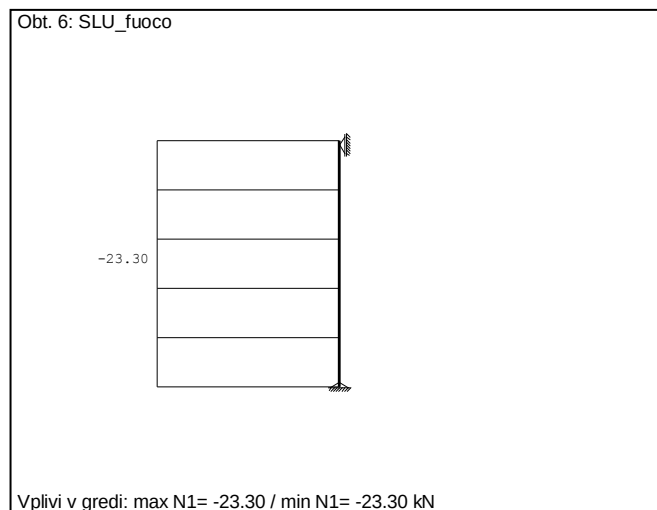
$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{36,0 \text{ kN}}{600 \text{ cm}^2} = 0,060 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < k_c * f_{c,0,d} = 0,46 * 1,260 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 0,580 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Combinazione di carico eccezionale: Incendio

Velocità di carbonizzazione del legno: 0,7 mm/min; R 60 → 60 min * 0,7 mm/min = 4,2 cm;
 $k_{fi} = 1,15$

Opomba: V izračunu je upoštevano gorenje iz ene strani.

Sollecitazioni:



Verifica delle tensioni:

Sezione netta: CLT L5s 100 mm – 4,2 cm; $I = 100 \text{ cm}$

$$A = 380 \text{ cm}^2; I = 1473 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{A}} = 1,97 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_u}{i} = 132,1$$

$$\lambda_{\text{rel}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = 2,24$$

$$k = 0,5(1 + \beta_c (\lambda_{\text{rel}} - 0,3) + \lambda_{\text{rel}}^2) = 3,09$$

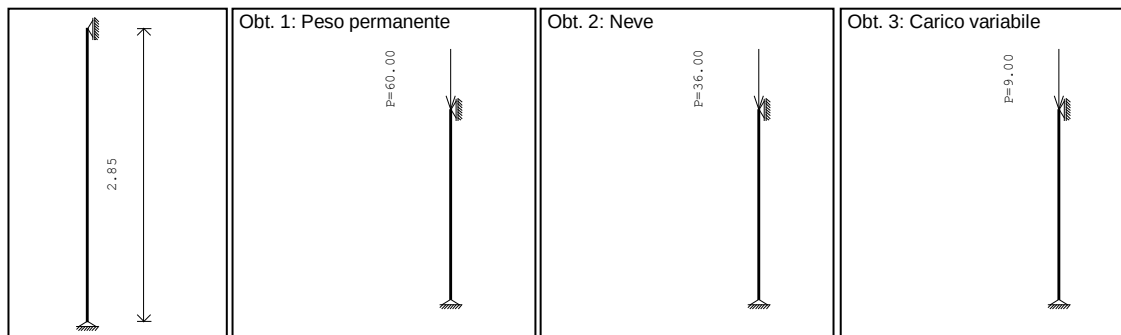
$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{\text{rel}}^2}} = 0,19$$

Verifica di stabilità:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{23,3 \text{ kN}}{380 \text{ cm}^2} = 0,061 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < k_c * k_{fi} * f_{c,0,m} = 0,19 * 1,15 * 2,100 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 0,459 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

POS. 518 – Parete in Xlam al piano terra

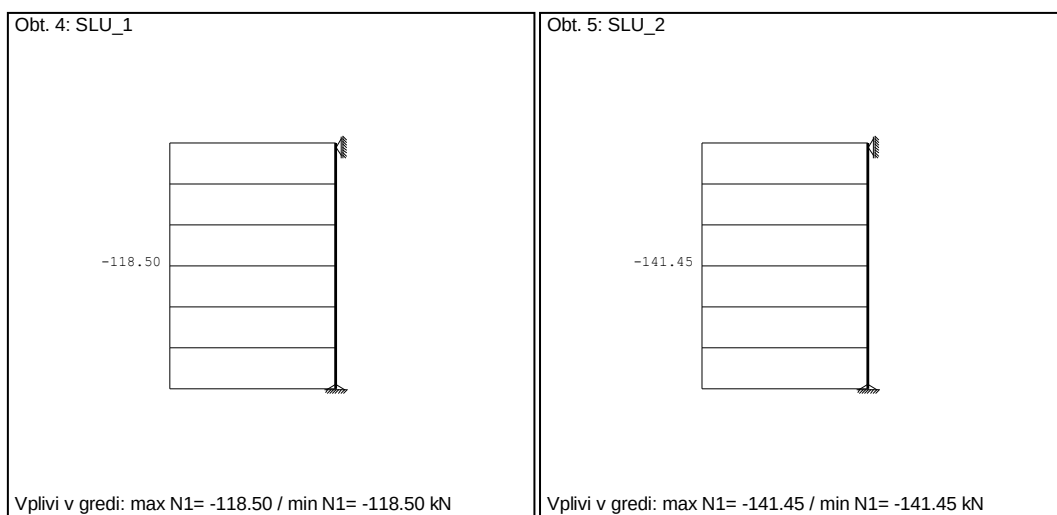
Carichi:



Nota: Le sollecitazioni visualizzate si riferiscono ad un metro lineare di parete –la parete in questione è di lunghezza 100 cm.

1	Peso permanente
2	Neve
3	Carico variabile
4	Komb.: SLU_1 (1.3xI+0.75xII+1.5xIII)
5	Komb.: SLU_2 (1.3xI+1.5xII+1.05xIII)
6	Komb.: SLU_fuoco (I+0.6xIII)

Sollecitazioni:



Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: CLT L7s-2 220 mm; l = 100 cm

$$A = 1600 \text{ cm}^2; I = 55984 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{A}} = 5,92 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_u}{i} = 48,1$$

$$\lambda_{\text{rel}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = 0,82$$

$$k = 0,5(1 + \beta_c (\lambda_{\text{rel}} - 0,3) + \lambda_{\text{rel}}^2) = 0,85$$

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{\text{rel}}^2}} = 0,92$$

Verifica di stabilità:

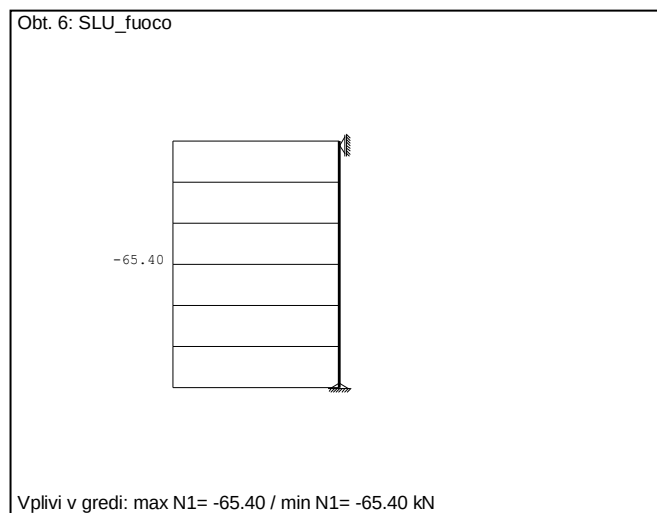
$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{141,5 \text{ kN}}{1600 \text{ cm}^2} = 0,088 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < k_c * f_{c,0,d} = 0,92 * 1,260 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 1,159 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Combinazione di carico eccezionale: Incendio

Velocità di carbonizzazione del legno: 0,7 mm/min; R 60 → 60 min * 0,7 mm/min = 4,2 cm;
 $k_{fi} = 1,15$

Nota: Nel calcolo viene considerata la carbonizzazione su due lati.

