

COMUNE DI MONZA
Provincia di Monza e della Brianza
NUOVA SCUOLA SECONDARIA DI PRIMO GRADO "BELLANI"
di via Ugo Foscolo in Monza

COMUNE DI MONZA
Provincia di Monza e della Brianza

PROPRIETARIO

PROGETTO DI FATTABILITA' TECNICO-ECONOMICA

OGGETTO

ai sensi Art. 41 c.6 D.lgs 36 del 31.03.2023 e artt. 6-21 all. 1.7 del D.lgs 36 del 31.03.2023



ARCHITETTURE COSTRUITE

STUDIO AR.CO ARCHITETTURE COSTRUITE

di Renzo Ascari e Giuseppe Tremolada Architetti Associati

Via Pontida, 72 - 20833 Giussano (MB) - Tel. 0362 354308 - Fax 0362 354708 - starco@tin.it - www.studioarco.info



IL COMUNE

ORDINE DEGLI ARCHITETTI,
PIANIFICATORI, PAESAGGISTI E
CONSERVATORI DELLA PROVINCIA
DI MONZA E DELLA BRIANZA

IL CAPOGRUPPO
PROGETTISTI

RENZO
ASCARI
ARCHITETTO

322



IL PROGETTISTA STRUTTURALE



STUDIO AR.CO ARCHITETTURE COSTRUITE di Renzo Ascari e Giuseppe Tremolada Architetti Associati
Via Pontida 72, 20833 Giussano (MB) Tel 0362/354308 Fax 0362/354708 - starco@tin.it - www.studioarco.info
PROGETTO ARCHITETTONICO - CAPOGRUPPO



B&C Associati - Ing. Antonio Capsoni
Via Volta 70, 22100 Como (CO) Tel 031/271781 - info@bieciassociati.com
PROGETTO STRUTTURE - MANDANTE



STUDIO DI INGEGNERIA Ing. Nicola Piazza
Via Statale 5/s, 23807 Merate (LC) Tel 039/5983544 Fax 039/5983640 - nicola.piazza@npingegneria.com
PROGETTO IMPIANTI

Disegno
PFTE
R01_RELAZIONE DI CALCOLO

Scala

Data

N° TAVOLA

Luglio 2024

R01

Avanzamento 08/03/2024

Consegna 12/04/2024

AC
COORDINATORE PROGETTISTA

LA
REDAZIONE ELABORATO

2023-22
CODICE

FILE



RIQUALIFICAZIONE NUOVA SCUOLA SECONDARIA DI PRIMO GRADO BELLANI – VIA UGO FOSCOLO – MONZA

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO-ECONOMICA R01_RELAZIONE DI CALCOLO

PROT: 2023-22
COMMITTENTE: COMUNE DI MONZA
AUTORE: B&C ASSOCIATI
DATA: LUGLIO 2024 (REV.00)

Sommario

1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	IV
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	VIII
3	MATERIALI	VIII
3.1	<i>Calcestruzzo</i>	VIII
3.1.1	Classe di resistenza C25/30	VIII
3.1.2	Classe di resistenza C30/37.....	VIII
3.1.3	Classi di esposizione e Copriferrì	IX
3.2	<i>Acciaio</i>	IX
3.2.1	Acciaio per cemento armato B 450 C.....	IX
3.2.2	Acciaio per carpenteria metallica tipo S355JR	IX
3.2.3	Acciaio per carpenteria metallica tipo S275JR	IX
3.3	<i>Legno</i>	X
3.3.1	Legno lamellare GL24h.....	X
3.3.2	Legno lamellare C24	X
4	AZIONI DI CALCOLO	2
4.1	<i>Carichi sui solai</i>	2
4.1.1	Pesi propri dei materiali strutturali	2
4.1.2	Carichi permanenti e sovraccarichi variabili sugli impalcati.....	2
4.1.3	Sovraccarichi variabili legati alla destinazione d'uso	2
4.2	<i>Azione della neve</i>	2
4.3	<i>Azione sismica</i>	2
4.3.1	Criteri di modellazione.....	3
5	COMBINAZIONI DI CARICO.....	5
5.1	<i>Combinazioni delle azioni</i>	5
5.2	<i>Coefficienti parziali di sicurezza</i>	5
5.3	<i>Coefficienti di combinazione</i>	6
6	ANALISI MODALE	7
7	FONDAZIONI	8
8	ELEVAZIONI.....	11
8.1	<i>Pilastrì 28x35 GL24</i>	11
8.2	<i>Pilastrì 44cm GL24</i>	12
9	ORIZZONTAMENTI.....	13
9.1	<i>Pannello in CLT sp. 30cm</i>	13
9.1.1	Materiale	13
9.1.2	Analisi dei Carichi.....	13
9.1.3	Verifiche SLU – Momento flettente	14
9.1.4	Verifiche SLU – Taglio.....	14
9.1.5	Analisi delle tensioni a SLU.....	16
9.1.6	Verifiche SLE – deformazioni	17
9.1.7	Verifiche SLE – vibrazioni	18
9.1.8	Schiacciamento	18
9.2	<i>Solaio a cassettoni in c.a.</i>	19
9.2.1	Verifiche di deformabilità - SLE.....	19
9.3	<i>Travi in legno lamellare</i>	21
9.3.1	Verifiche a tensoflessione.....	21
10	COPERTURA	23
10.1	<i>Pannello in CLT sp. 26cm</i>	23

10.1.1	Materiale	23
10.1.2	Analisi dei Carichi.....	23
10.1.3	Verifiche SLU – Momento flettente	24
10.1.4	Verifiche SLU – Taglio	25
10.1.5	Analisi delle tensioni a SLU.....	26
10.1.6	Verifiche SLE – deformazioni.....	28
11	BALCONI	30
11.1	<i>Travi HEA100</i>	30
11.1.1	Verifiche di resistenza - SLU	30
11.1.2	Verifiche di deformabilità - SLE.....	31
12	DETTAGLIO DI CONNESSIONE TIPO: PILASTRO – PILASTRO.....	32
13	TELAIO FACCIATA.....	33
13.1.1	Azioni agenti	33
13.1.2	Verifiche a stato limite ultimo - SLU	34
13.1.3	Verifiche di deformabilità - SLE.....	35

1 Descrizione dell'opera

L'opera in oggetto è una nuova scuola situata nel comune di Monza, caratterizzata dalla commistione di differenti tecnologie costruttive quali il calcestruzzo armato, più massivo e rigido per le parti inferiori (fondazioni e prime elevazioni) ed il legno, più leggero e flessibile per elevazioni ed orizzontamenti dei piani superiori e copertura. Ancora, corredano la scuola i balconi e la quinta esterna in calcestruzzo e in carpenteria metallica.

La struttura è composta dai due corpi principali ad uso aule e spazi di attività didattiche collaterali, adiacenti tra loro e intervallati da un nucleo centrale (vano scala e ascensore) e contornati da due vani scale posti alle rispettive estremità; questi tre corpi minori di servizio, interamente in c.a. su tutt'altezza, hanno funzione irrigidente nei confronti delle sollecitazioni orizzontali (sisma e vento).

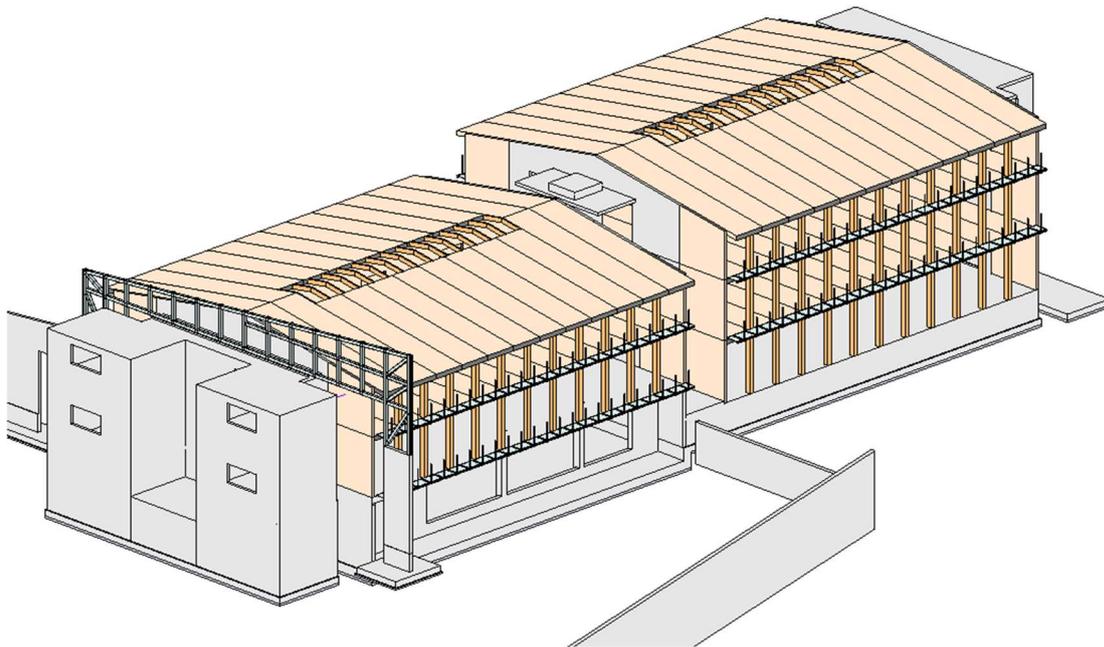


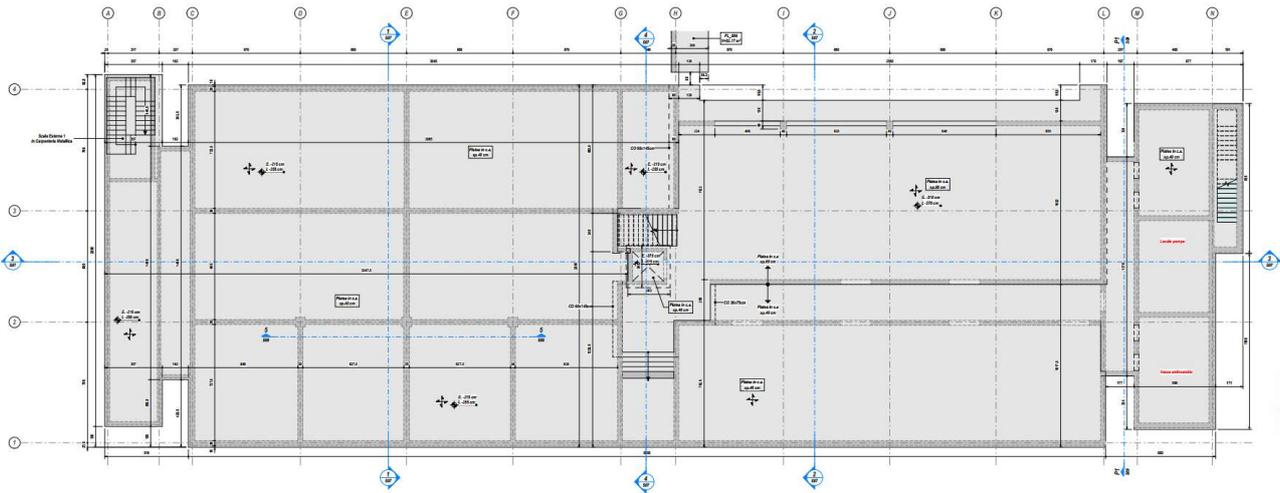
Figura 1 - 3D

La struttura fonda su un sistema di platee, di spessore 40 e 60cm, rispettivamente per corpo di monte e corpo di valle, anch'esso sfalsato in quota di c.ca 1,00m in corrispondenza del vano ascensore (corpo centrale in c.a.) per seguire la conformazione del terreno. Un intervento di miglioramento del terreno è previsto in una porzione del sedime superficiale aventi scadenti caratteristiche geotecniche.

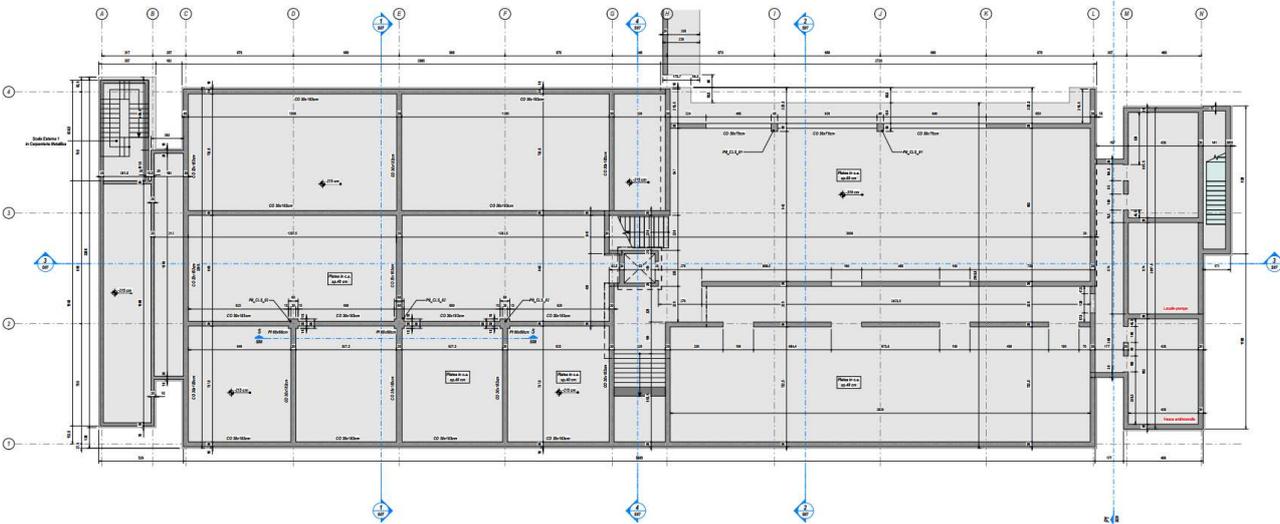
Le elevazioni inferiori, i corpi scalari, alcune pareti di controvento ed il primo solaio del corpo più affondato sono realizzati in c.a. ordinario. Caratterizzano il solaio del corpo di valle una soletta piena bidirezionale dello spessore di 30cm e un solaio a cassettoni di spessore complessivo 55cm (45+10cm), utile a coprire luci nell'ordine di c.ca 10m e garantire leggerezza ed efficienza.

Dallo spiccato del piano terra per corpo di monte e del piano primo per quello di valle si ergono le strutture in legno atte ad alleggerire la struttura in altezza; nello specifico si adoperano pannelli di CLT ("Cross Laminated Timber"), anche denominato XLAM per solai, copertura e muri ed elementi tipo in Legno lamellare ("Glulam") per le colonne e le travi.