Sollecitazioni:



Verifica di stabilità:

Sezione netta: CLT L7s-2 220 mm – 2 x 4,2 cm; I = 100 cm – 2 x 4,2 cm

$$A = 696,2 \text{ cm}^2; I = 10608 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{A}} = 3,90 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_u}{i} = 73,0$$

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = 1,24$$

$$k = 0,5(1 + \beta_c (\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2) = 1,30$$

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} = 0,59$$

Verifica di stabilità:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{65,4 \text{ kN}}{696 \text{ cm}^2} = 0,094 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < k_c * k_{fi} * f_{c,0,m} = 0,59 * 1,15 * 2,100 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 1,425 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

POS. 519 – Pilastro nella parete, come supporto delle POS. 510 e POS. 511

Carichi – reazioni di POS. 510:

- Peso permanente: $G = 15,0 \text{ kN}$
- Carico variabile: $Q = 23,0 \text{ kN}$
 - SLU: $Q_d = 1,3 * G + 1,5 * Q = 54,0 \text{ kN}$

Controllo delle tensioni e della deformabilità:

La sezione scelta: $b/h = 10/20 \text{ cm}$; C 24; $I_b = 280 \text{ cm}$

$$A = 200 \text{ cm}^2; I_y = 6666,7 \text{ cm}^4; I_z = 1666,7 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{A}} = 2,89 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_u}{i} = 97,0$$

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = 1,65$$

$$k = 0,5(1 + \beta_c (\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2) = 1,91$$

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} = 0,34$$

Verifica di stabilità:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{54,0 \text{ kN}}{200 \text{ cm}^2} = 0,270 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < k_c * f_{c,0,d} = 0,34 * 1,120 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 0,381 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

PADIGLIONE 2,3,4,5

POS. 220, 320, 420, 520 – Banda compressa e tesa della struttura del tetto (diaframma)

Carichi:

Determinazione dell'azione orizzontale sul diaframma di copertura:

- Vento: $q_v = 1,2 * C_e * q_b * h' = 1,2 * 1,5 * 0,39 \text{ kN/m}^2 * 4,20 \text{ m} = 2,90 \text{ kN/m'}$
 - $q_{v,d} = 1,5 * 2,90 \text{ kN/m'} = 4,35 \text{ kN/m}$

Sollecitazioni:

$$M_d = \frac{q_{v,d} \cdot l^2}{8} = \frac{4,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (16,5\text{m})^2}{8} = 148,04 \text{ kNm} = 14808 \text{ kNcm}$$

$$Q_d = \frac{q_{v,d} \cdot l}{2} = \frac{4,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 16,5\text{m}}{2} = 35,9 \text{ kN}$$

Determinazione della forza di trazione/ compressione sulla trave di bordo:

$$F_d = \frac{M_d}{e} = \frac{14808 \text{ kNcm}}{770 \text{ cm}} = 19,2 \text{ kN}$$

Forza di taglio da riprendere con il collegamento dei pannelli del tetto ai telai in acciaio:

$$Q_d = 35,9 \text{ kN}$$

Controllo delle tensioni:

La sezione scelta: $b/h = 8/28 \text{ cm}$; C 24

$$A = 224 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{19,2 \text{ kN}}{224 \text{ cm}^2} = 0,086 \text{ kN/cm}^2 < f_{t,0,d} = 0,840 \text{ kN/cm}^2$$

**REGIONE LOMBARDIA
PROVINCIA DI MILANO**

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DELLO SPAZIO ESPOSITIVO
TEMPORANEO SELF- BUILT DELLA SLOVENIA AD EXPO 2015**

**D.2
PROGETTO DELLE FONDAZIONI
D.2.1**

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE DELLE FONDAZIONI

Nel seguito si riportano i calcoli delle verifiche statiche degli elementi strutturali principali.

I dettagli costruttivi delle strutture in esame vengono riportati negli elaborati grafici.

Il progettista delle strutture prefabbricate

CALCOLO DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE (D.2.1)

Norma di riferimento: Norme Tecniche delle Costruzioni, D.M. 14.01.2008.

ANALISI DEI CARICHI:

- I carichi sulle fondazioni sono quelli che derivano dalla struttura in elevazione. Vale quindi la stessa analisi dei carichi presente nella relazione per la struttura in elevazione, che quindi non si riporta qui nuovamente.
- Le combinazioni di carico sono definite per ogni posizione di calcolo, in conformità alla normativa di riferimento.

DEFINIZIONE DEL TIPO DI ANALISI STRUTTURALE

Per il calcolo della struttura si modella la struttura agli elementi finiti.

Il codice di calcolo utilizzato è il Tower – 3D Model Builder 7.0 [7234], autore Radimpex, produttore Radimpex, licenza d'uso di rete a nome CBD d.o.o. (chiavetta USB HASP). Il programma è un programma di calcolo agli elementi finiti.

D.2.6 - CARATTERISTICHE DEI MATERIALI:

▪ Calcestruzzo

Per la fondazione si prescrive l'utilizzo di calcestruzzo C 25/30, che ha le seguenti caratteristiche:

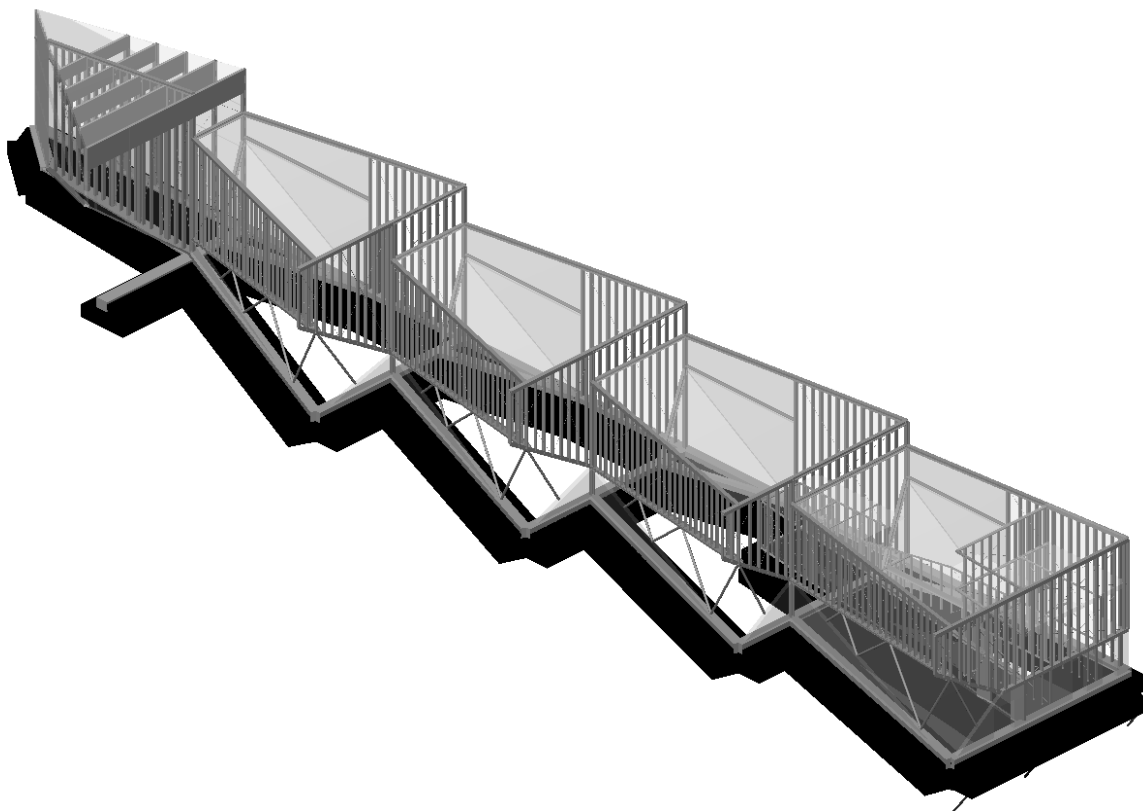
$$\begin{aligned}R_{ck} &= 30 \text{ N/mm}^2 \\f_{ck} &= 0,83 \cdot R_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2 \\f_{cm} &= f_{ck} + 8 = 32,9 \text{ N/mm}^2 \\f_{cd} &= 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5 = 14,11 \text{ N/mm}^2 \\f_{ctm} &= 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} = 2,56 \text{ N/mm}^2 \\f_{ctk} &= 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,79 \text{ N/mm}^2 \\E_c &= 22000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0,3} = 31447 \text{ N/mm}^2 \\\gamma_c &= 25 \text{ kN/m}^3 \\\epsilon_{cu} &= 3,5 \text{ ‰}\end{aligned}$$

▪ Acciaio da cemento armato

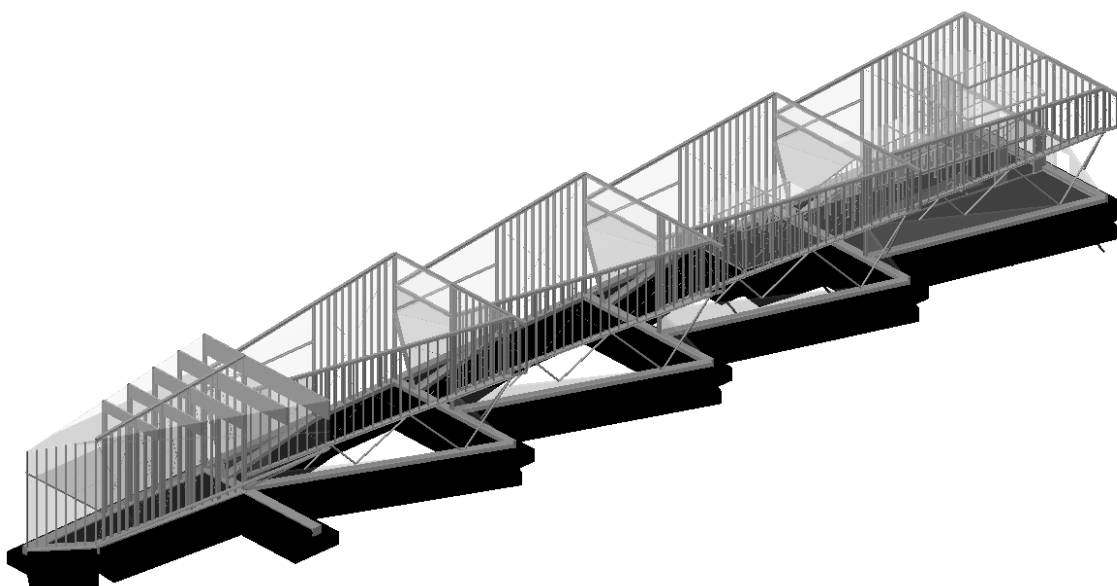
Per la realizzazione dell'armatura delle opere in C.A. si prescrive l'utilizzo di acciaio B 450C, che ha le seguenti caratteristiche:

$$\begin{aligned}E &= 206.000 \text{ N/mm}^2 \\f_{yk} &= 450 \text{ N/mm}^2 \\f_d &= 391 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

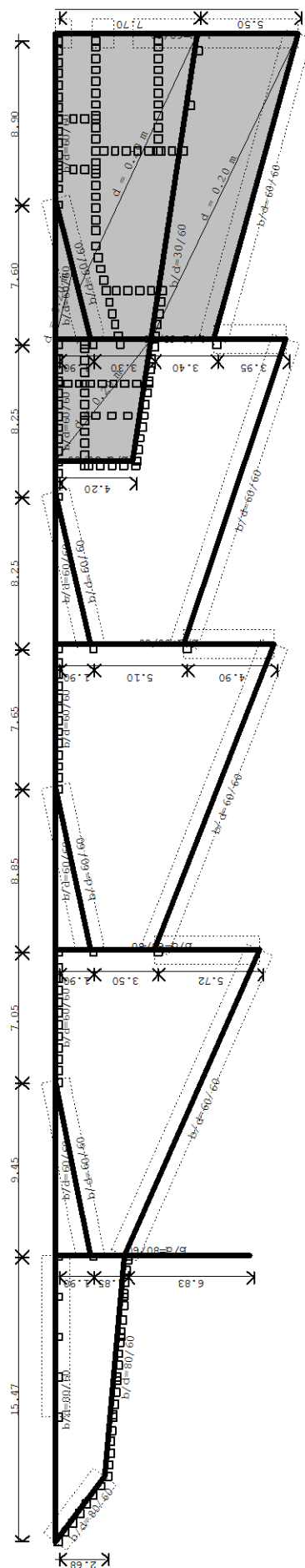
Nota: Si allega il calcolo della fondazione in C.A.



Izometrija



Izometrija

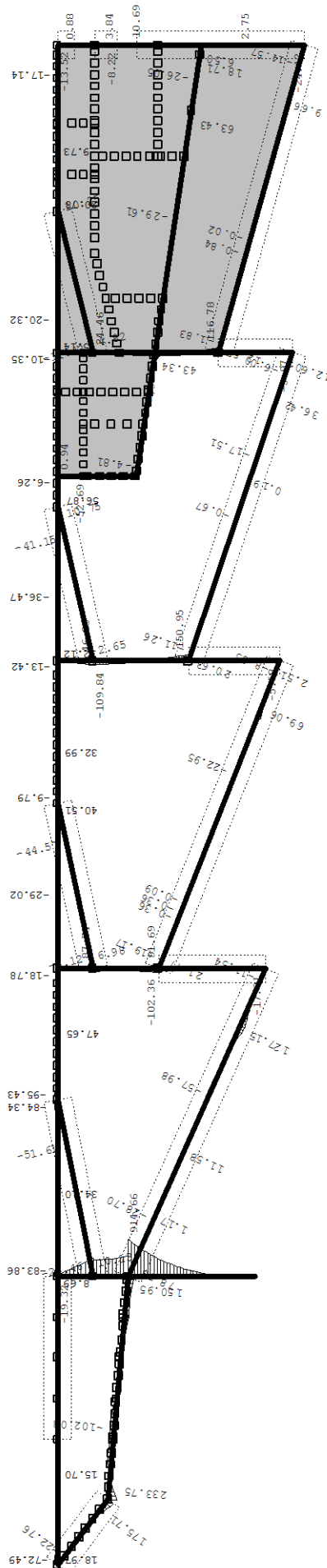


Nivo: [0.00 m]

Elenco dei carichi

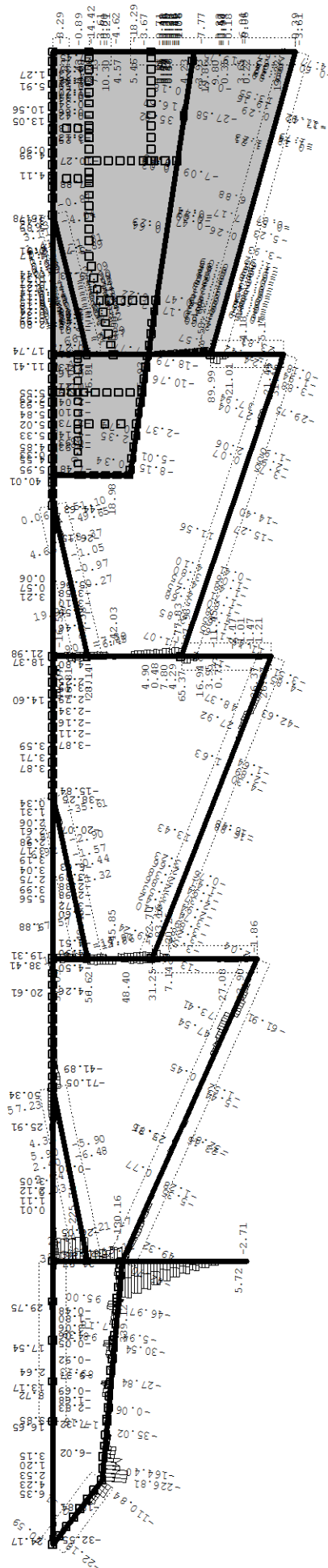
LC	Nome
1	Peso permanente (g)
2	Neve
3	Carico variabile
4	Vento tetto +
5	Vento tetto -
6	Vento trasversale +
7	Vento trasversale -
8	Vento longitudinale
9	MASSA
10	Komb.: SLU_1 (1.3xI+1.5xII+1.05xIII+0.9xIV)
11	Komb.: SLU_2 (1.3xI+1.5xII+1.05xIII+0.9xIV+0.9xVI)
12	Komb.: SLU_3 (1.3xI+0.75xII+1.05xIII+1.5xIV+1.5xVI)
13	Komb.: SLU_4 (I+1.5xVI)
14	Komb.: SLU_5 (I+1.5xV+1.5xVII)
15	Komb.: SLU_6 (I+1.5xVIII)
16	Komb.: SLU_7 (1.3xI+0.75xII+1.5xIII+0.9xIV)
17	Komb.: SLU_Sisma (0.6xIII+IX)
18	Komb.: SLU_fouco (I+0.6xIII)
19	Komb.: SLE_inst_1 (I+II+0.7xIII+0.6xIV)
20	Komb.: SLE_inst_2 (I+II+0.7xIII+0.6xIV+0.6xVI)
21	Komb.: SLE_inst_3 (I+0.5xII+0.7xIII+IV+VI)
22	Komb.: SLE_inst_4 (I+VI)
23	Komb.: SLE_inst_5 (I+V+VII)
24	Komb.: SLE_inst_6 (I+VIII)
25	Komb.: SLE_inst_7 (I+0.5xII+III+0.6xIV)