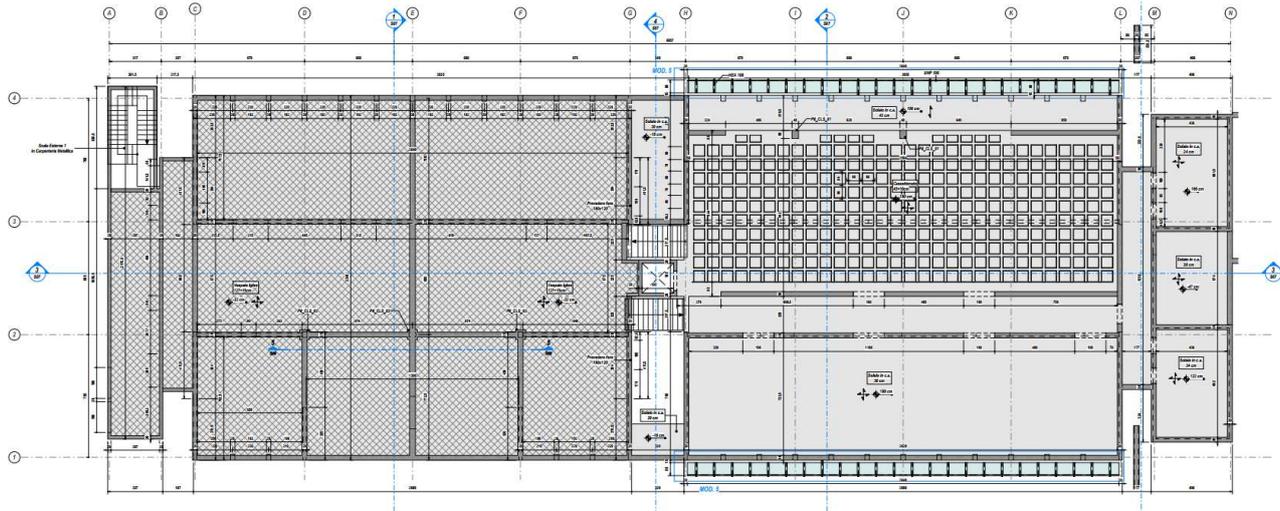
LIVELLO SEMINTERRATO: FONDAZIONI - vista dall'alto
Scala 1:100



LIVELLO SEMINTERRATO: ELEVAZIONI - vista dall'alto
Scala 1:100

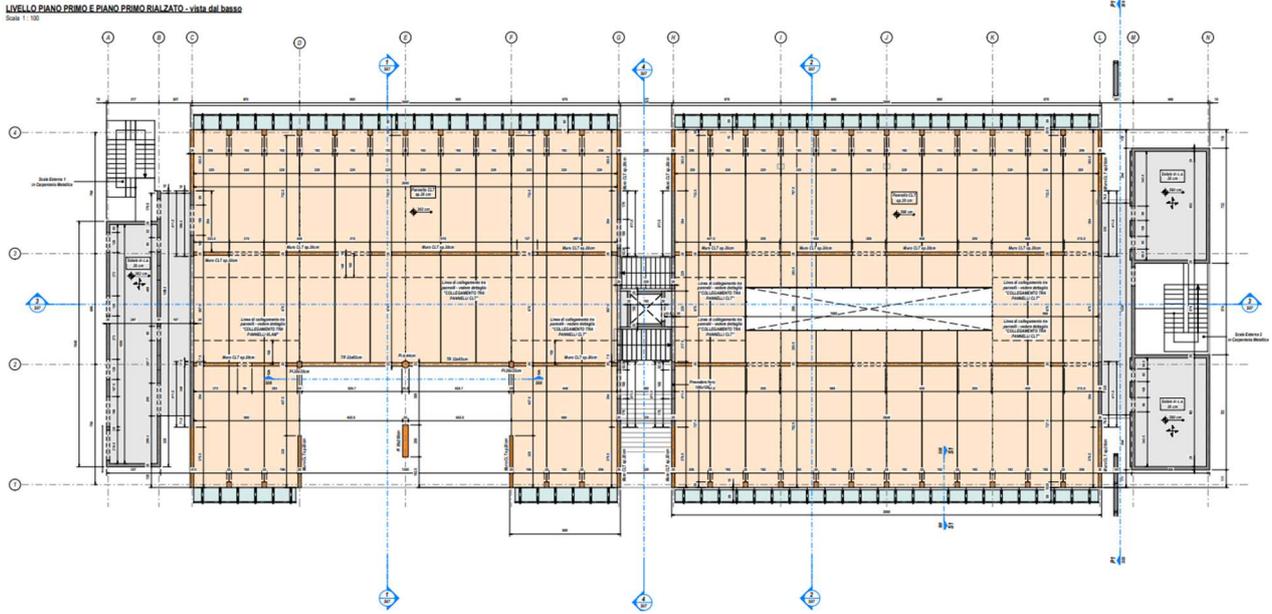


LIVELLO PIANO TERRA E PIANO TERRA RIALZATO - vista dal basso
Scala 1:100



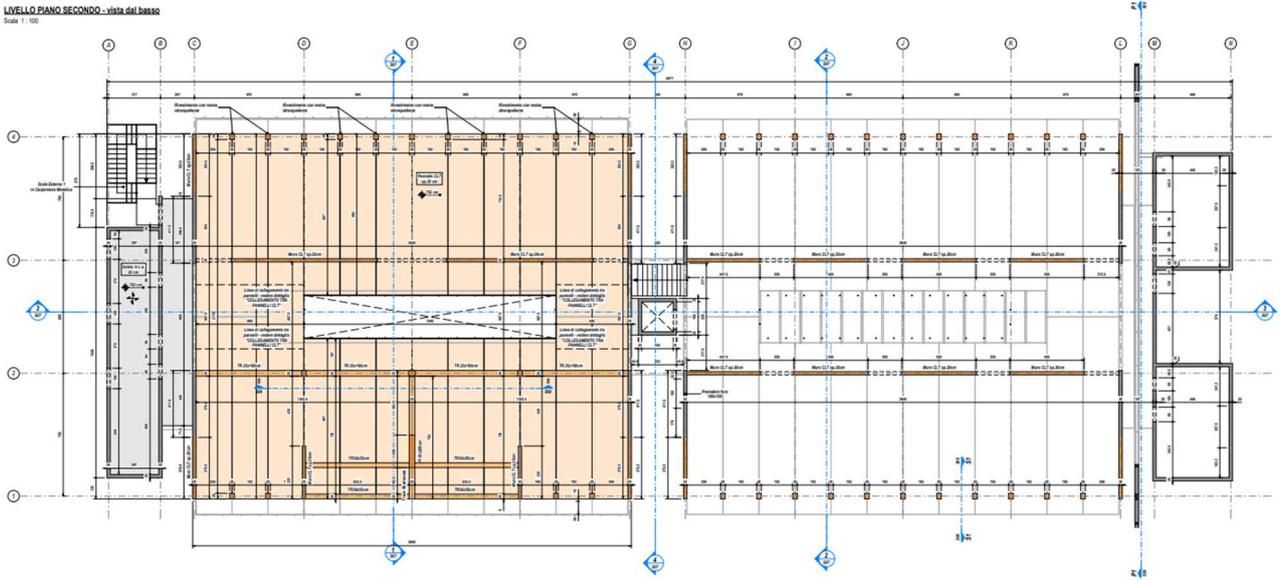
LIVELLO PIANO PRIMO E PIANO PRIMO RIALZATO - vista dal basso

Scale 1:100



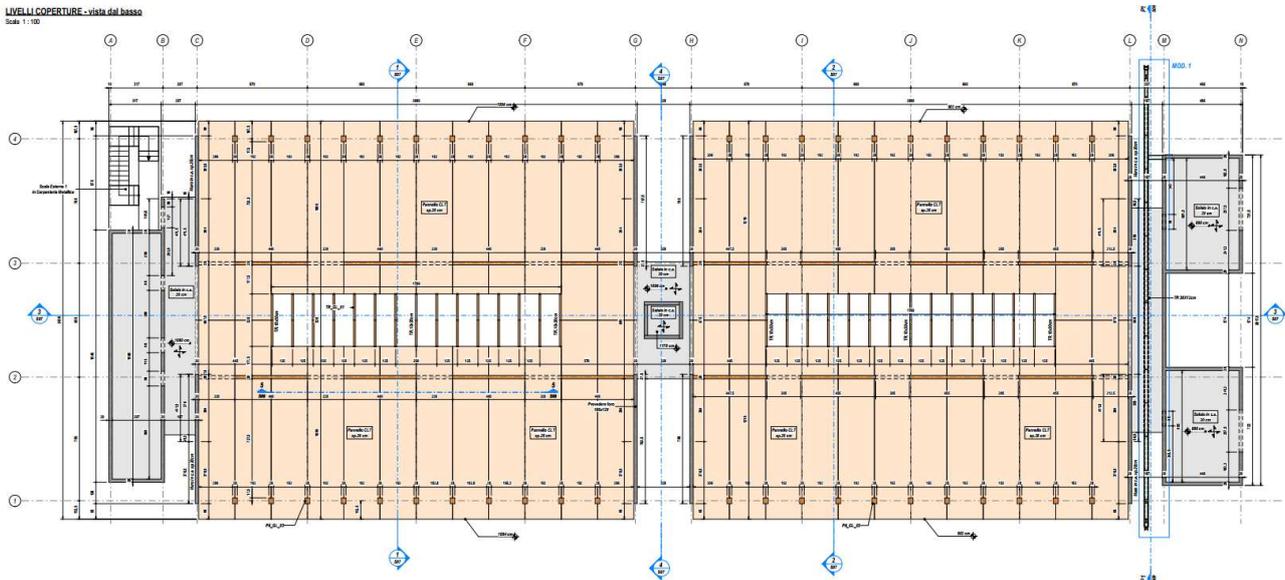
LIVELLO PIANO SECONDO - vista dal basso

Scale 1:100

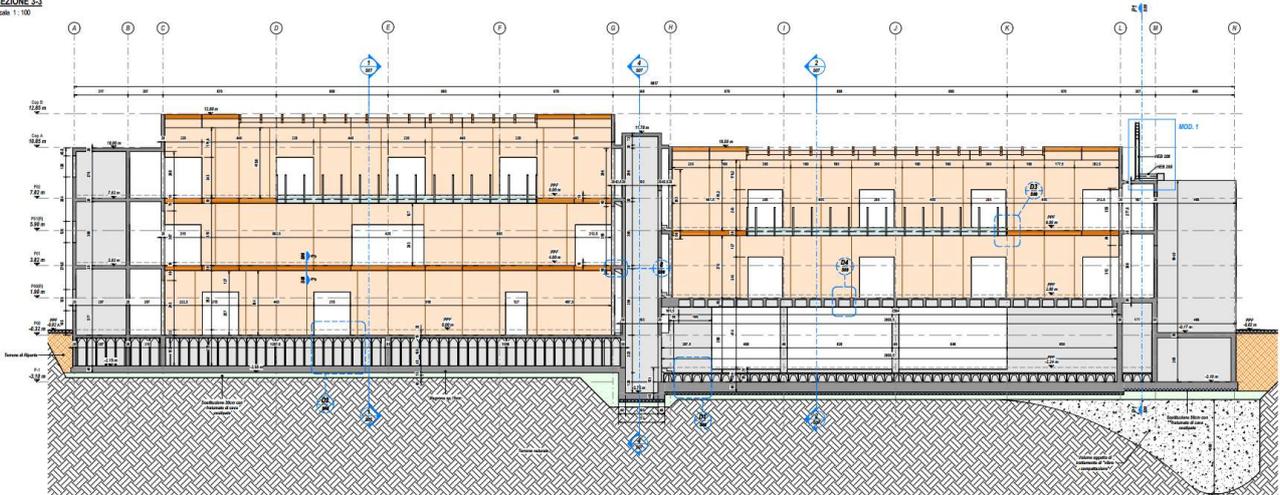


LIVELLI COPERTURE - vista dal basso

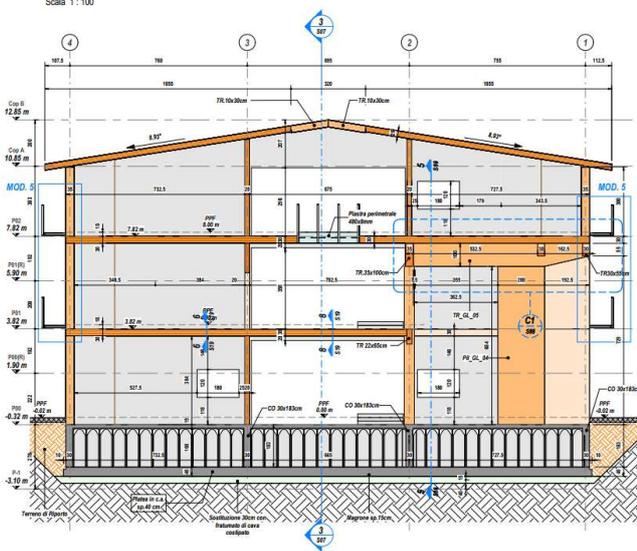
Scale 1:100



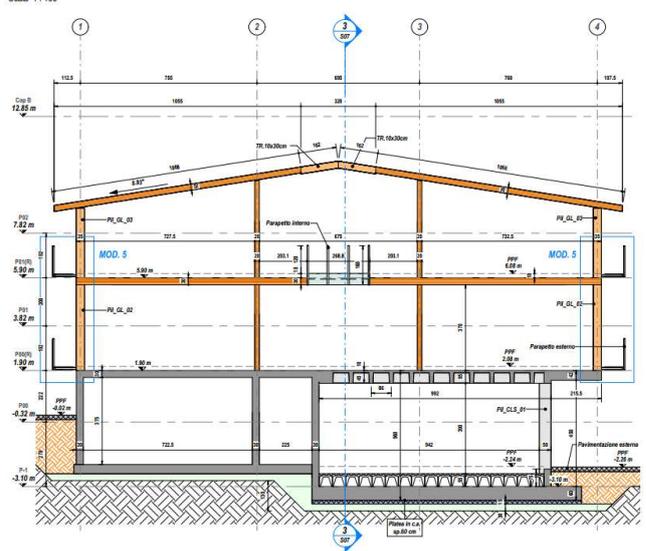
SEZIONE 3-3
Scala 1:100



SEZIONE 1-1
Scala 1:100



SEZIONE 2-2
Scala 1:100



SEZIONE 4-4
Scala 1:100

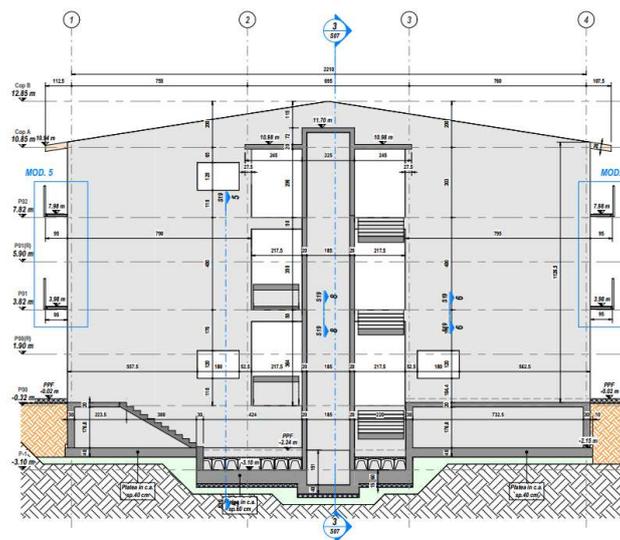


Figura 2 - Planimetrie e sezioni



2 Normativa di riferimento

L'opera viene progettata in ottemperanza alle seguenti prescrizioni normative:

- D.M. Infrastrutture e dei Trasporti 17.01.2018: *Norme tecniche per le costruzioni*;
- Circolare C.S.LL.PP. del 21.01.2019 n.7: *Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018.*

Per quanto non espressamente specificato nelle precedenti normative si fa riferimento ai seguenti documenti:

- UNI EN 1992-1-1:2015 – Eurocodice 2 – *Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici.*
- UNI EN 1993-1-1:2014 – Eurocodice 3 – *Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici.*
- UNI EN 1995-1-1:2014 – Eurocodice 5 – *Progettazione delle strutture di legno – Regole generali e regole per gli edifici.*
- UNI EN 1998-1-1:2013 – Eurocodice 8 – *Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.*

3 Materiali

3.1 Calcestruzzo

Coefficiente di dilatazione termica:

$$\alpha_T = 1,0 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$$

Coefficiente parziale di sicurezza:

$$\gamma_C = 1,50$$

3.1.1 Classe di resistenza C25/30

Resistenza caratteristica a compressione su cubi:

$$R_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$$

3.1.2 Classe di resistenza C30/37

Resistenza caratteristica a compressione su cubi:

$$R_{ck} = 37,0 \text{ MPa}$$

Tabella 1 - Classi di calcestruzzo per diversi elementi strutturali

	CLASSE DI RESISTENZA
<i>Fondazioni</i>	<i>C25/30</i>
<i>Muri contro terra</i>	<i>C30/37</i>
<i>Pareti</i>	<i>C30/37</i>
<i>Pilastri</i>	<i>C30/37</i>
<i>Solai</i>	<i>C30/37</i>



3.1.3 Classi di esposizione e Copriferrri

Si riportano le classi di esposizione e i copriferri minimi per i diversi elementi costituenti la struttura portante dell'edificio.

Tabella 2 - Classi di esposizione e copriferri per diversi elementi strutturali

	CLASSE DI ESPOSIZIONE	Copriferro Minimo
Fondazioni	XC2	25+10 = 35mm (Platea 40mm)
Muri contro terra	XC2	20+5 = 25mm
Pareti	XC1/XC3	20+5 = 25mm
Pilastri	XC1/XC3	25+10 = 35mm
Solai	XC1/XC3	20+5 = 25mm (Travi fuori sp. 30mm)

Per elementi con classe di resistenza R120, riferirsi alle indicazioni relative ai copriferri riportate sugli elaborati di progetto.

(*) copriferri determinati dalle modalità di esecuzione delle opere; da valutarsi congiuntamente con appaltatore specialistico.

3.2 Acciaio

3.2.1 Acciaio per cemento armato B 450 C

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$
Coefficiente parziale di sicurezza:	$\gamma_s = 1,15$
Resistenza di calcolo:	$f_{yd} = 391 \text{ MPa}$

3.2.2 Acciaio per carpenteria metallica tipo S355JR

Coefficiente di dilatazione termica:	$\alpha_T = 1,2 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$
Modulo elastico:	$E = 210000 \text{ MPa}$
Coefficiente parziale di sicurezza:	$\gamma_A = 1,05$
Resistenza di calcolo:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_A = 338 \text{ Mpa}$

3.2.3 Acciaio per carpenteria metallica tipo S275JR

Coefficiente di dilatazione termica:	$\alpha_T = 1,2 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$
Modulo elastico:	$E = 210000 \text{ MPa}$



Coefficiente parziale di sicurezza:	$\gamma_A = 1,05$
Resistenza di calcolo:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_A = 261,9 \text{ MPa}$

3.3 Legno

3.3.1 Legno lamellare GL24h

Resistenza caratteristica alla flessione:	$f_{m,k} = 24,0 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica alla trazione parallela alle fibre:	$f_{t,0,k} = 19,2 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica alla trazione perpendicolare alle fibre:	$f_{t,90,k} = 0,5 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica alla compressione parallela alle fibre:	$f_{c,0,k} = 24,0 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica alla compressione perpendicolare alle fibre:	$f_{c,90,k} = 2,5 \text{ MPa}$
Resistenza al taglio caratteristica:	$f_{v,k} = 3,5 \text{ MPa}$
Modulo elastico parallelo alle fibre:	$E_{o,media} = 11,5 \text{ GPa}$ $E_{o,05} = 9,6 \text{ GPa}$
Modulo elastico perpendicolare alle fibre:	$E_{90,media} = 0,3 \text{ GPa}$ $E_{90,05} = 0,25 \text{ GPa}$
Classe di servizio:	2
Fattore di sicurezza parziale:	$\gamma_M = 1,35$
Resistenza alla flessione di progetto:	$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M}$
Resistenza alla trazione di progetto:	$f_{t,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M}$
Resistenza alla compressione di progetto:	$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M}$
Resistenza al taglio di progetto:	$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M}$

3.3.2 Legno lamellare C24

Resistenza caratteristica alla flessione:	$f_{m,k} = 24,0 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica alla trazione parallela alle fibre:	$f_{t,0,k} = 14,0 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica alla trazione perpendicolare alle fibre:	$f_{t,90,k} = 0,12 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica alla compressione parallela alle fibre:	$f_{c,0,k} = 21,0 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica alla compressione perpendicolare alle fibre:	$f_{c,90,k} = 2,5 \text{ MPa}$
Resistenza al taglio caratteristica:	$f_{v,k} = 4,0 \text{ MPa}$
Modulo elastico parallelo alle fibre:	$E_{o,media} = 12,0 \text{ GPa}$
Classe di servizio:	2
Fattore di sicurezza parziale:	$\gamma_M = 1,35$
Resistenza alla flessione di progetto:	$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M}$



Resistenza alla trazione di progetto:

$$f_{t,0,d}^{\square} = k_{mod} \cdot \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M}$$

Resistenza alla compressione di progetto:

$$f_{c,0,d}^{\square} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M}$$

Resistenza al taglio di progetto:

$$f_{v,d}^{\square} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M}$$



4 Azioni di calcolo

Le azioni considerate per il dimensionamento dell'opera sono ovunque conformi a quanto previsto dalle NTC 2018.

4.1 Carichi sui solai

4.1.1 Pesì propri dei materiali strutturali

- calcestruzzo armato: 25,0 kN/m³
- legno lamellare: 5,0 kN/m³
- Acciaio: 78,5 kN/m³

4.1.2 Carichi permanenti e sovraccarichi variabili sugli impalcati

Sulle strutture si considera la seguente distribuzione di carichi permanenti (vedi figura):

- Su solai CLT: 2,5 kN/m²
- Su solai CLT (elementi divisorii): 0,5 kN/m²
- Piano terra: 3,5 kN/m²
- Coperture: 2,5 kN/m²

4.1.3 Sovraccarichi variabili legati alla destinazione d'uso

- Zone suscettibili di affollamento: 3,00 kN/m²
- Zone comuni (scale e ballatoi): 4,00 kN/m²

4.2 Azione della neve

Il Comune di Monza è posto a quota $a_s = +168$ m s.l.m.

- carico caratteristico di riferimento: $q_{sk} = 1,50$
- coefficiente di forma: $\mu_i = 0,80$ ($0^\circ < \alpha < 30^\circ$)
- coefficiente di esposizione: $C_E = 1,00$
- coefficiente termico: $C_T = 1,00$
- carico da neve sulla copertura: 1,20 kN/m²

4.3 Azione sismica

Comune	Monza (MI)
Zona sismica	2
Categoria suolo di fondazione	C
Categoria topografica	T1
Classe d'uso	III
Vita nominale	50 anni
Coefficiente C_u	1.5
Periodo di riferimento,	75 anni

Stato	Tr	ag	F0	Tc*
limite	[anni]	[g]	[-]	[s]
SLO	45	0.024	2.555	0.184
SLD	75	0.029	2.554	0.208
SLV	712	0.06	2.644	0.289

SLC	1462	0.073	2.685	0.303
-----	------	-------	-------	-------

SLV		
Ss	1.50	
Cc	1.58	
St	1.00	
S	1.50	
η	1.00	
q=	1.50	
η/q	0.67	
TB=	0.15	Sec
TC=	0.46	Sec
TD=	1.84	Sec

SLD		
Ss	1.50	
Cc	1.76	
St	1.00	
S	1.50	
η	1.00	
q=	1.00	
TB=	0.12	Sec
TC=	0.37	Sec
TD=	1.72	sec

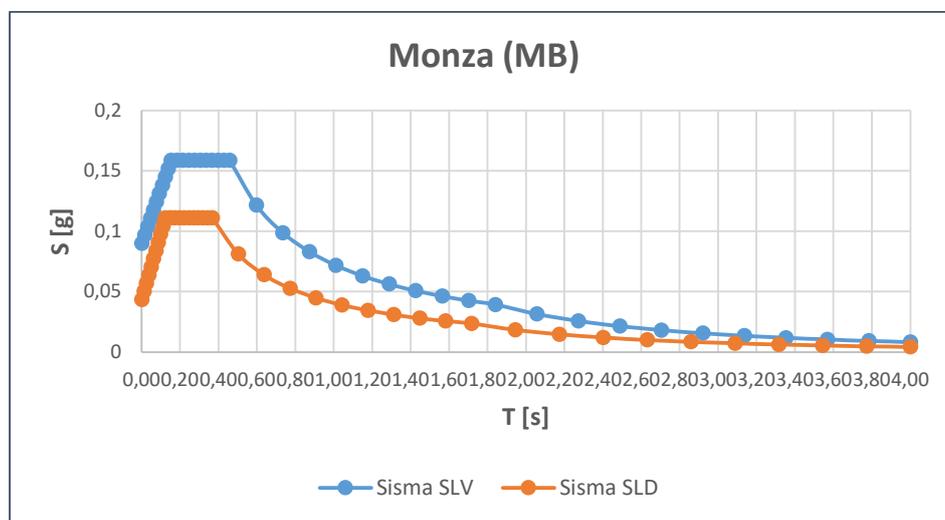


Figura 3 - Spettro di risposta SLV

4.3.1 Criteri di modellazione

Le analisi modali sono state condotte su un modello parziale (nel quale le membrature principali sono modellate con elementi *plate* – pareti e solai – e *beam* – pilastri e travi), vincolando gli spostamenti orizzontali al sistema fondazioni-interrato considerato rigido.

La massa delle strutture portanti (setti, pilastri, solai) è computata automaticamente dal software; le masse associate ai carichi permanenti portati e variabili, valutati in combinazione SLE quasi permanente, sono state applicate al modello considerando le possibili eccentricità accidentali in X e Y (5% delle rispettive dimensioni globali dell’edificio, secondo D.M. 17.01.2018 §7.2.6).

Le azioni sismiche sono state valutate considerando tutte le diverse combinazioni direzionali ($E_x+0,3E_y$; $E_x-0,3E_y$; $-E_x+0,3E_y$; ecc.).

Sono stati presi in considerazione un numero di modi congruo (50) in modo da assicurare il 90% della massa partecipante sia sui modi traslazionali che torsionali.

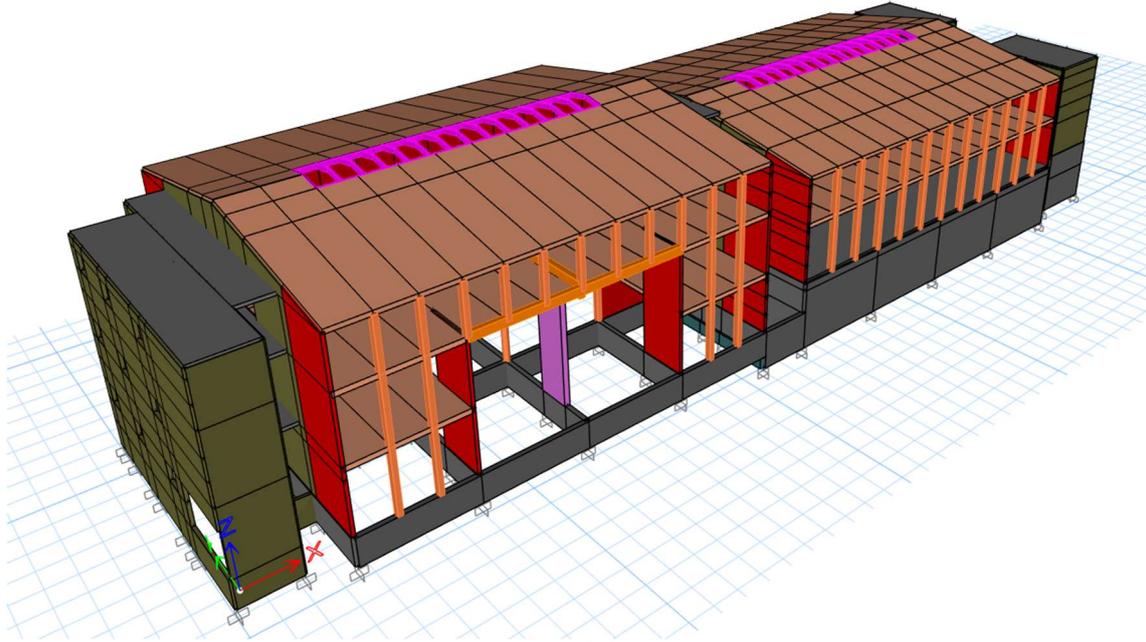


Figura 4 - Modello 3D FEM

A titolo distintivo, di seguito, il corpo di sinistra più alto verrà chiamato corpo A, mentre il corpo in legno di destra corpo B.

5 Combinazioni di carico

5.1 Combinazioni delle azioni

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

- Combinazione fondamentale (SLU):

$$E_d = E\{\gamma_G G_k, \gamma_P P_k, \gamma_{Q1} Q_{k1}, \psi_{0i} Q_{ki}, X_d, a_d\}$$

- Combinazione caratteristica o rara (SLE irreversibili):

$$E_d = E\{G_k, P_k, Q_{k1}, \psi_{0i} Q_{ki}, X_d, a_d\}$$

- Combinazione frequente (SLE reversibili):

$$E_d = E\{G_k, P_k, \psi_{11} Q_{k1}, \psi_{2i} Q_{ki}, X_d, a_d\}$$

- Combinazione quasi permanente (SLE – effetti a lungo termine):

$$E_d = E\{G_k, P_k, \psi_{2i} Q_{ki}, X_d, a_d\}$$

- Combinazione sismica:

$$E_d = E\{G_k, P_k, A_d, \psi_{2i} Q_{ki}, X_d, a_d\}$$

Le sollecitazioni sulla struttura dovute al sisma (E) si ottengono applicando l'azione sismica in maniera indipendente in ciascuna delle 2 direzioni principali dell'edificio. Per la natura oscillatoria del sisma, è necessario combinare le azioni sia con segno positivo che negativo, in modo da individuare sempre le condizioni di carico più sfavorevoli.

Le masse strutturali e non strutturali da considerare nel calcolo dell'azione sismica (E) sono quelle corrispondenti alla combinazione statica di base in presenza di sisma:

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

Le verifiche agli Stati Limite Ultimi sono eseguite secondo quanto stabilito dalle NTC 2018.

5.2 Coefficienti parziali di sicurezza

Le verifiche agli Stati Limite Ultimi sono eseguite secondo l'Approccio 1 definito al §2.6.1 delle Norme Tecniche.

In particolare, per le verifiche strutturali si adotta la *Combinazione 1* impiegando i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1(STR) di Tabella 2.6.I; per le verifiche riguardanti le fondazioni superficiali, si utilizza la combinazione A1+M1+R3 prevista per l'Approccio 2 (§6 delle Norme Tecniche).

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ^(a)	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Tabella 3 - Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche SLU

Per il dimensionamento delle berlinesi provvisionali si adottano:

$$G_1: \quad \gamma = 1.3$$

$$G_2: \quad \gamma = 1.5$$

$$Q: \quad \gamma = 1.5$$

I coefficienti di sicurezza per le spinte del terreno sono stati assunti coerentemente con il carico che le ha generate.

5.3 Coefficienti di combinazione

Nella tabella seguente sono riportati i coefficienti di combinazione per le diverse tipologie di azioni variabili.

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 4 - Valori dei coefficienti di combinazione

6 *Analisi Modale*

La struttura, regolare in altezza, presenta i seguenti 3 modi principali:

I modo (1,91 sec) - traslazionale sul lato lungo

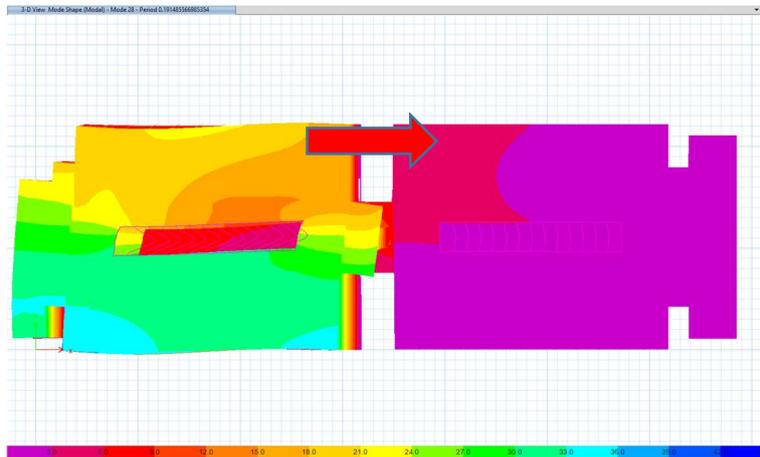


Figura 5 - Modo I

II modo (1,17 sec) - traslazionale sul lato corto

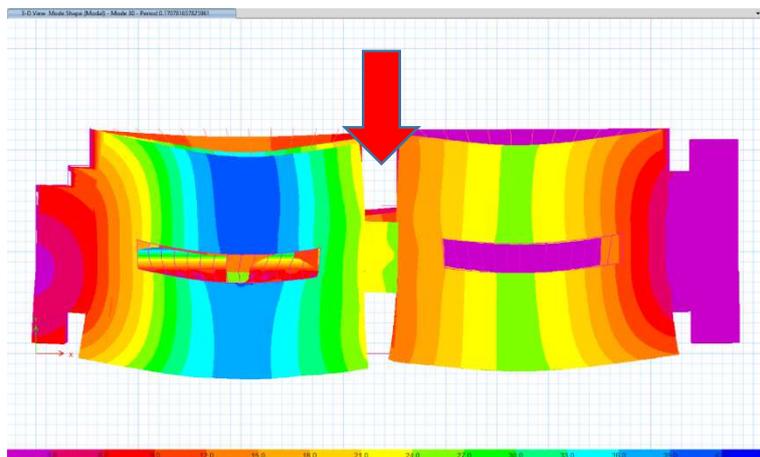


Figura 6 - Modo II

III modo (1,15 sec) - torsionale



Figura 7 - Modo III

7 Fondazioni

La struttura fonda su un sistema di platee continuo, di spessore 40 e 60cm, rispettivamente per corpo di monte e corpo di valle.

Un intervento di trattamento del terreno nella zona di valle dell'opera è previsto per bilanciare eventuali scompensi di cedimenti dovuti al declivio e alla conseguente differenza della rigidezza del terreno su cui si impostano le platee di fondazione.