Obt. 26: [Invilupo_SLU] 10-16



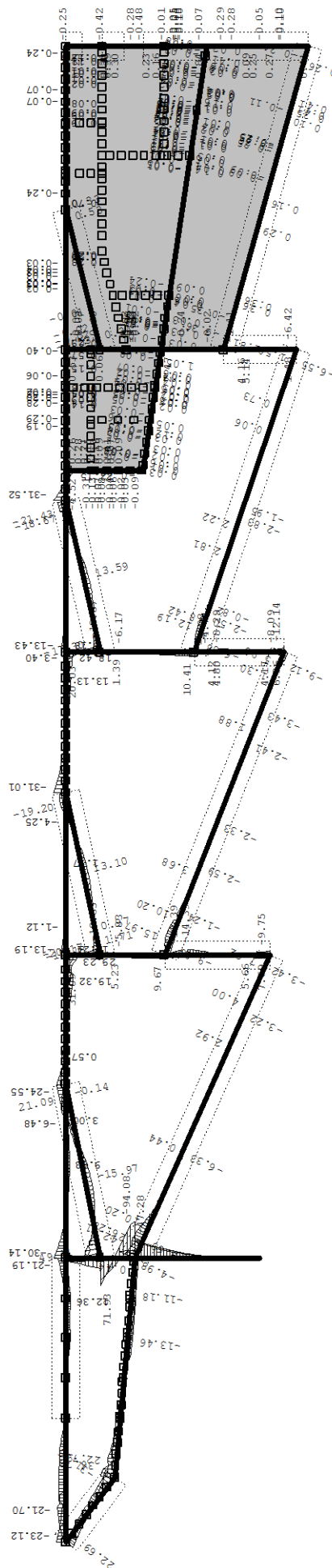
Nivo: [0.00 m]

Vplivi v gredi: max M3= 914.66 / min M3= -109.84 kNm



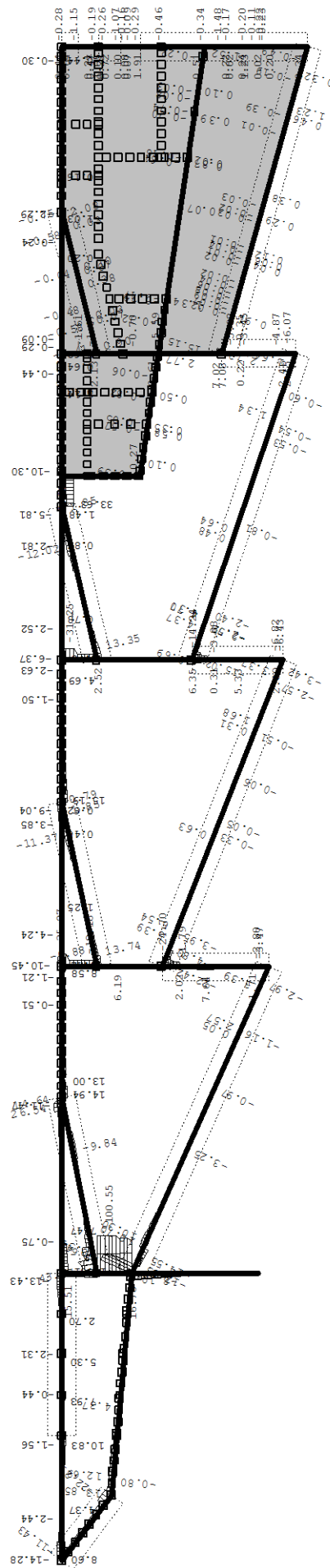
Nivo: [0.00 m]

Vplivi v gredi: max T2= 339.12 / min T2=-226.81 kN



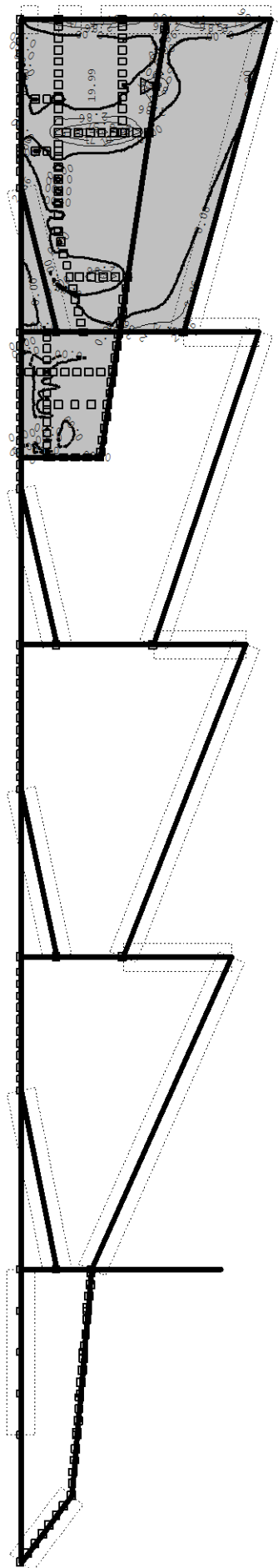
Nivo: [0.00 m]

Vplivi v gredi: max M2= 71.93 / min M2= -94.08 kNm



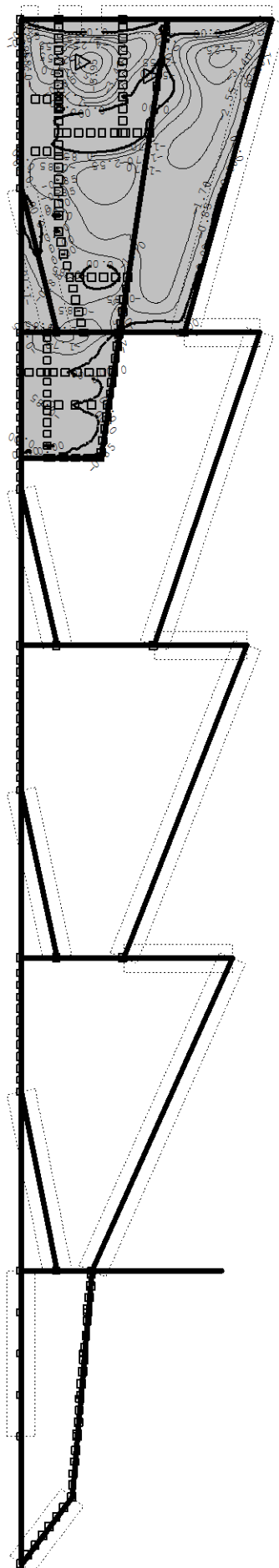
Nivo: [0.00 m]

Vplivi v gredi: max T3= 90.54 / min T3= -100.55 kN



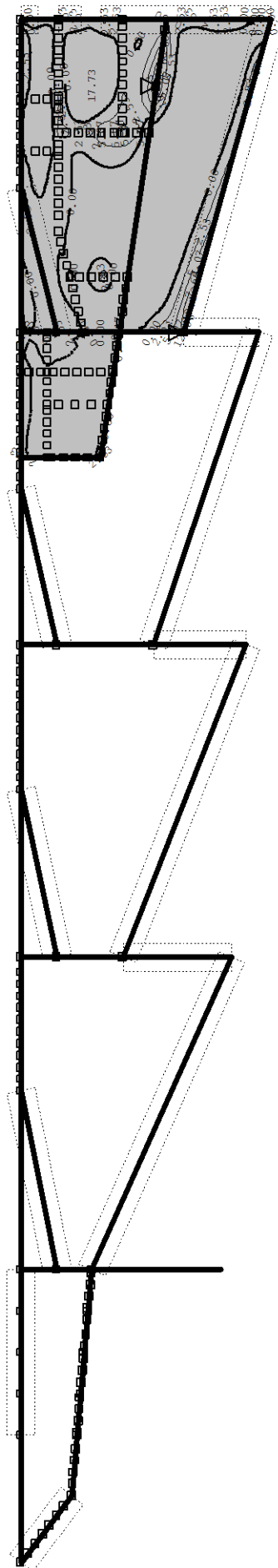
Nivo: [0.00 m]

Vplivi v plošči: max $M_x = 19.99$ / min $M_x = 0.00$ kNm/m



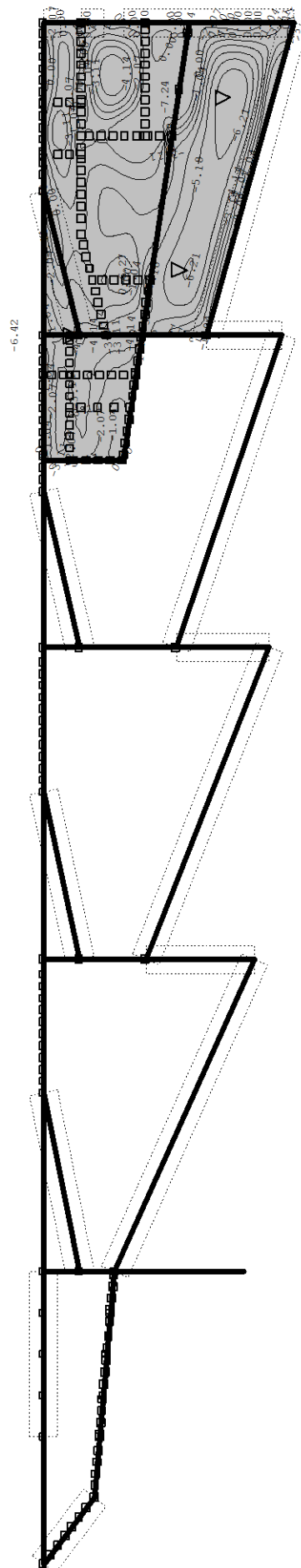
Nivo: [0.00 m]