Dalla relazione geologico geotecnica sono stati calcolati i seguenti parametri di capacità portante del terreno:

- direzione trasversale					
	sisma SLV	SLU-STR	SLU-GEO		
Q _{lim}	2787	2903	2692 kN/m ²		Vesic (1973)
	1875	1953	1811 kN/m ²		Hansen (1970)
	1949	2031	1883 kN/m ²		Meyerhof (1963)
	2204	2296	2128 kN/m ²		
- direzione longitudinale					
	sisma SLV	SLU-STR	SLU-GEO		
Q _{lim}	2787	2903	2903 kN/m ²		Vesic (1973)
	1875	1953	1953 kN/m ²		Hansen (1970)
	1949	2031	2031 kN/m ²		Meyerhof (1963)
	2204	2296	2296 kN/m ²		

Di seguito si riporta la pressione massima a cui sono soggette le due platee a SLU e SLE qp:

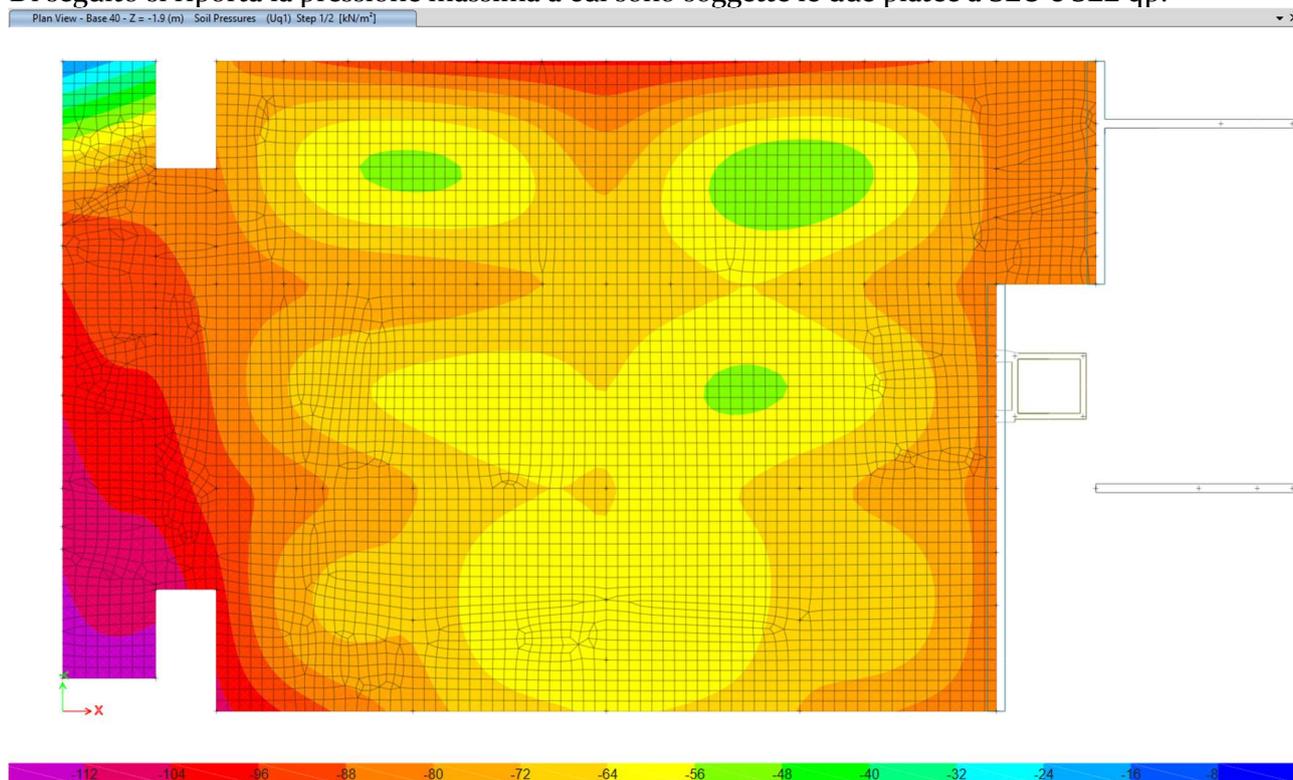


Figura 8 – Pressioni terreno SLU – porzione alta

Plan View - Base 60 - Z = -2.75 (m) Soil Pressures (Uq1) Step 1/2 [kN/m²]

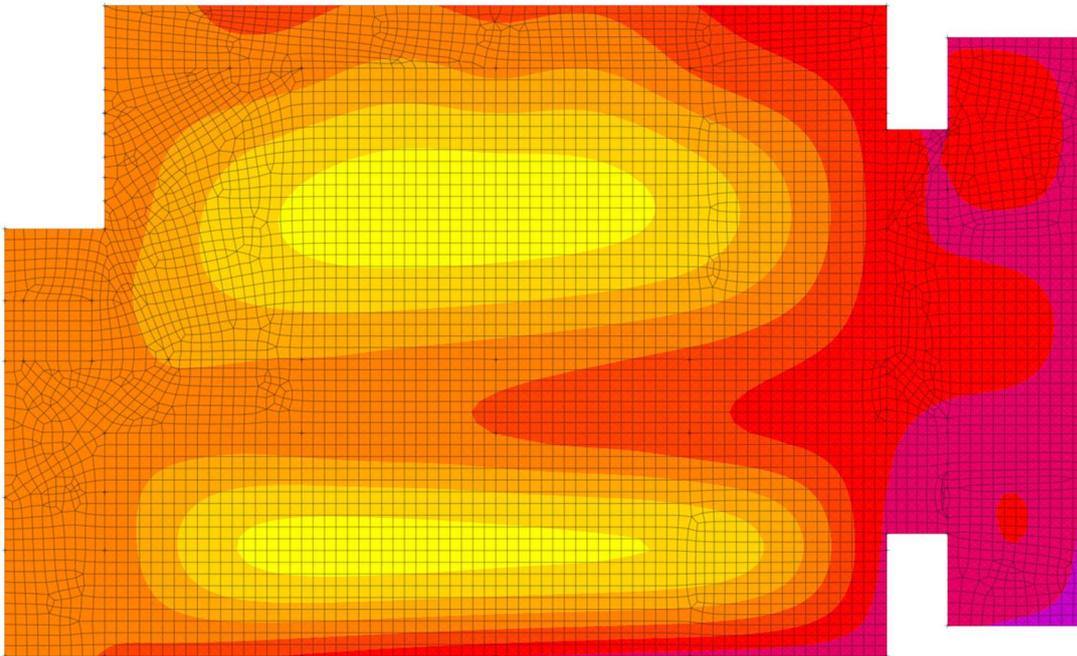


Figura 9 - Pressioni terreno SLU - porzione bassa

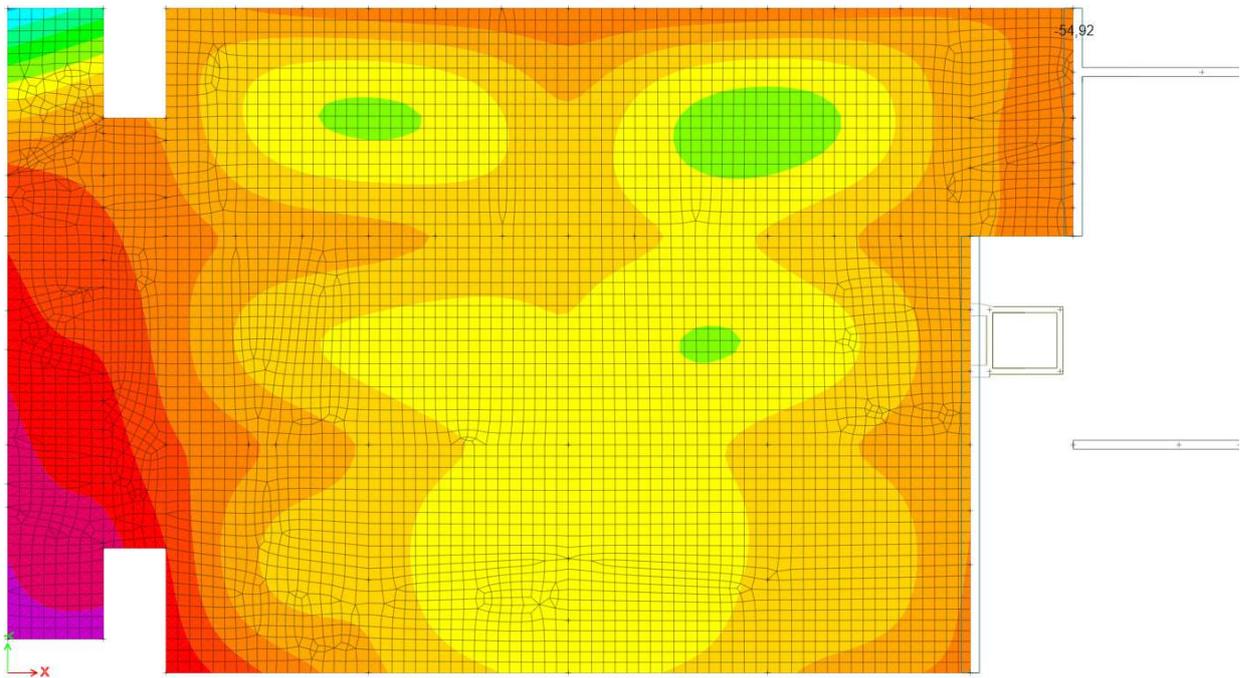


Figura 10 - Pressione terreno SLE qp - porzione alta

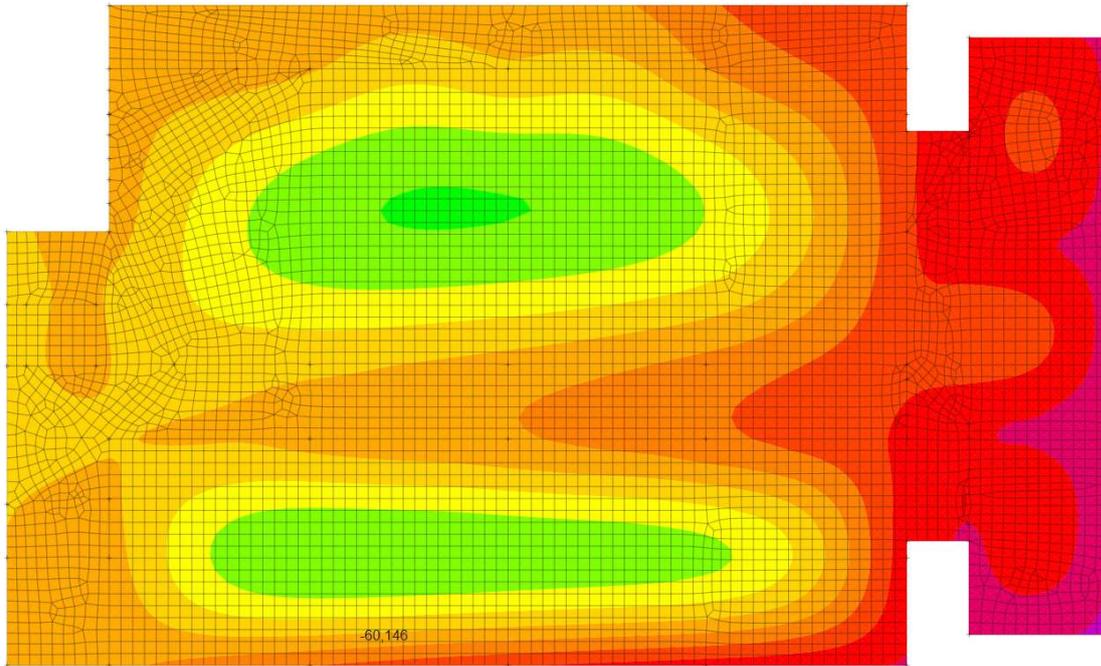


Figura 11 - Pressioni sul terreno SLE qp – porzione bassa

La mappatura delle pressioni sul terreno non presenta in alcun punto criticità nel rispetto della capacità portante del terreno.
 Si è inoltre valutato in via preliminare il cedimento complessivo della fondazione.

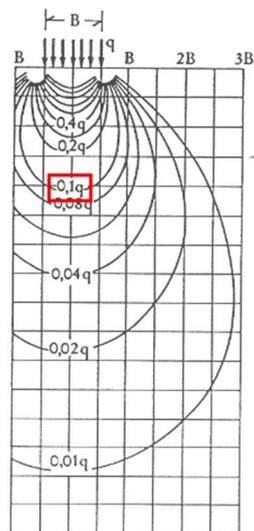


Figura 12 - Linee Isobare per fondazione quadrata

Considerando i due corpi indipendenti e una dimensione caratteristica del bulbo delle pressioni pari a 24m si ottiene per la condizione più gravosa:

$$u_z = \frac{\sigma_{qp,eff}}{2} \cdot \frac{2B}{E} = \frac{30kPa}{2} \cdot \frac{2 \cdot 2400cm}{445 kg/cm^2} = 16,18 mm$$

Il cedimento massimo risulta minore del valore ammissibile pari a 25mm.

8 Elevazioni

8.1 Pilastrini 28x35 GL24

Di seguito vengono riportate le verifiche dei pilastrini in legno di dimensioni bxh 28x35cm.

Corpo A

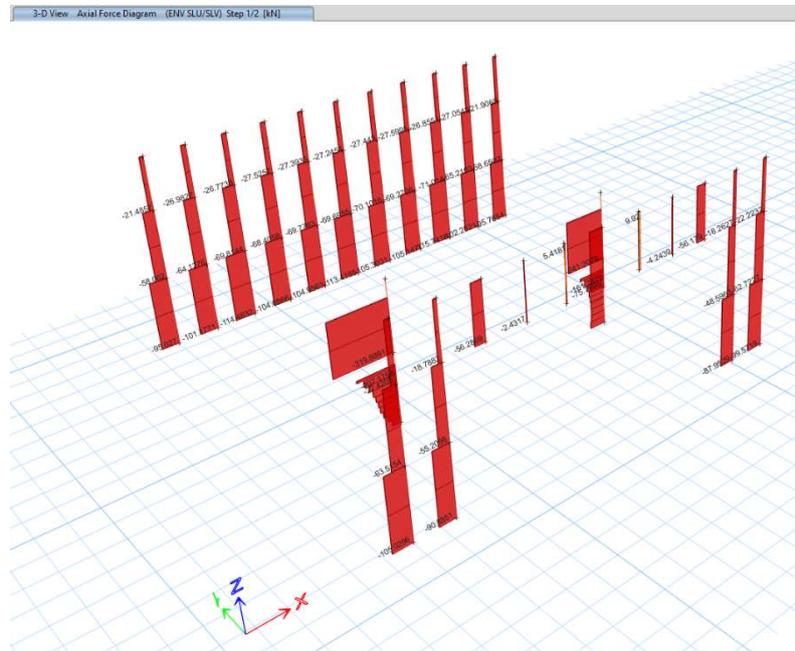


Figura 13 - Ned [SLU]

Corpo B

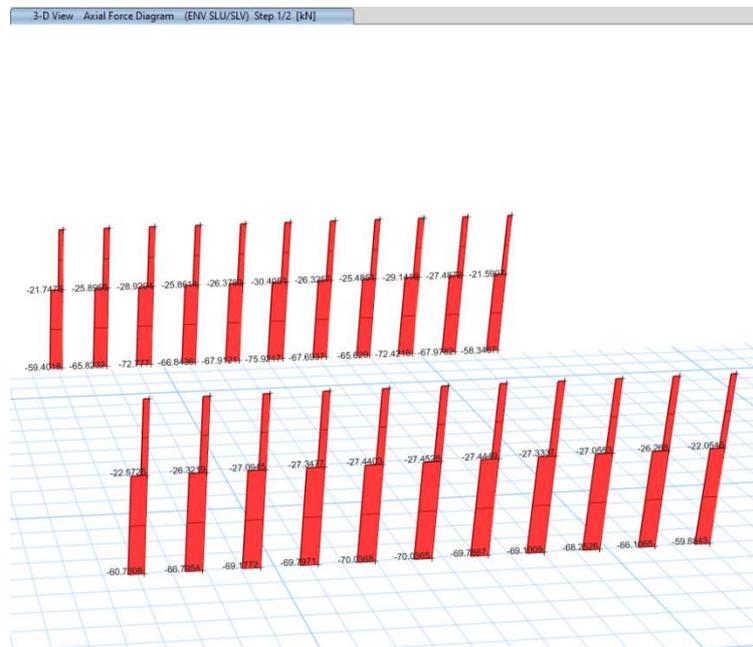


Figura 14 - Ned [SLU]

Verifiche a compressione

Si effettua la verifica del pilastro più sollecitato, che risulta soggetto alle seguenti azioni di progetto:

Statica) $N_{Ed} = 650 \text{ kN}$

Il pilastro di sezione 28x35cm in legno GL24.

$$f_{c,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = 10.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,d} = \frac{N_{Ed}}{A} = 6.63 \text{ MPa}$$

$$F.S. = \frac{\sigma_{c,d}}{f_{c,d}} = 0.67 < 1 \text{ OK}$$

8.2 Pilastri d44cm GL24

Di seguito vengono riportate le verifiche del pilastro circolare in legno di dimensioni 44cm.