Vplivi v plošči: max $M_x = 0.00$ / min $M_x = -5.95$ kNm/m

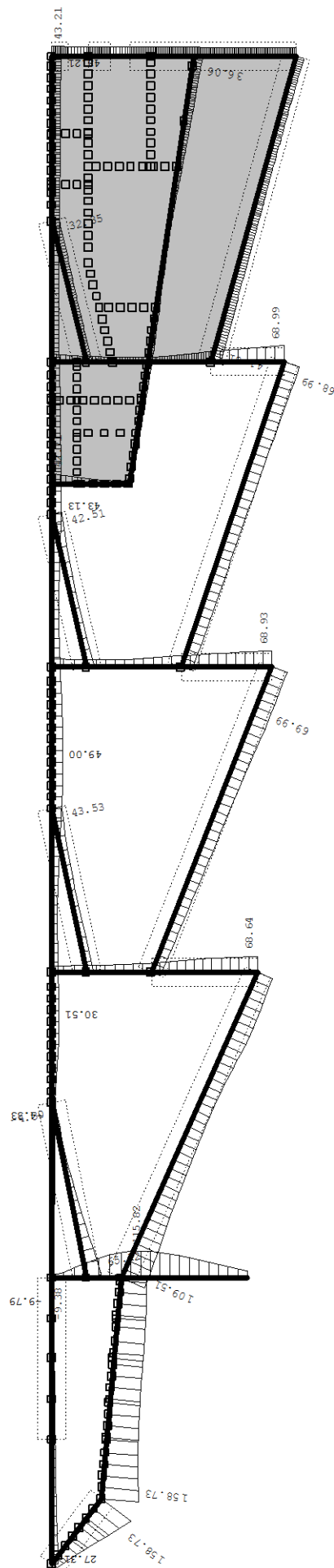


Nivo: [0.00 m]

Vplivi v plošči: max $M_y = 17.73$ / min $M_y = 0.00$ kNm/m

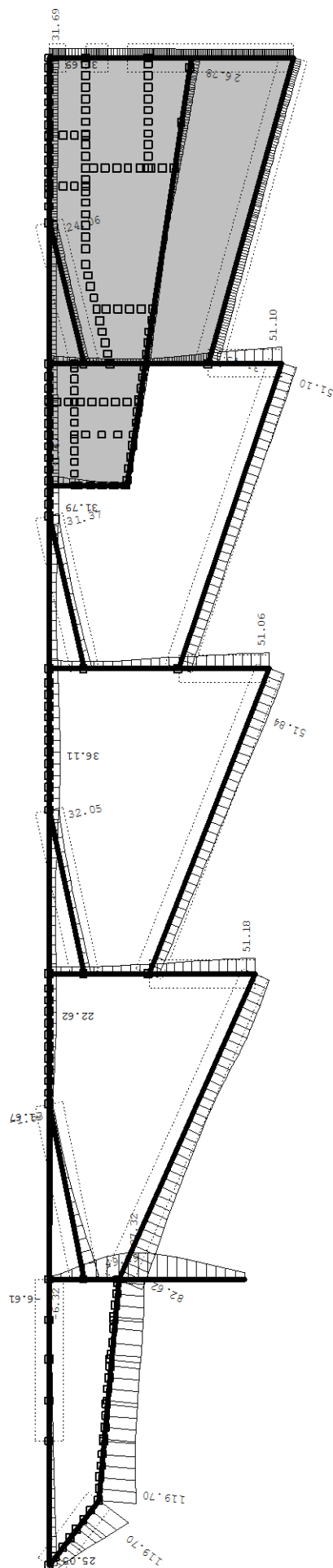


Nivo: [0.00 m]
 Vplivi v plošči: max $M_y = 0.00$ / min $M_y = -7.24$ kNm/m



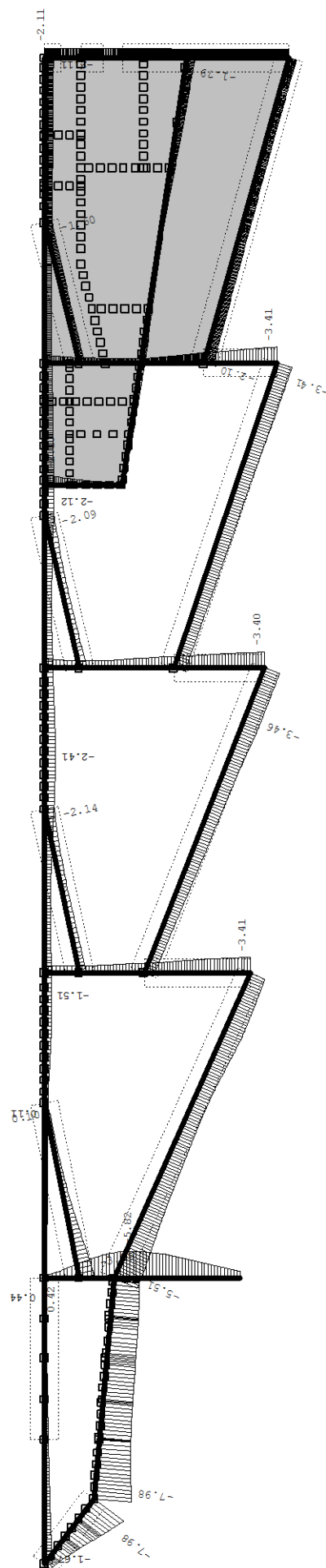
Nivo: [0.00 m]

Vplivi v lin. podpori: max σ_{tal} = 158.73 / min σ_{tal} = -9.79 kN/m²



Nivo: [0.00 m]

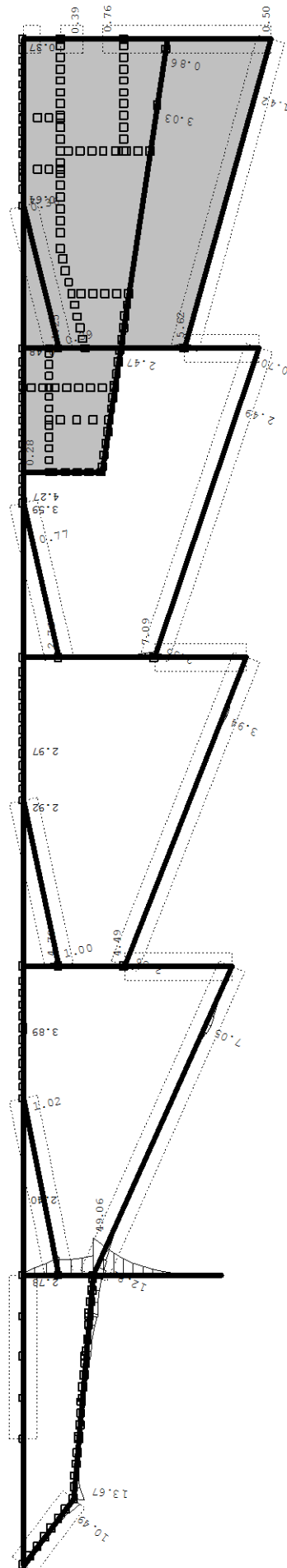
Vplivi v lin. podpori: max σ_{tal} = 119.70 / min σ_{tal} = -6.61 kN/m²



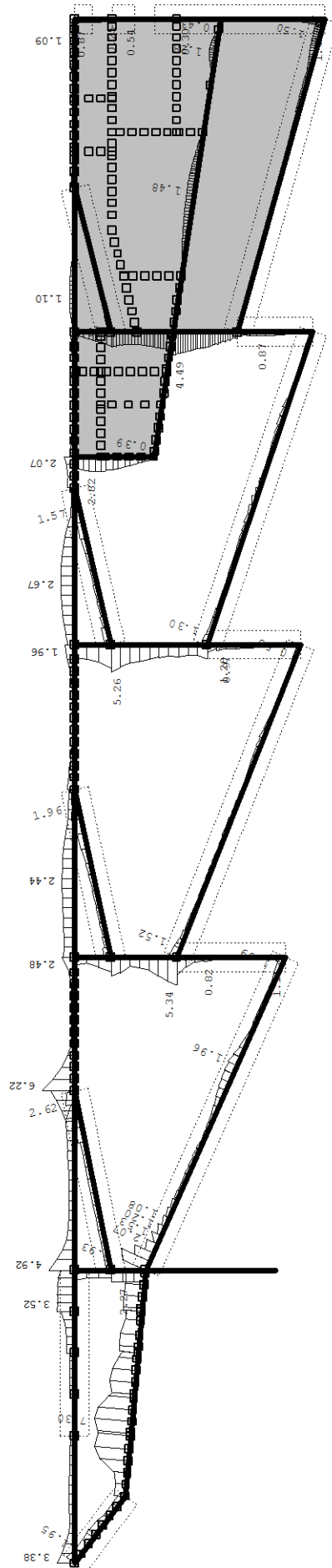
Nivo: [0.00 m]