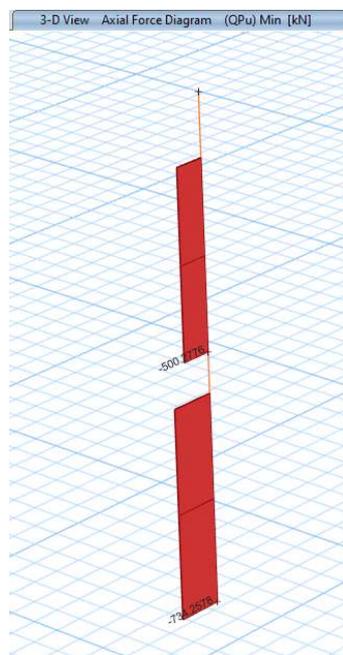


Figura 15 - Ned [SLU]

Verifiche a compressione

Si effettua la verifica del pilastro più sollecitato, che risulta soggetto alle seguenti azioni di progetto:

Statica) $N_{Ed} = 743 \text{ kN}$

Il pilastro di sezione 44cmcm in legno GL24.

$$f_{c,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = 10.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,d} = \frac{N_{ED}}{A} = 4.89 \text{ MPa}$$

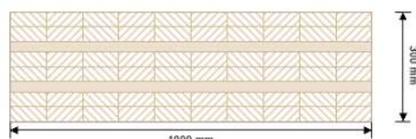
$$F.S. = \frac{\sigma_{c,d}}{f_{c,d}} = 0.47 < 1 \text{ OK}$$

9 Orizzontamenti

9.1 Pannello in CLT sp. 30cm

Gli orizzontamenti realizzati in pannelli CLT di spessore pari a 300mm aventi larghezza 2.2m e lunghezza massima pari a 7.6+2.15m, poggiano su pilastri e pannelli CLT verticali con una campata di 7.6m. Gli elementi sono composti con la seguente scansione di layer:

sezione: CLT 300 L8s - 2



strato	spessore	orientazione	materiale
1	40,0 mm	0°	Abete C24 ETA (2022)
2	40,0 mm	0°	Abete C24 ETA (2022)
3	30,0 mm	90°	Abete C24 ETA (2022)
4	40,0 mm	0°	Abete C24 ETA (2022)
5	40,0 mm	0°	Abete C24 ETA (2022)
6	30,0 mm	90°	Abete C24 ETA (2022)
7	40,0 mm	0°	Abete C24 ETA (2022)
8	40,0 mm	0°	Abete C24 ETA (2022)
t_{CLT}	300,0 mm		

Figura 16 - Composizione pannello

9.1.1 Materiale

parametri del materiale										
materiale	$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$f_{r,k \min}$	$E_{0,mean}$	G_{mean}	$G_{r,mean}$
	[N/mm ²]									
Abete C24 ETA (2022)	24,00	14,00	0,12	21,00	2,50	4,00	1,25	12.000,00	690,00	50,00

Figura 17 - Caratteristiche meccaniche CLT

9.1.2 Analisi dei Carichi

- Pannello CLT 300mm:
 - peso proprio elementi strutturali: 1,50 kN/m²
 - carichi permanenti non strutturali: 2,50 kN/m²
 - Pannelli per separazione aule: 1,40 kN/m
 - carichi variabili: 3,00 kN/m²

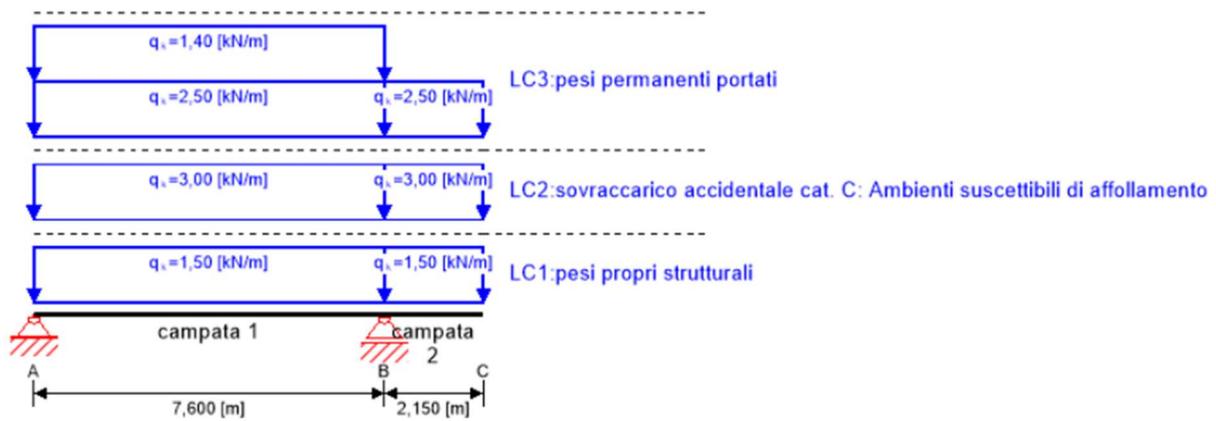


Figura 18 - Carichi pannello CLT

9.1.3 Verifiche SLU - Momento flettente

Si riportano di seguito il momento agente e le verifiche a stato limite ultimo della struttura.

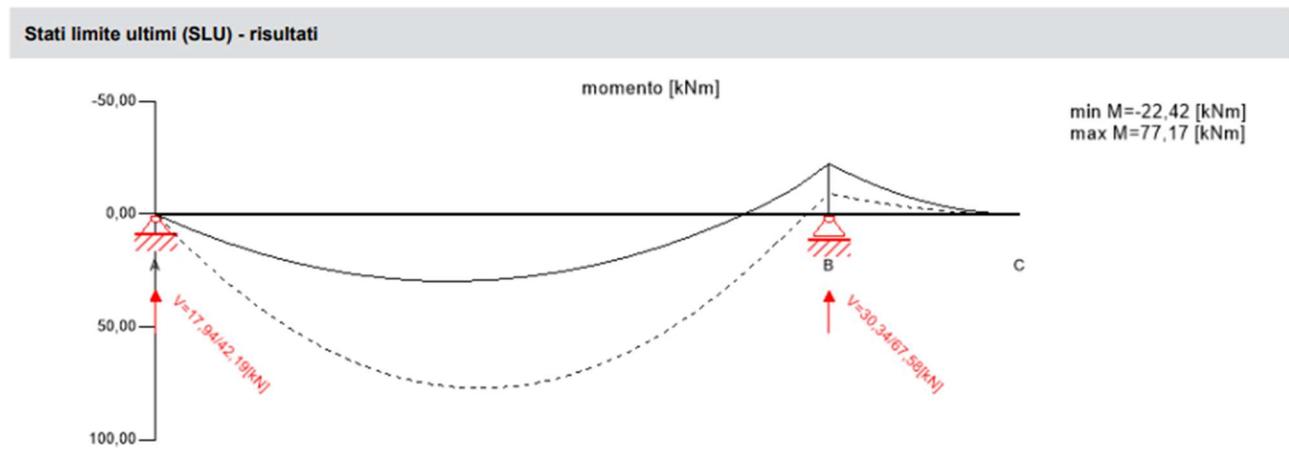


Figura 19 - Med - SLU [kNm/m]

ULS verifica a flessione									
camp	dist.	$f_{m,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$f_{m,y,d}$	$M_{y,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	rapporto
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]	
1	3,8	24,00	1,35	0,90	1,10	17,60	77,17	-5,61	32% LCO2
2	0,0	24,00	1,35	0,90	1,10	17,60	-22,42	1,63	9% LCO2

Lo sfruttamento risulta del 32%. Le verifiche risultano perciò rispettate.

9.1.4 Verifiche SLU - Taglio

Si riportano di seguito il taglio agente e le verifiche a stato limite ultimo della struttura.

Stati limite ultimi (SLU) - risultati

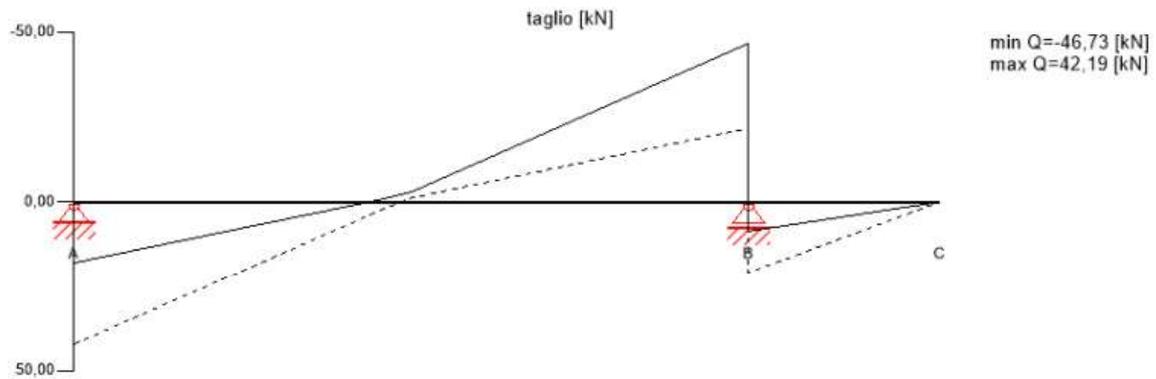


Figura 20 - VEd - SLU [kNm/m]

ULS verifica a taglio

campε	dist.	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,d}$	V_d	$T_{v,d}$	rapporto	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]		
1	7,6	4,00	1,35	0,90	2,67	-46,73	0,22	8%	LCO2
2	0,0	4,00	1,35	0,90	2,67	20,86	0,10	4%	LCO2

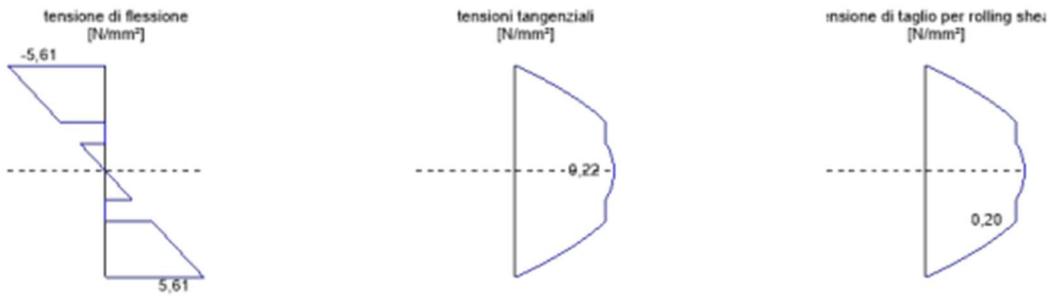
ULS rolling shear

campε	dist.	$f_{r,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{r,d}$	V_d	$T_{r,d}$	rapporto	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]		
1	7,6	1,15	1,35	0,90	0,77	-46,73	0,20	26%	LCO2
2	0,0	1,15	1,35	0,90	0,77	20,86	0,09	12%	LCO2

Lo sfruttamento risulta del 26%. Le verifiche risultano perciò rispettate.

9.1.5 Analisi delle tensioni a SLU

diagramma delle tensioni



analisi della tensione di flessione

$M_{y,d} =$	77,17	kNm	$f_{m,k} =$	24,00	N/mm ²
$M_{z,d} =$	0,00	kNm	$f_{m,k,z} =$	24,00	N/mm ²
$N_{t,d} =$	0,00	kN	$\gamma_m =$	1,35	-
			$k_{mod} =$	0,90	-
			$k_{sys,y} =$	1,10	-
			$k_{h,m,y} =$	1,00	-
			$k_{h,m,z} =$	1,00	-
			$k_t =$	1,00	-
$\sigma_{t,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{t,d} =$	9,33	N/mm ²
$\sigma_{m,y,d} =$	-5,61	N/mm ²	$f_{m,y,d} =$	17,60	N/mm ²
$\sigma_{m,z,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{m,z,d} =$	0,00	N/mm ² ✓

grado di sfruttamento

32%

analisi delle tensioni tangenziali

$V_d =$	-46,73	kN	$f_{v,k} =$	4,00	N/mm ²
			$\gamma_m =$	1,35	-
			$k_{mod} =$	0,90	-
			$k_{h,v} =$	0,00	-
$\tau_{v,d} =$	0,22	N/mm ²	$f_{v,d} =$	2,67	N/mm ² ✓

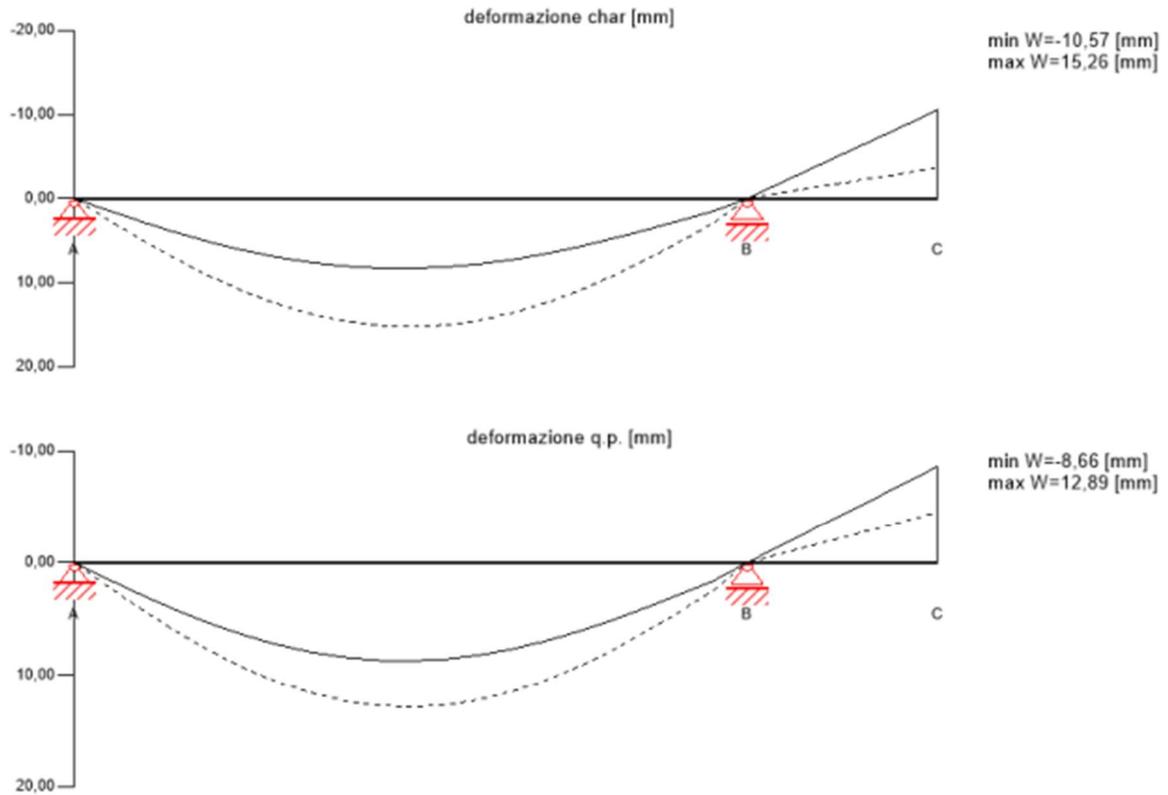
grado di sfruttamento

8%

9.1.6 Verifiche SLE – deformazioni

Si riportano di seguito le deformazioni a SLE della struttura:

Stati limite di esercizio (SLE) - risultati



$w_{inst} = w[char]$

campi	K_{def}	valore limite	w_{inst}	modulo di sezione	rapporto
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0,8	L/300	25,3	15,3	60%
2	0,8	L/300	14,3	0,0	0%

$w_{fin} = w[char] + w[q.p.]*k_{def}$

campi	K_{def}	valore limite	w_{inst}	modulo di sezione	rapporto
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0,8	L/250	30,4	25,6	84%

$w_{fin} = w[char] + w[q.p.]*kdef$					
campε	K_{def}	valore limite	w_{lim}	modulo di sezione	rapporto
		[-]	[mm]	[mm]	
2	0,8	L/250	17,2	0,0	0%

$w_{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.]*kdef$					
campε	K_{def}	valore limite	w_{lim}	modulo di sezione	rapporto
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0,8	L/300	25,3	23,2	92%
2	0,8	L/300	14,3	0,0	0%

Figura 21 - Uz (SLS)

9.1.7 Verifiche SLE – vibrazioni

analisi delle vibrazioni								
generale								
massa totale		30,14	[t]					
zona d'influenza		4,0	[m]					
rigidezza direzione longitudinale		25339,7	[kNm ²]					
rigidezza direzione trasversale		2803,7	[kNm ²]					
smorzamento modale equivalente		4,0	[%]					
α		0,1	[-]					
Peso dell'utente che cammina sul solaio		700,0	[N]					
massa modale		12816,5	[kg]					
analisi								
criterio	calc.	classe I	classe II	classe I	classe II	cl. I	cl. II	
Criterio della frequenza minima	4,746 [Hz]	4,5 [Hz]	4,5 [Hz]	95 %	95 %	✓	✓	
criterio di frequenza	4,746 [Hz]	8,0 [Hz]	6,0 [Hz]	169 %	126 %			
criterio in accelerazione	0,041 [m/s ²]	0,05 [m/s ²]	0,1 [m/s ²]	82 %	41 %	✓	✓	
criterio di rigidezza	0,091 [mm]	0,25 [mm]	0,5 [mm]	36 %	18 %	✓	✓	

9.1.8 Schiacciamento

Viene di seguito effettuata la verifica a schiacciamento dei pannelli CLT in corrispondenza dei pannelli verticali.

Schiacciamento

P90d	187.50 kN
Aref	200000 mm ²
kc90	1.75
fc90d	1.48 MPa
σ	0.54
ρ	0.36 rinforzo non necessario
Frd	518.52 kN

9.2 Solaio a cassettone in c.a.

Di seguito si riportano le deformate del solaio waffle di dimensioni totali 55cm suddivisi come segue:

Cappa in calcestruzzo di 10cm e travetti 16x45cm ad interasse 86cm.

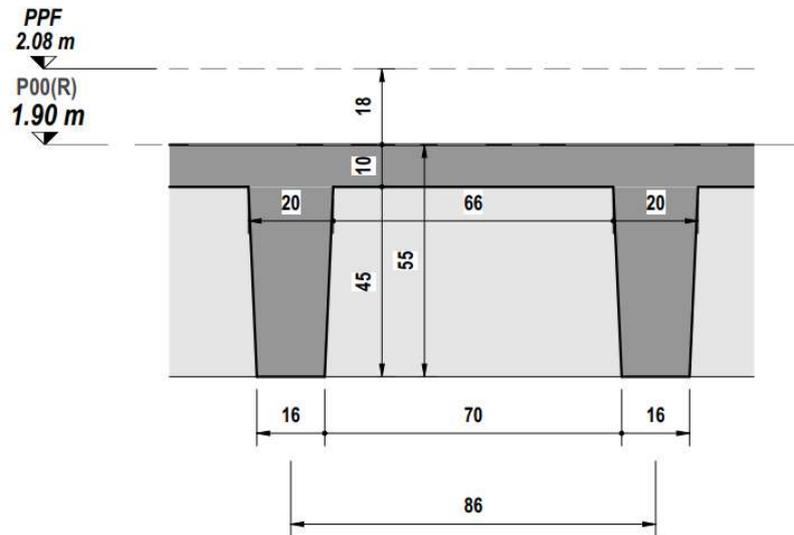


Figura 22 - Dettaglio Cassettonato

9.2.1 Verifiche di deformabilità - SLE

Si verifica che l'abbassamento della soletta in esame sia inferiore al limite consentito. La luce di riferimento misura 9,5m. Vengono considerati i seguenti limiti in termini di freccia:

- Freccia totale ($t=\infty$): $L/300 = 9500/300 = 31\text{mm}$
- Freccia dovuta ai carichi variabili: $L/500 = 9500/500 = 19\text{mm}$

Il calcolo dello spostamento a lungo termine viene effettuato con il programma di calcolo SAFE. Gli effetti della viscosità e del ritiro vengono tenuti in conto considerando i seguenti parametri:

- Deformazione per ritiro: $\epsilon_{cs,t} = 0,29\text{‰}$
- Coefficiente di viscosità: $\phi(t, t_0) = 2,13$

La massima freccia a lungo termine risulta pari a:

$$u_z(t_\infty) = 14 \text{ mm} < 31 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

La freccia dovuta ai carichi variabili risulta pari a:

$$u_{z,q} = 4 \text{ mm} < 19 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Le deformazioni sono state moltiplicate per un fattore pari a 4 per tenere in considerazione dei fattori di viscosità e della fessurazione a lungo termine.

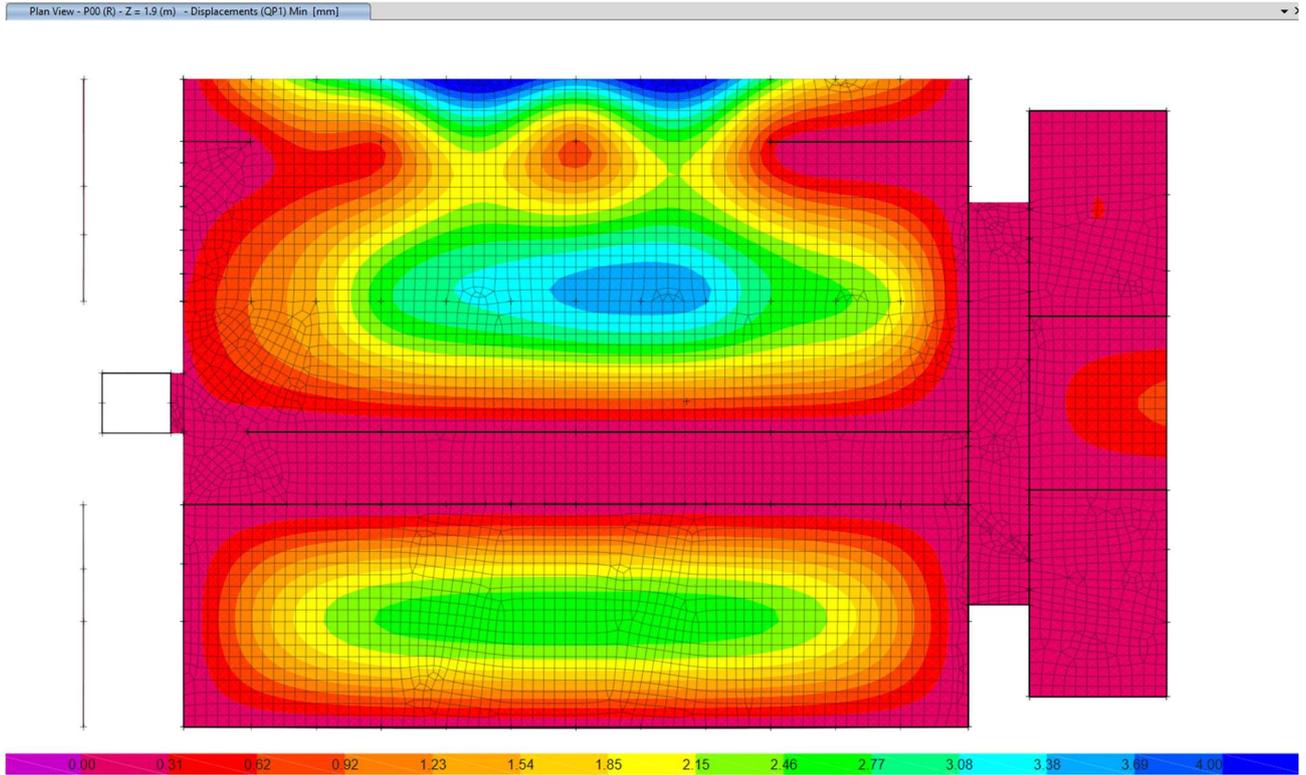


Figura 23 - Deformazioni con combinazioni quasi permanenti

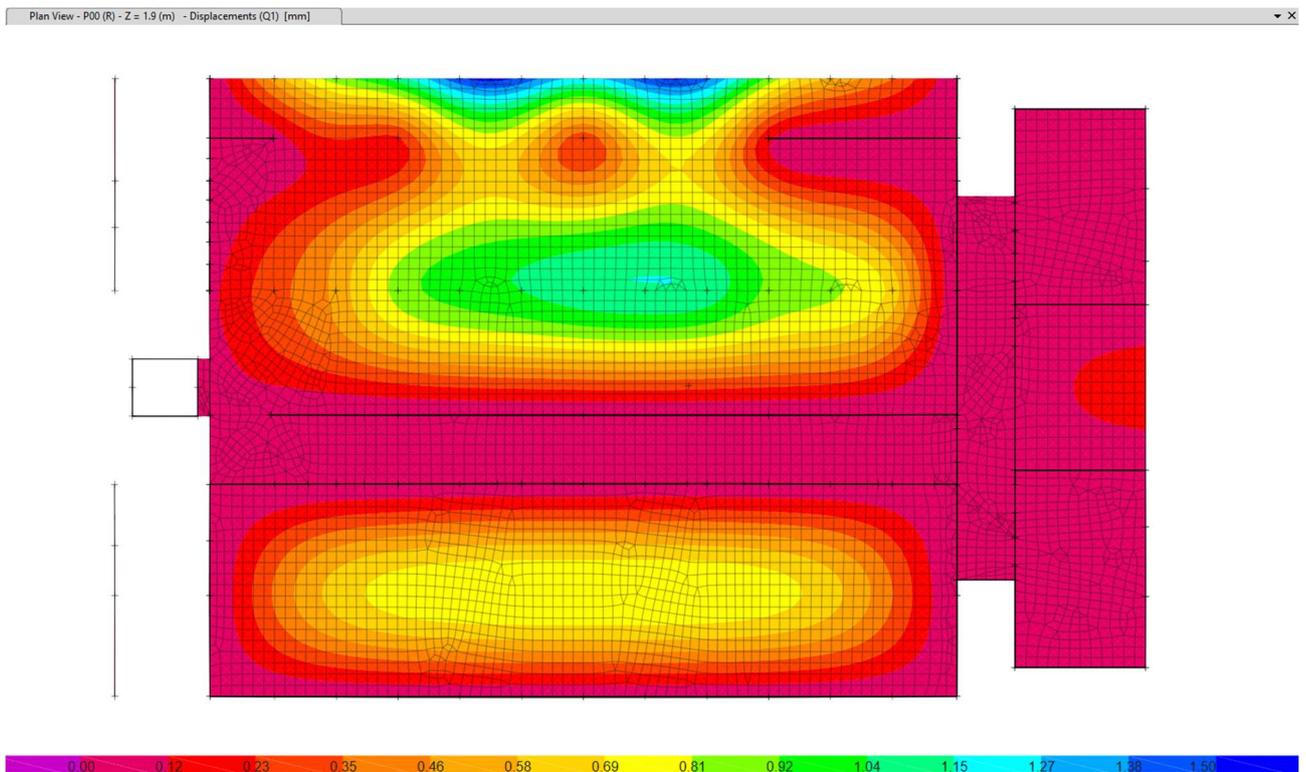


Figura 13 - Deformazioni con carichi variabili

9.3 Travi in legno lamellare

Di seguito vengono riportate le verifiche delle travi in legno lamellare

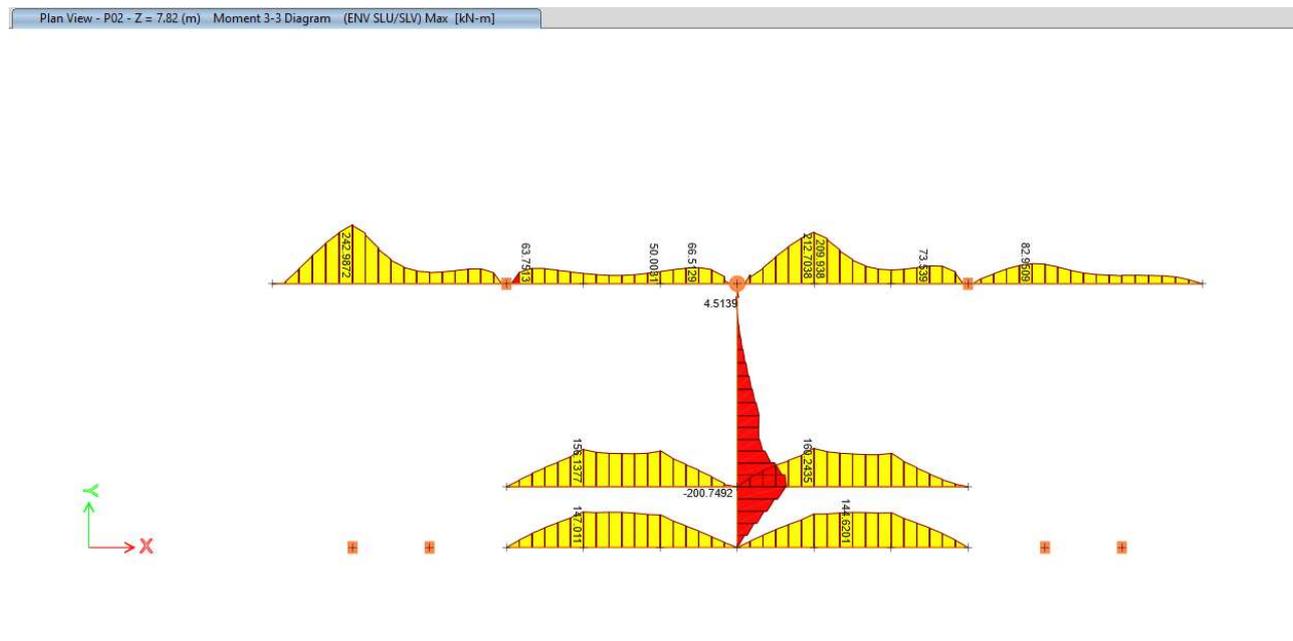


Figura 24 - MEd [SLU]

9.3.1 Verifiche a tensoflessione

Si effettua la verifica della trave più sollecitata, che risulta soggetto alle seguenti azioni di progetto:

Statica) $N_{Ed} = 65 \text{ kN}$
 $M_{Ed} = 408 \text{ kNm}$

La trave, di sezione rastremata, ha momento massimo nella sezione di massima altezza, pari a $b \times h = 35 \times 100 \text{ cm}$ in legno GL24.

sezione: trave di legno 35/100

larghezza della sezione	altezza della sezione	area	ly	lz
[cm]	[cm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ⁴]
35	100	350.000	29.166.670.000	3.572.916.000

Si riportano di seguito le verifiche.

Tensione di progetto a tensoflessione.

$$f_{t,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_M} = 8.5 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{mk}}{\gamma_M} = 10.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,d} = \frac{N_{ED}}{A} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,2} = \frac{M_{ED2}}{W_2} = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,3} = \frac{M_{ED3}}{W_3} = 6.99 \text{ MPa}$$

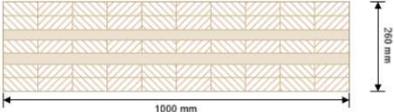
$$F.S. = \frac{\sigma_{t,d}}{f_{t,d}} + \frac{\sigma_{m,3}}{f_{m,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2}}{f_{m,d}} = 0.68 < 1 \text{ OK}$$

10 Copertura

10.1 Pannello in CLT sp. 26cm

La copertura è realizzata con pannelli CLT di spessore pari a 260mm aventi larghezza 2.2m e lunghezza massima pari a 12.2m, con una campata di 7.6m. Gli elementi sono composti con la seguente scansione di layer:

sezione: CLT 260 L7s - 2



strato	spessore	orientazione	materiale
1	40,0 mm	0°	Abete C24 ETA (2022)
2	40,0 mm	0°	Abete C24 ETA (2022)
3	30,0 mm	90°	Abete C24 ETA (2022)
4	40,0 mm	0°	Abete C24 ETA (2022)
5	30,0 mm	90°	Abete C24 ETA (2022)
6	40,0 mm	0°	Abete C24 ETA (2022)
7	40,0 mm	0°	Abete C24 ETA (2022)
t_{CLT}	260,0 mm		

Figura 25 - Composizione pannello

10.1.1 Materiale

parametri del materiale										
materiale	$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$f_{r,k, min}$	$E_{0, mean}$	G_{mean}	$G_{r, mean}$
	[N/mm ²]									
Abete C24 ETA (2022)	24,00	14,00	0,12	21,00	2,50	4,00	1,25	12.000,00	690,00	50,00

Figura 26 - Caratteristiche meccaniche CLT

10.1.2 Analisi dei Carichi

- Pannello CLT 260mm:

- peso proprio elementi strutturali: 1,30 kN/m²
- carichi permanenti non strutturali: 2,50 kN/m²
- Pannelli per separazione aule: 1,40 kN/m
- carichi variabili: 3,00 kN/m²

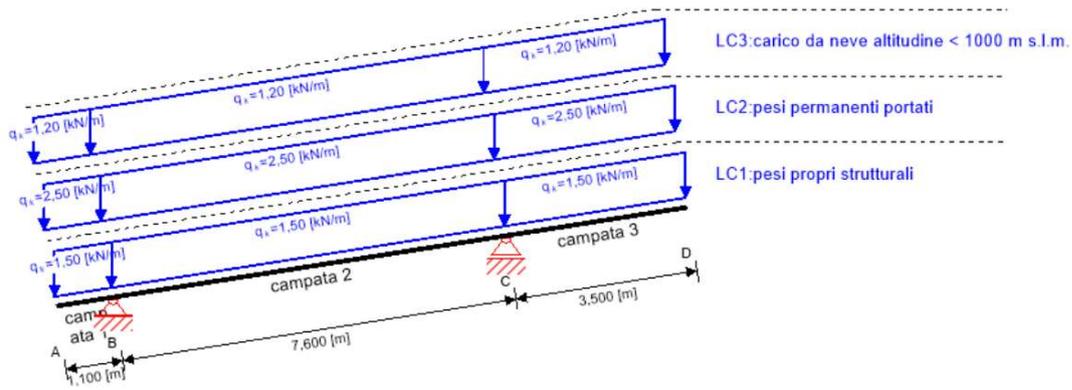


Figura 27 - Carichi pannello CLT

10.1.3 Verifiche SLU - Momento flettente

Si riportano di seguito il momento agente e le verifiche a stato limite ultimo della struttura.