Vplivi v gredi: max u2= 0.44 / min u2= -7.98 m / 1000

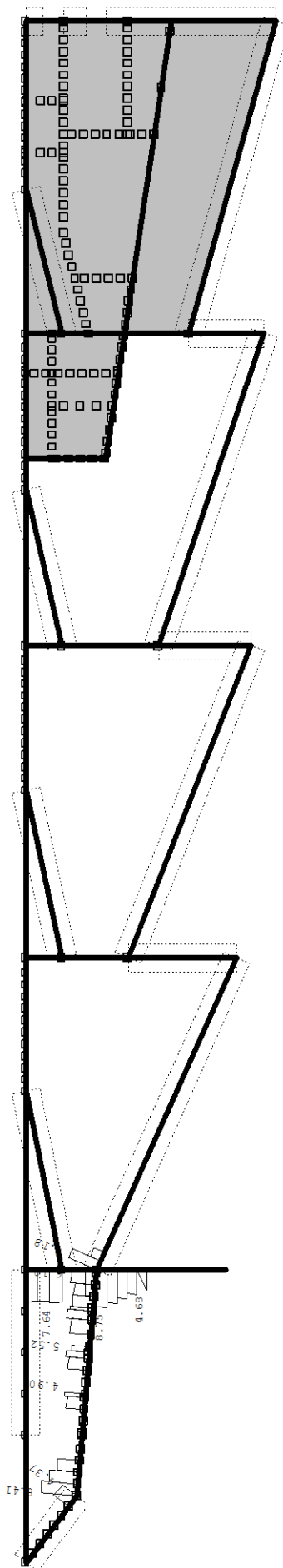
Merodajna obtežba: 10-16
EC 2 (EN 1992-1-1:2004), C 25, B450C



Nivo: [0.00 m]
Armatura v gredah: max Aa1= 49.06 cm²

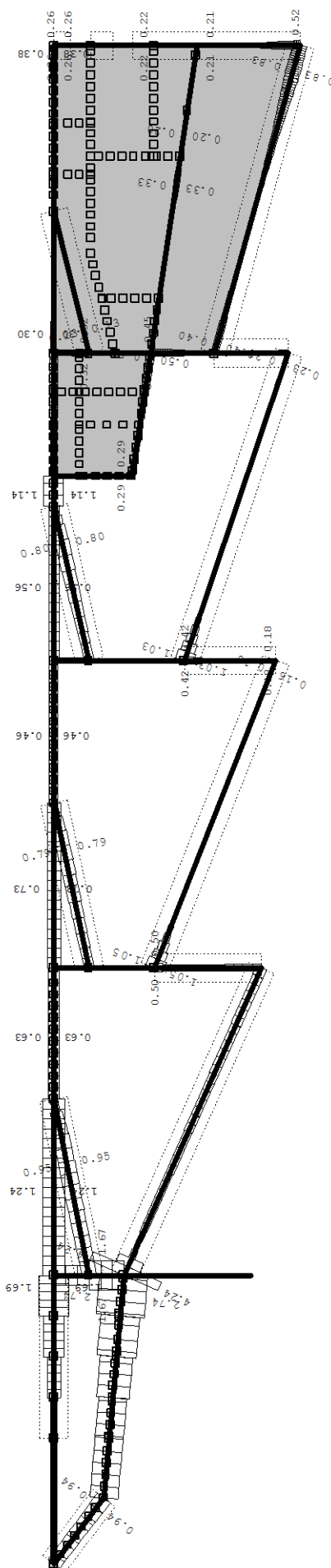


Armatura v gredah: $\max A_{a2} = 7.30 \text{ cm}^2$



Nivo: [0.00 m]
Amatura v gredah: max Aa,st= 8.75 cm²

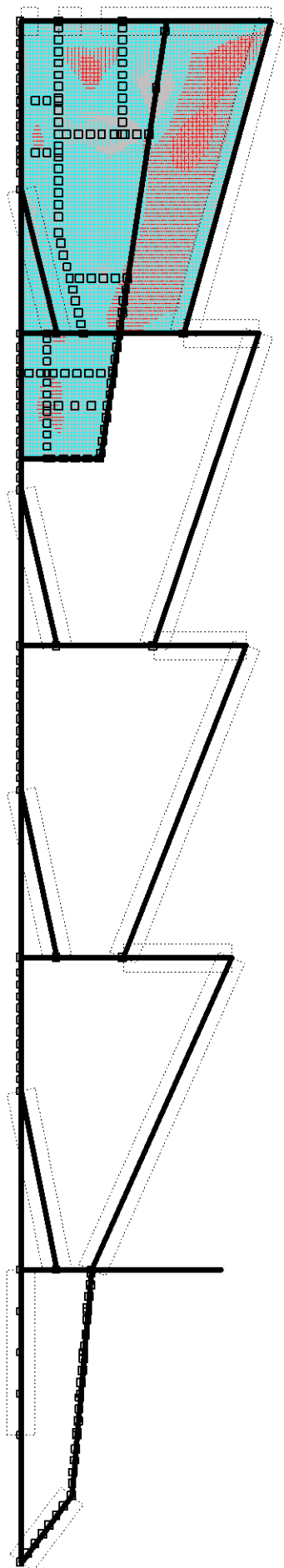
Merodajna obtežba: 10-16
EC 2 (EN 1992-1-1:2004), C 25, B450C



Nivo: [0.00 m]
Armatura v gredah: max Aa3/Aa4= 4.24 cm²

obtežba: 10-16
 1992-1-1:2004), C 25, S500N, a=5.00 cm

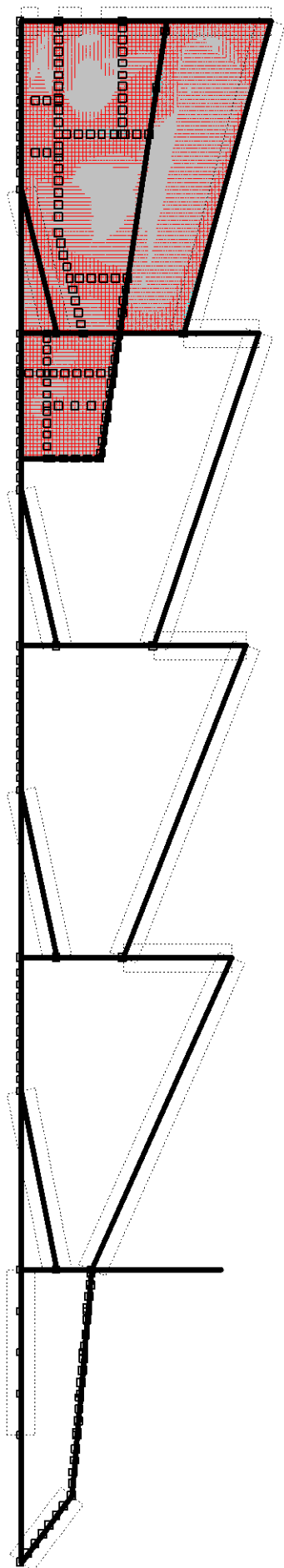
Aa - zg.cona [cm ² /m]
-1.59
-0.81
0.00



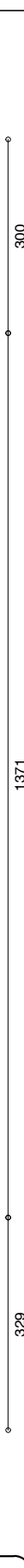
Nivo: [0.00 m]
 Aa - zg.cona - max Aa,z= -1.59 cm²/m