Stati limite ultimi (SLU) - risultati

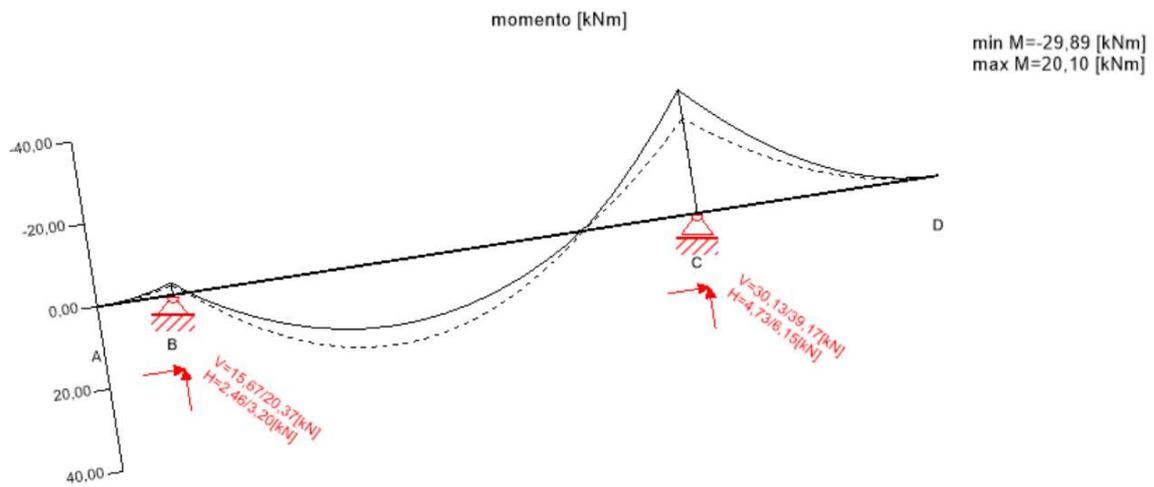


Figura 28 - Med - SLU [kNm/m]

ULS verifica a flessione								
campε	dist.	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$f_{m,k}$	$f_{m,y,d}$	$f_{t,0,d}$	$f_{c,0,d}$
	[m]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
2	1,1	1,35	0,60	1,10	24,00	11,73	6,22	9,33
3	7,6	1,35	0,60	1,10	24,00	11,73	6,22	9,33
1	0,0	1,35	0,60	1,10	24,00	11,73	6,22	9,33

campε	$M_{y,d}$	$N_{c,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{t,d}$	rapporto	
	[kNm]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
2	-2,95	0,00	0,84	0,28	0,00	0,00	2%	LCO1
3	-29,89	0,00	3,47	2,82	0,00	0,02	24%	LCO1
1	-29,89	-2,68	0,00	-2,82	-0,01	0,00	24%	LCO1

Lo sfruttamento risulta del 24%. Le verifiche risultano perciò rispettate.

10.1.4 Verifiche SLU - Taglio

Si riportano di seguito il taglio agente e le verifiche a stato limite ultimo della struttura.

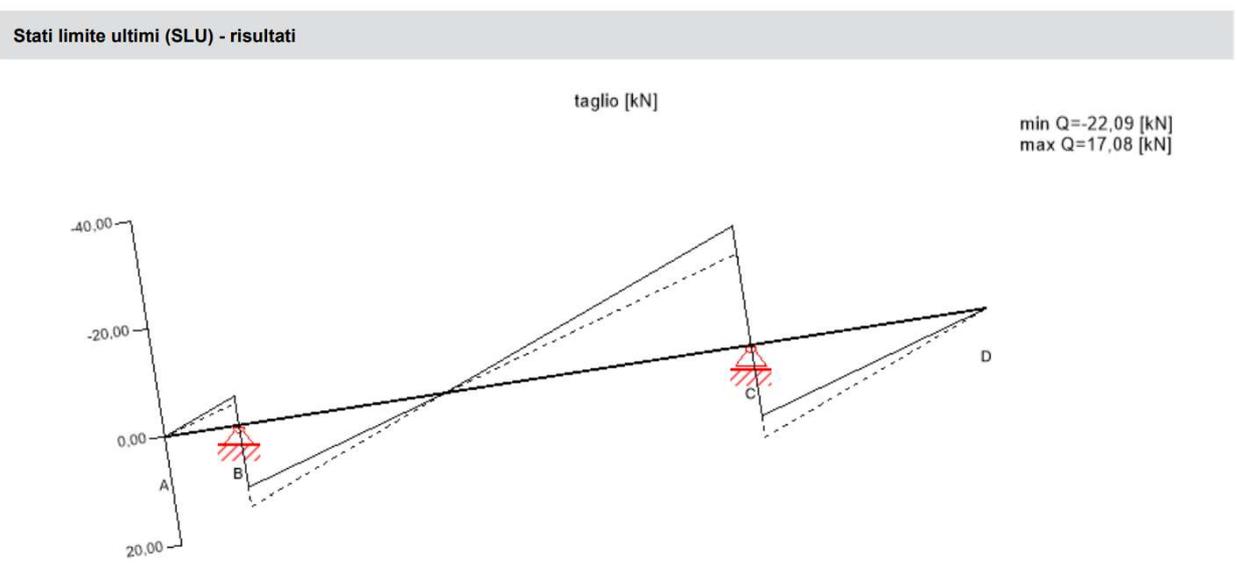


Figura 29 - VEd - SLU [kNm/m]

ULS verifica a taglio									
camp	ε dist.	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,d}$	V_d	$T_{v,d}$	rapporto	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]		
2	1,1	4,00	1,35	0,60	1,78	-5,37	0,03	2%	LCO1
3	7,6	4,00	1,35	0,60	1,78	-22,09	0,12	7%	LCO1

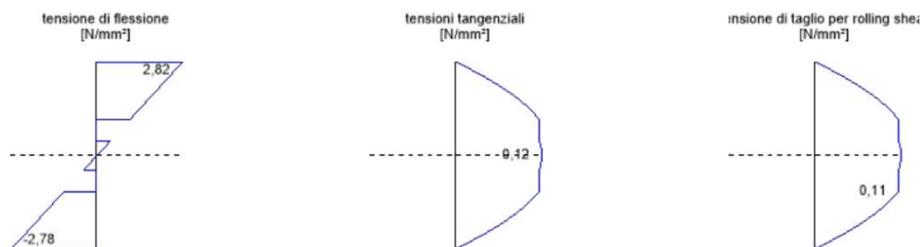
ULS verifica a taglio									
camp	ε dist.	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,d}$	V_d	$T_{v,d}$	rapporto	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]		
1	0,0	4,00	1,35	0,60	1,78	17,08	0,09	5%	LCO1

ULS rolling shear									
camp	ε dist.	$f_{r,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{r,d}$	V_d	$T_{r,d}$	rapporto	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]		
2	1,1	1,15	1,35	0,60	0,51	-5,37	0,03	5%	LCO1
3	7,6	1,15	1,35	0,60	0,51	-22,09	0,11	22%	LCO1
1	0,0	1,15	1,35	0,60	0,51	17,08	0,09	17%	LCO1

Lo sfruttamento risulta del 22%. Le verifiche risultano perciò rispettate.

10.1.5 Analisi delle tensioni a SLU

diagramma delle tensioni



analisi della tensione di flessione

$M_{y,d} =$	-29,89	kNm	$f_{m,k} =$	24,00	N/mm ²
$M_{z,d} =$	0,00	kNm	$f_{m,k,z} =$	24,00	N/mm ²
$N_{t,d} =$	3,47	kN	$\gamma_m =$	1,35	-
			$k_{mod} =$	0,60	-
			$k_{sys,y} =$	1,10	-
			$k_{h,m,y} =$	1,00	-
			$k_{h,m,z} =$	1,00	-
			$k_f =$	1,00	-
$\sigma_{t,d} =$	0,02	N/mm ²	$f_{t,0,d} =$	6,22	N/mm ²
$\sigma_{m,y,d} =$	2,82	N/mm ²	$f_{m,y,d} =$	11,73	N/mm ²
$\sigma_{m,z,d} =$	0,00	N/mm ²	$f_{m,z,d} =$	0,00	N/mm ² ✓

grado di sfruttamento

24%

analisi delle tensioni tangenziali

$V_d =$	-22,09	kN	$f_{v,k} =$	4,00	N/mm ²
			$\gamma_m =$	1,35	-
			$k_{mod} =$	0,60	-
			$k_{h,v} =$	0,00	-
$\tau_{v,d} =$	0,12	N/mm ²	$f_{v,d} =$	1,78	N/mm ² ✓

grado di sfruttamento

7%

analisi per rolling shear

$V_d =$	-22,09	kN	$f_{r,k} =$	1,15	N/mm ²
			$\gamma_m =$	1,35	-
			$k_{mod} =$	0,60	-
$\tau_{r,d} =$	0,11	N/mm ²	$f_{r,d} =$	0,51	N/mm ² ✓

grado di sfruttamento

22%

10.1.6 Verifiche SLE - deformazioni

Si riportano di seguito le deformazioni a SLE della struttura:

Stati limite di esercizio (SLE) - risultati

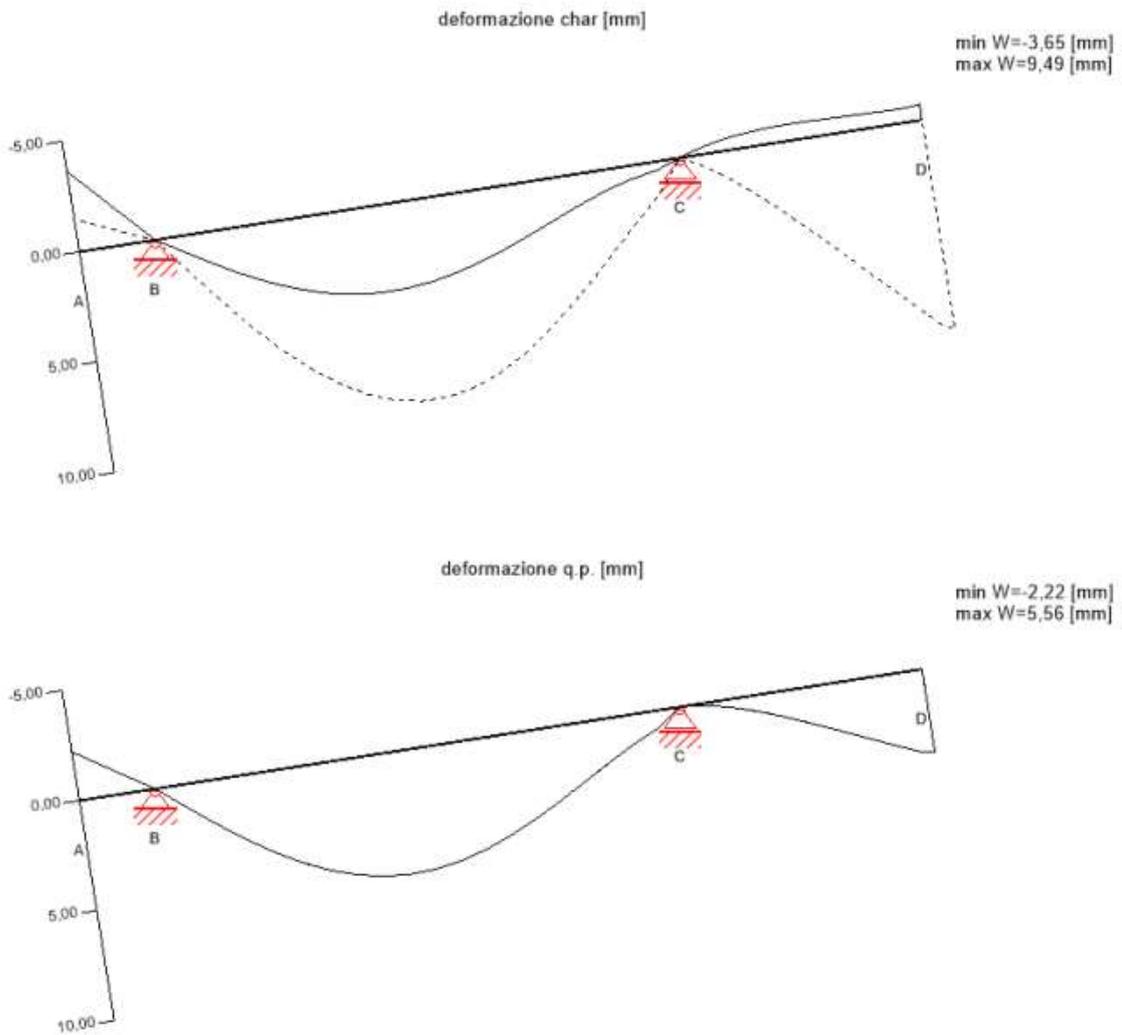


Figura 30 - Uz (SLS)

$w_{inst} = w[char]$					
campε	K_{def}	valore limite	w_{limit}	modulo di sezione	rapporto
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0,8	L/300	7,3	0,0	0%
2	0,8	L/300	25,3	9,0	35%

$w_{inst} = w[char]$					
campε	K_{def}	valore limite	w_{limit}	modulo di sezione	rapporto
		[-]	[mm]	[mm]	
3	0,8	L/300	23,3	9,5	41%

$w_{fin} = w[char] + w[q.p.]*k_{def}$					
campε	K_{def}	valore limite	w_{limit}	modulo di sezione	rapporto
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0,8	L/250	8,8	0,0	0%
2	0,8	L/250	30,4	13,4	44%
3	0,8	L/250	28,0	12,5	45%

$w_{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.]*k_{def}$					
campε	K_{def}	valore limite	w_{limit}	modulo di sezione	rapporto
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0,8	L/300	7,3	0,0	0%
2	0,8	L/300	25,3	10,0	40%
3	0,8	L/300	23,3	6,8	29%

11 Balconi

11.1 Travi HEA100

Si verificano le travi metalliche HEA 100 a sostegno dei balconi ed ancorati ai pannelli CLT del solaio:

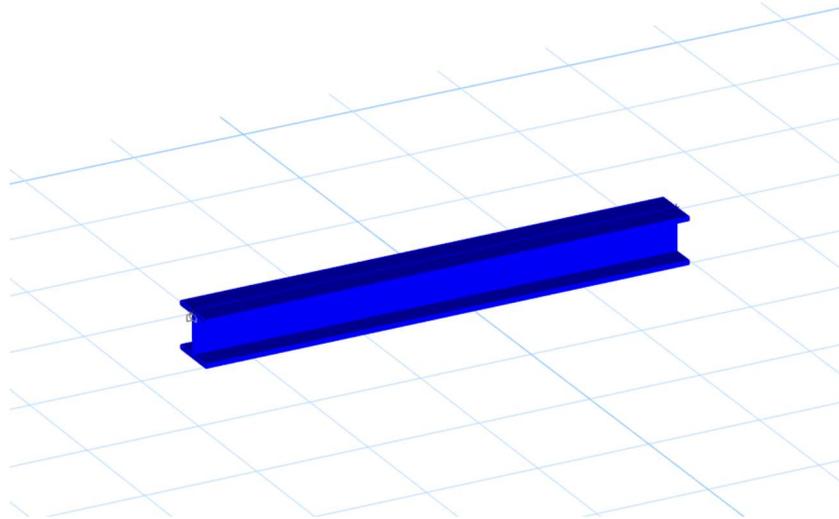


Figura 31 - Balconi HEA 100

Si considera un carico di facciata pari a 6 kN/m distribuito sull'interasse delle travi poste ad 1.1 m e i carichi variabili sul balcone distribuiti pari a 4 kN/mq .