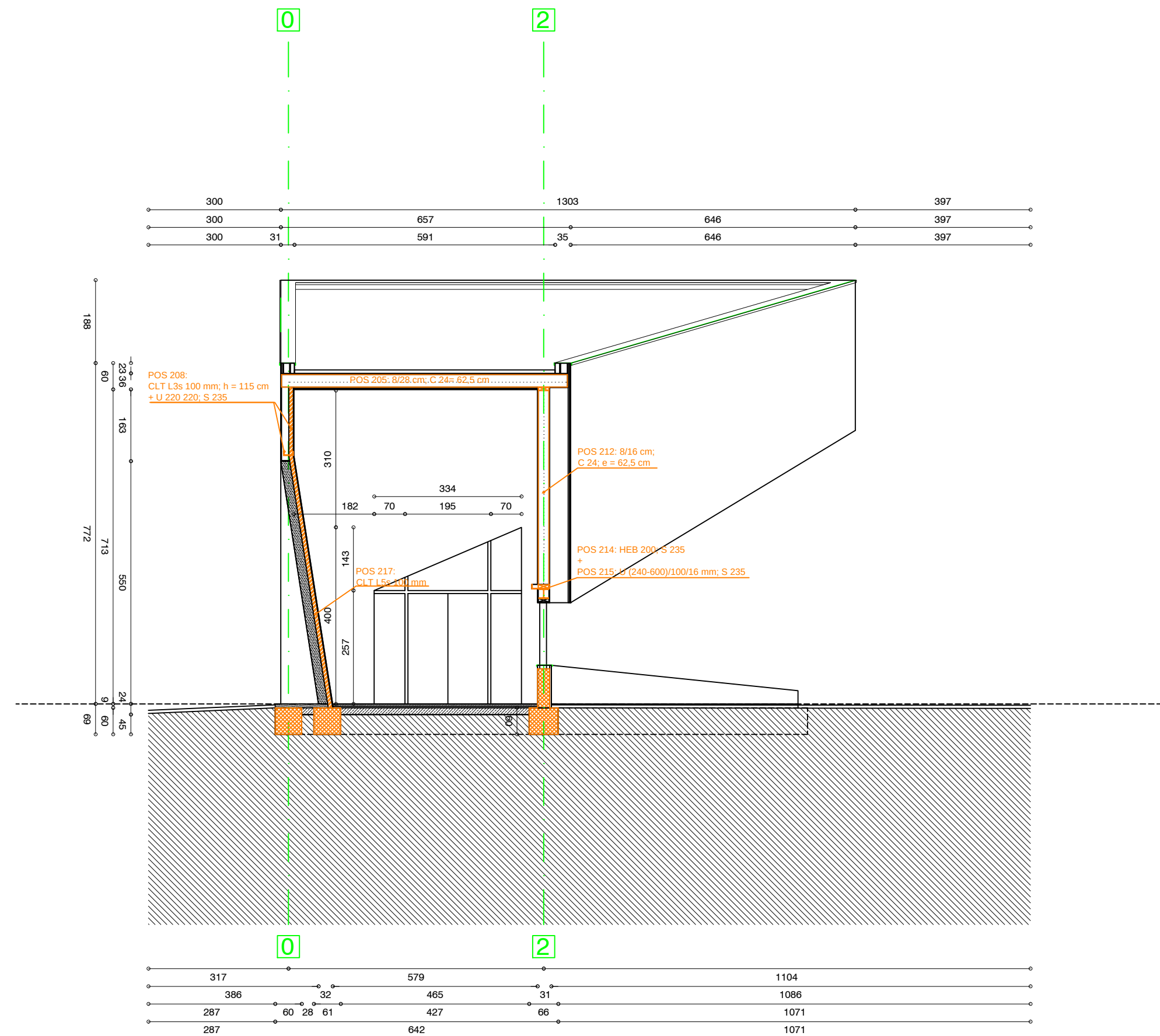
Aa - sp.cona [cm ² /m]	Legenda
0.0	0.0
1.7	1.7
3.5	3.5