11.1.1 Verifiche di resistenza - SLU

Azioni agente:

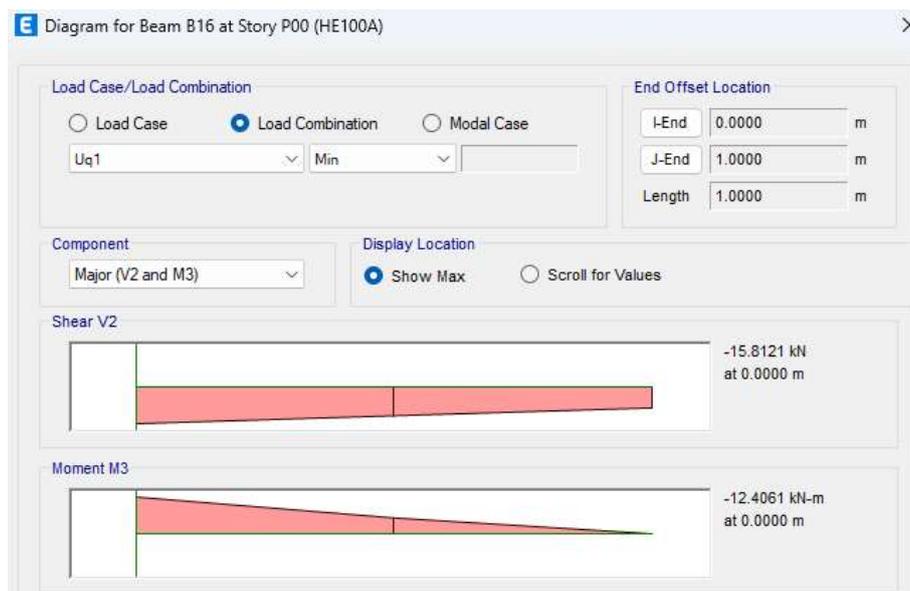


Figura 32 - Momento agente SLU

$$M_{Ed} = 15.81 \text{ kNm}$$

$V_{Ed}=12.41\text{kNm}$

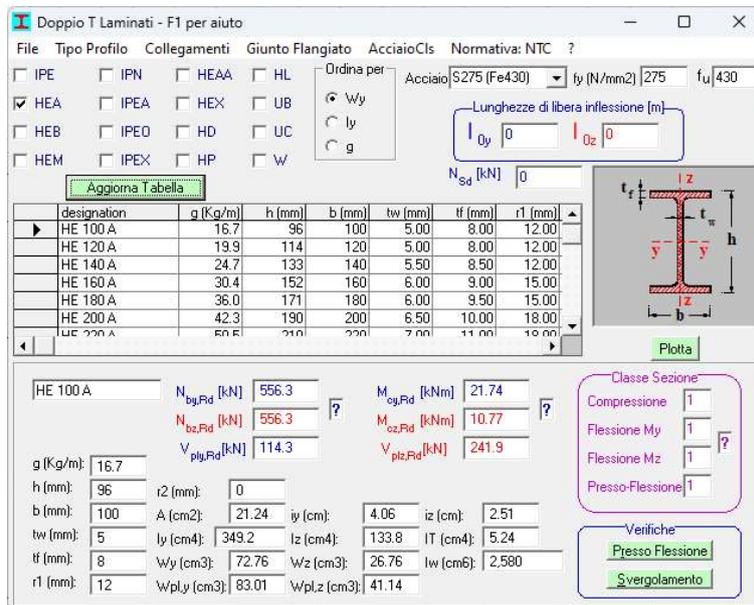


Figura 33 - Proprietà meccaniche e geometriche HEA 100

$M_{Rd}=21.74\text{kNm}$

$F.S.=0.73$

$V_{Rd}=241.9\text{kNm}$

$F.S.=0.04$

11.1.2 Verifiche di deformabilità - SLE

Si verifica che l'abbassamento della trave in esame sia inferiore al limite consentito. La luce di riferimento misura 1.0m. Vengono considerati i seguenti limiti in termini di freccia:

- Freccia totale (combinazione caratteristica): $L/300 = 1000/150 = 6.66\text{mm}$
- Freccia dovuta ai carichi variabili: $L/500 = 1000/250 = 4.0\text{mm}$

La massima freccia con combinazione caratteristica risulta pari a:

$u_z = 3.72\text{ mm} < 6.66\text{mm}$ OK

La freccia dovuta ai carichi variabili risulta pari a:

$u_{z,q} = 0.8\text{ mm} < 4.0\text{mm}$ OK

12 Dettaglio di connessione tipo: Pilastro – Pilastro

La connessione verticale tra due pilastri viene progettata al fine di evitare la trasmissione di sforzi ortogonali alla fibra degli elementi in legno lamellare. Tale connessione viene risolta da un giunto maschio femmina di forma tubolare realizzato in acciaio, con una piastra inferiore che funge da appoggio ai pannelli orizzontali in clt.

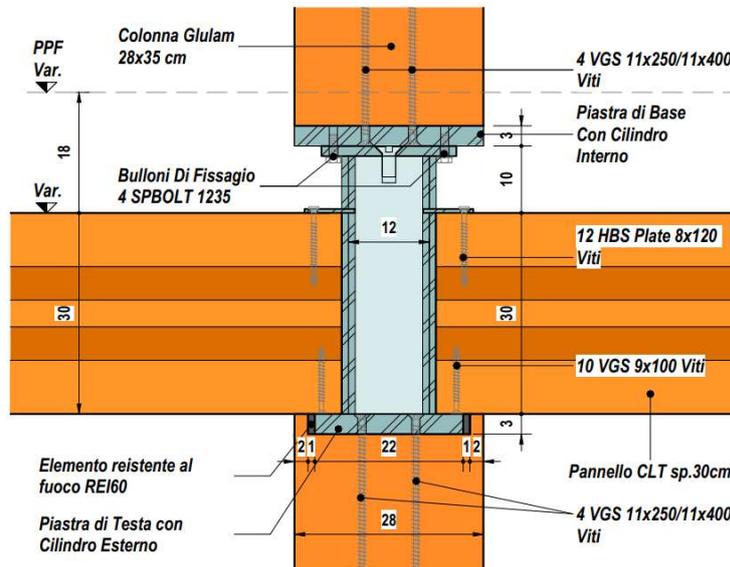


Figura 34 - Connessione Pilastro-Pilastro

Di seguito si riportano le verifiche a schiacciamento e punzonamento del pannello in clt sulla piastra di base della connessione considerando un'azione di compressione massima trasmessa dal pannello pari a 67.91kN.

Schiacciamento	
P90d	67.91 kN
Aref	32845.13 mm ²
kc90	1.75
fc90d	1.11 MPa
σ	1.18
ρ	1.06 calcolare rinforzo
Frd	63.87 kN
Y _{conn}	1.3 ec 1992-1-1 2.4.1
α	90° inclinazione vite rispetto l'orizzontale
l _{ef}	100 mm lunghezza di penetrazione vite
d	9 mm diametro vite
f _{ax,d}	11.7 MPa per viti in glued laminated timber
F _{ax,Rk}	10.53 kN
I _s	322.0623 mm ⁴
E _s	210000 MPa
ρ _k	350 kg/m ³
c _h	104.3 MPa
N _{d,k}	83.98888 kN
N _{pl,k}	63.61725 kN
f _{yk}	1000 MPa per viti in acciaio
λ _k	0.870315
k	1.042951
k _c	0.618174
F _{k,Rk}	39.33 kN
F _{Rd,i}	8.10 kN
R _s	120 mm
n _s	5
F _{Rd}	40.5 kN
F _{Rd,tot}	104.37
ρ	0.651

Punzonamento	
F	67.91 kN
n	7 numero di layer
dx	37 mm
dy	37 mm
bx/d	0.733
by/d	0.367
V _{xz}	18.449 kN
V _{yz}	15.508 kN
b _{efx}	430.062 mm
b _{efy}	215.031 mm
τ _{r,xzm}	0.2319 MPa
τ _{r,yzm}	0.4873 MPa
τ _{r,xz}	0.3130 MPa
τ _{r,yz}	0.4873 MPa
f _{rd}	0.680
ρ	0.72 rinforzo non necessario

13 Telaio facciata

Si verifica di seguito la struttura del telaio in facciata, costituito da elementi in carpenteria metallica HEB200 e HEB260:

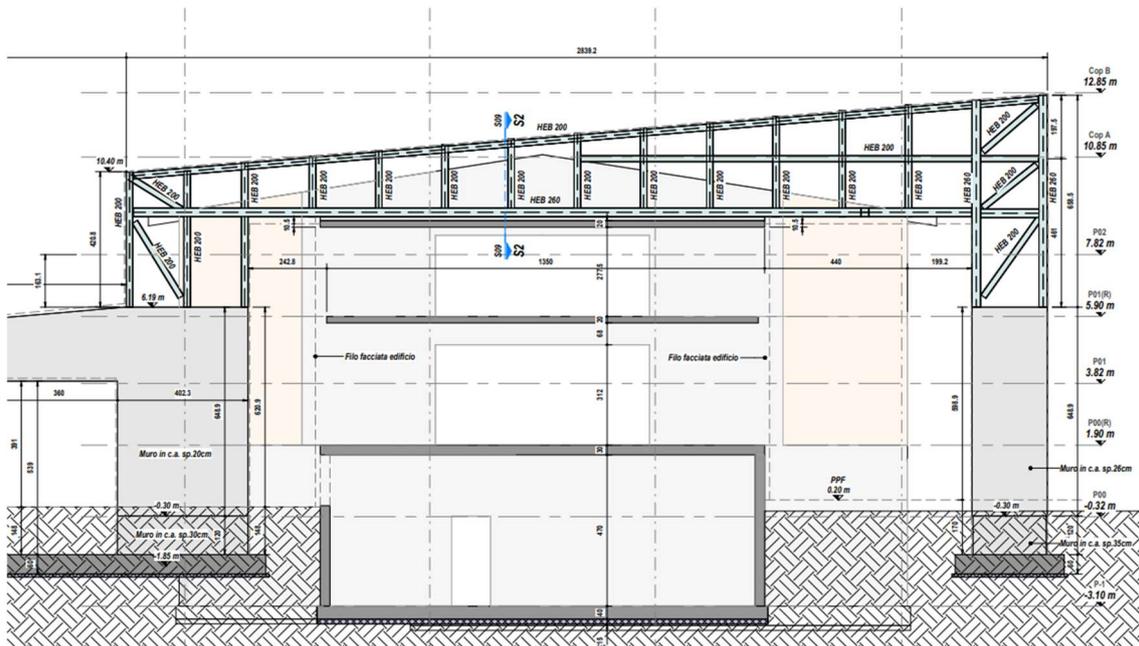


Figura 35 - Telaio Facciata

Gli elementi vengono modellati con il programma agli elementi finiti Etabs.

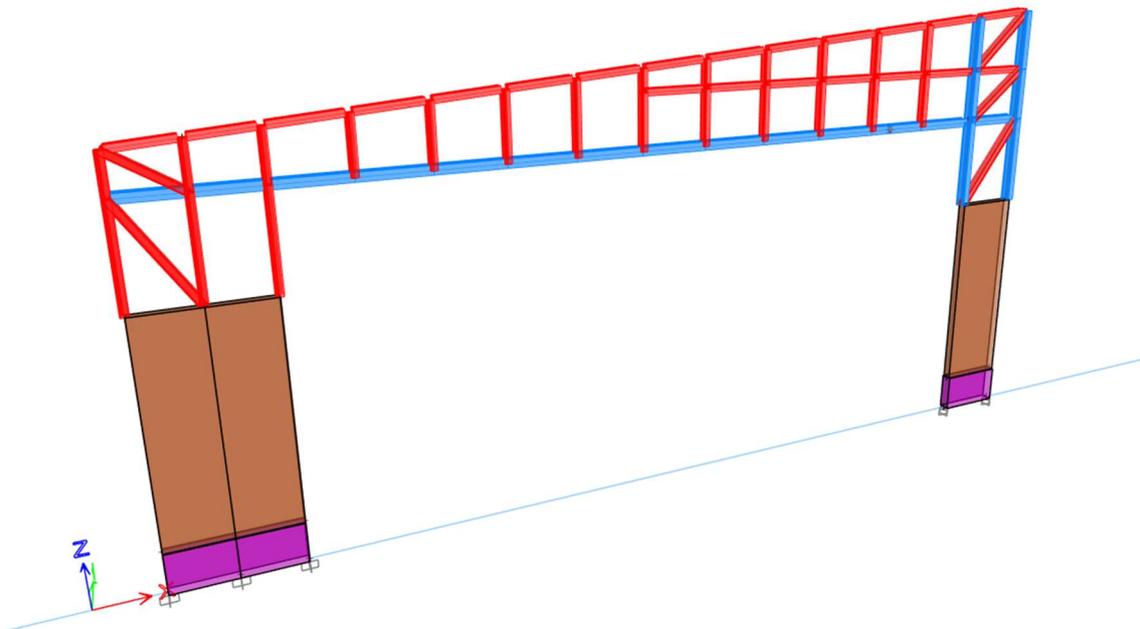


Figura 36 - Modello 3D FEM

13.1.1 Azioni agenti

Viene applicato un carico distribuito verticale pari a 0.5 kN/m^2 relativo ai pesi propri non strutturali del pannello di facciata.

Azioni del vento calcolate secondo Eurocodice 1991-1-4: Azioni in generale – Azioni del vento. Nel caso specifico vengono considerate le pressioni del vento per pareti isolate o parapetti.

Di seguito viene riportata la tabella dei coefficienti da applicare alle facciate della struttura:

Solidità	Zona		A	B	C	D
$\varphi = 1$	Senza angoli di ritorno	$\angle / h \leq 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		$\angle / h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
		$\angle / h \geq 10$	3,4	2,1	1,7	1,2
	Con angoli di ritorno di lunghezza $\geq h^a)$		2,1	1,8	1,4	1,2
$\varphi = 0,8$			1,2	1,2	1,2	1,2

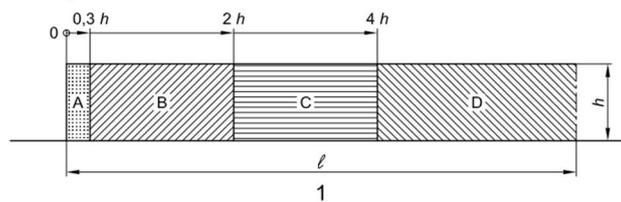
a) Per angoli di ritorno aventi lunghezza compresa tra $0,0$ e h si può impiegare l'interpolazione lineare.

Struttura con rapporto $l/h > 10$ con coefficiente di solidità=1.

Legenda per le zone relative alle pareti isolate e ai parapetti

Legenda

- 1) Per $\angle > 4 h$
- 2) Per $\angle \leq 4 h$
- 3) Per $\angle \leq 2 h$
- 4) Senza angolo di ritorno
- 5) Con angolo di ritorno



13.1.2 Verifiche a stato limite ultimo - SLU

Si riportano le verifiche a SLU degli elementi in carpenteria metallica a progetto. In rosso gli elementi non verificati:

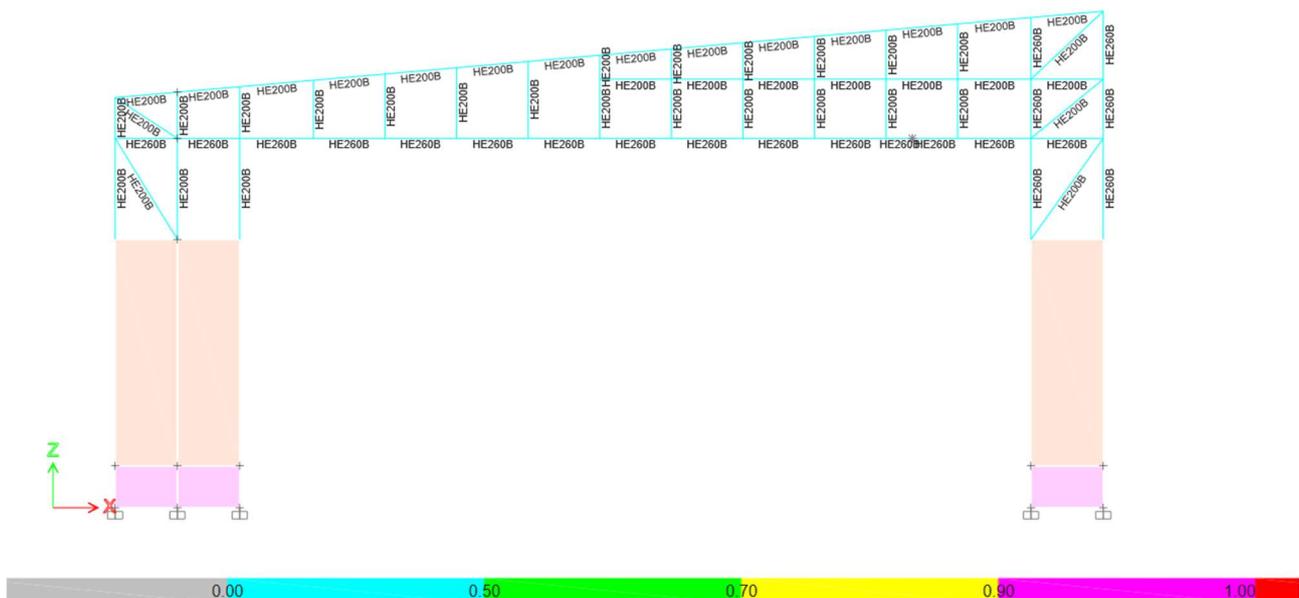


Figura 37 - Sfruttamento elementi in carpenteria metallica

Tutti gli elementi risultano verificati.

13.1.3 Verifiche di deformabilità - SLE

Si verifica che la deformazione massima agli estremi della struttura

- Freccia totale estremo sx (combinazione caratteristica): $L/150 = 4070/150 = 27.13\text{mm}$
- Freccia totale estremo dx (combinazione caratteristica): $L/150 = 6550/150 = 43.66\text{mm}$

Il calcolo dello spostamento a lungo termine viene effettuato con il programma di calcolo SAFE. Gli effetti della viscosità e del ritiro vengono tenuti in conto considerando i seguenti parametri:

La massima freccia con combinazione caratteristica risulta pari a:

$$u_{y,sx} = 21.14 \text{ mm} < 27.13\text{mm} \quad \text{OK}$$

$$u_{y,dx} = 32.33 \text{ mm} < 43.66\text{mm} \quad \text{OK}$$