obtežba: 10-16
 992-1-1:2004), C 25, S500N, a=5.00 cm

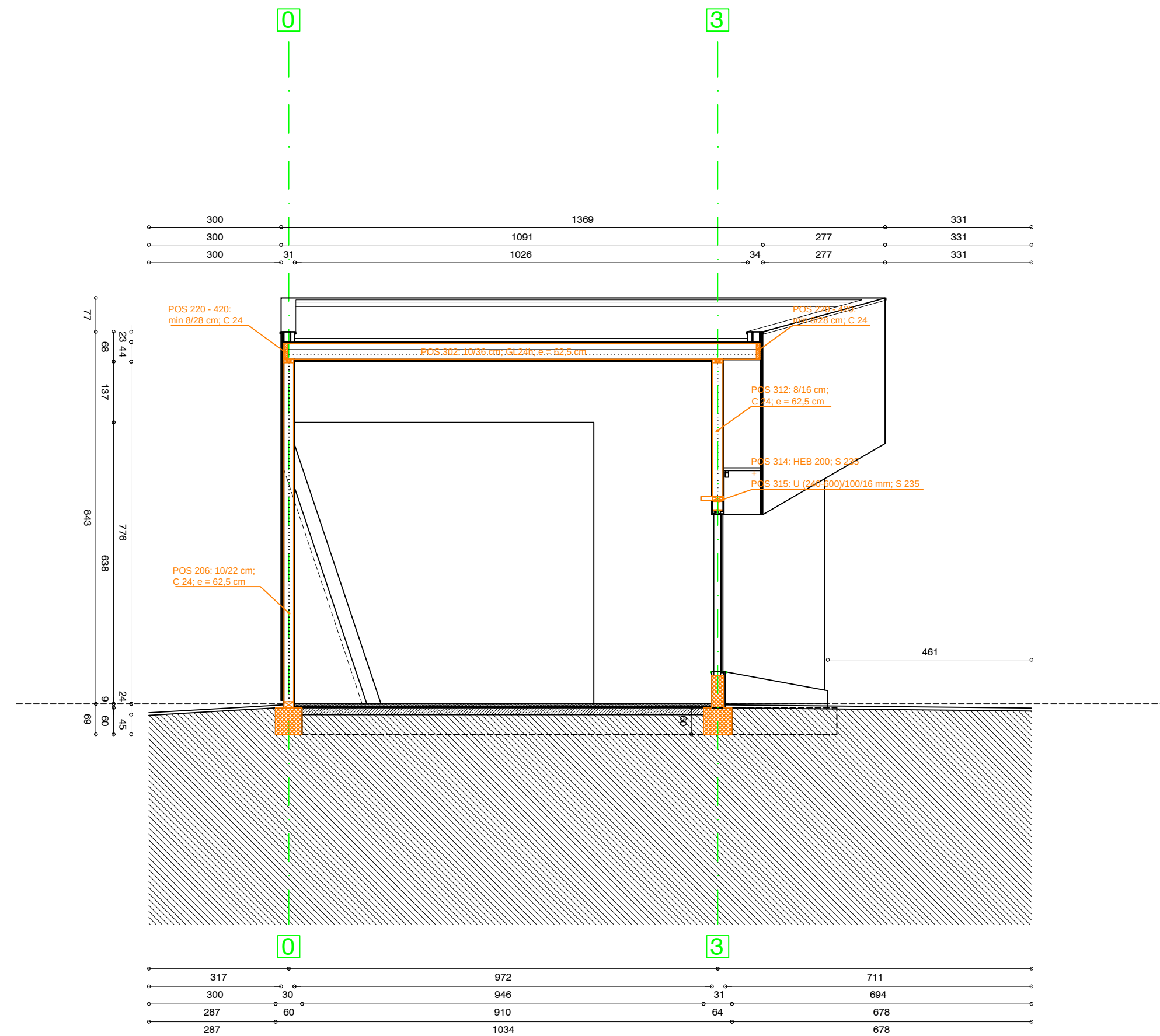


Nivo: [0.00 m]
 Aa - sp.cona - max Aa,s = 3.49 cm²/m

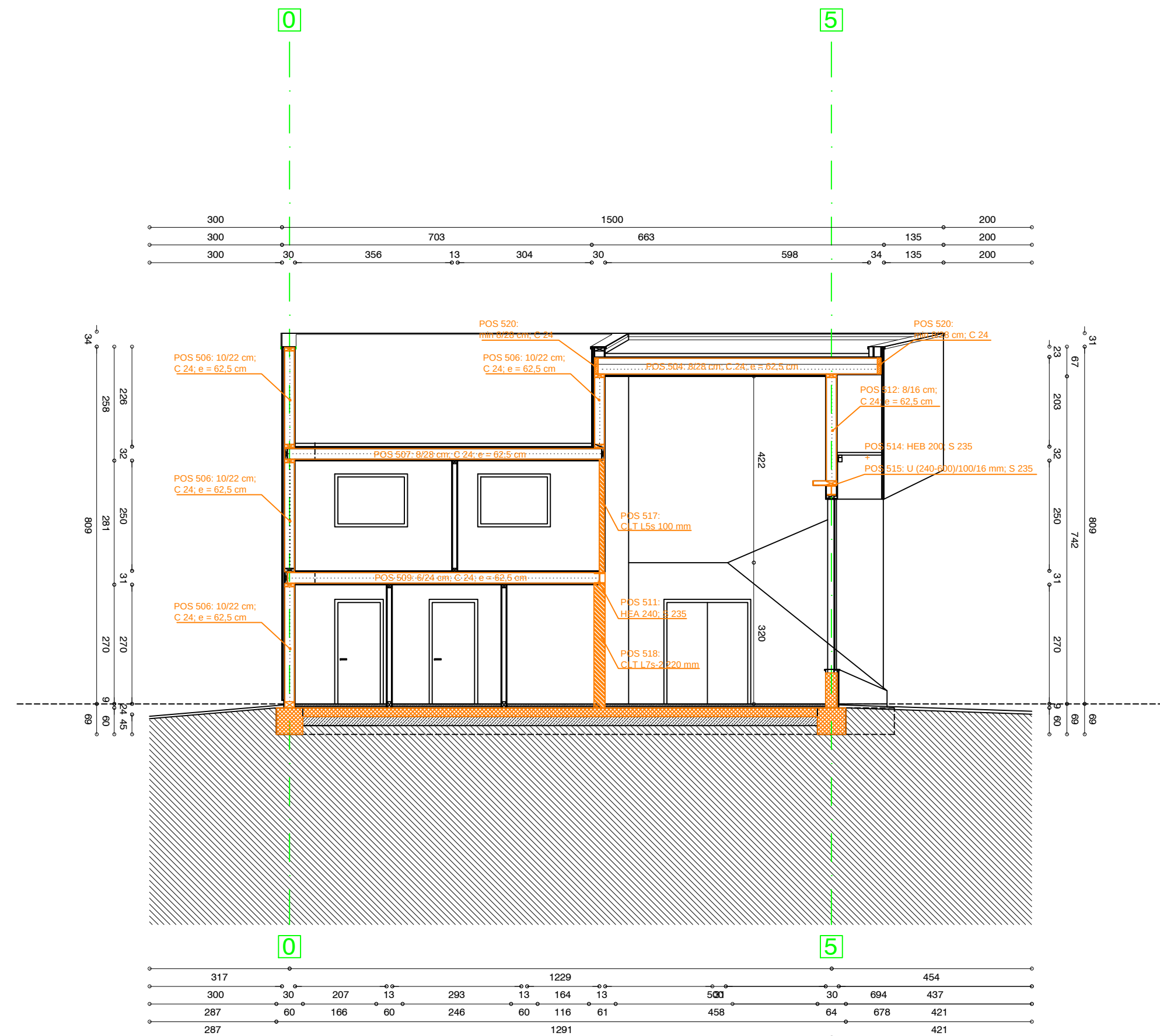




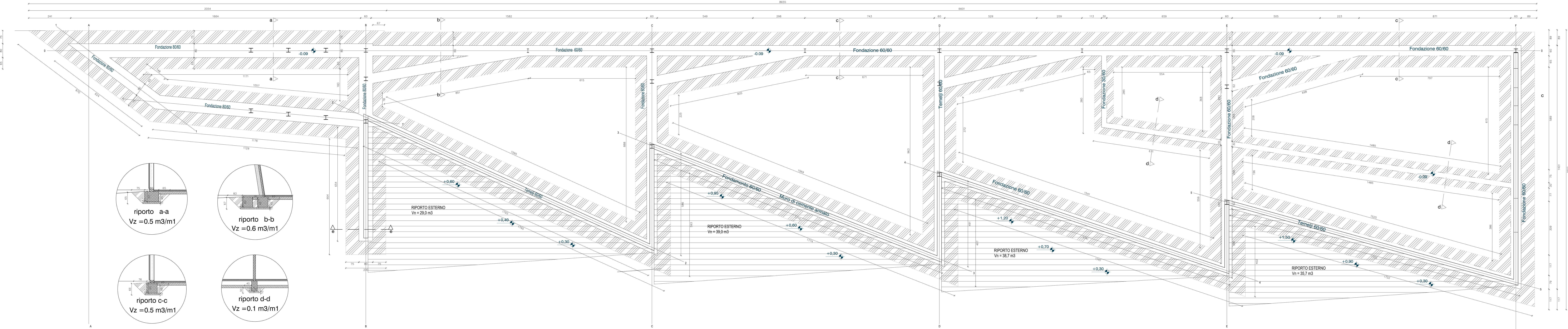
Sezione b - b



Sezione c - c



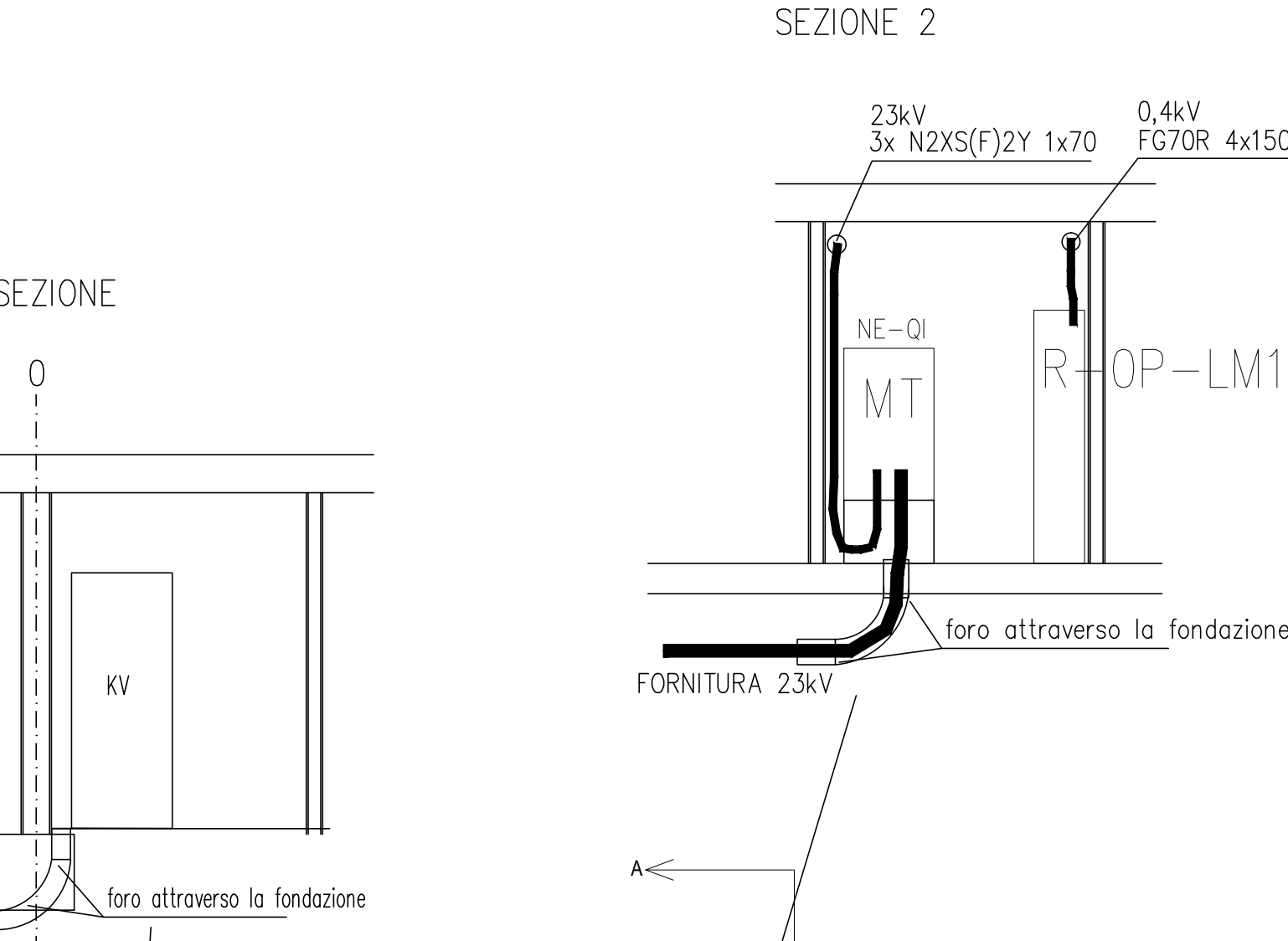
Sezione d - d



VIA - OPEN AIR THEATRE

RIPORTO ESTERNO
RIPORTO

VIA - STRUTTURE DI SERVIZIO



NOTA:
**IL PROGETTO DEI CASSERI DEVE
 ESSERE CONSULTATO ASSIEME AL
 PROGETTO DELL'ARMATURA ED AL
 PROGETTO ARCHITETTONICO!**
**E MISURE E I FORI DEVONO ESSERE
 VERIFICATI SUL POSTO!**

[illegible]

