

FUTURA

LA SCUOLA PER L'ITALIA DI DOMANI



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



Ministero dell'Istruzione
e del Merito



Italiadomani
PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA



Realizzazione del nuovo asilo nido di Copreno

Provincia di Monza e Brianza
Via Trieste, Fr. Copreno, Lentate

Comune di Lentate

PROPRIETARIO

Via G. Matteotti, 8, 20823 Lentate sul Seveso MB

PROGETTO ESECUTIVO

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 PROGETTISTA

RENZO
ASCARI
ARCHITETTO

322



CONSULENTE STRUTTURE



B&C Associati s.r.l.

Via Volta 70, 22100 Como (CO) - Via Morozzo della Rocca 9, 20123 Milano (MI) - info@bieciassociati.com - www.bieciassociati.com
CONSULENTE STRUTTURE

Disegno

PE

Relazione di Calcolo

Scala

-

Data

AGOSTO
2024

N° TAVOLA

R01

AC

COORDINATORE

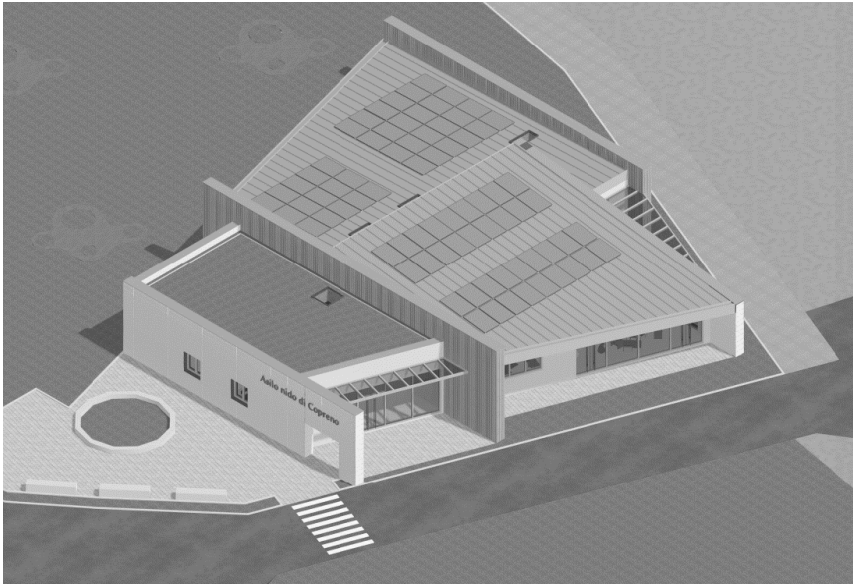
AB

REDAZIONE DISEGNO

2024_13

CODICE

FILE



Lentate sul Seveso, Via Trieste, Fr. Copreno
ASILO NIDO DI COPRENO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE OPERE STRUTTURALI

Redatto: B&C Associati

Data: Agosto 2024

Rev.: 00

B&C Associati

Via Volta, 70 – 22100 Como (IT) – T +39(0)31.271781 – info@bieciassociati.com - P. Iva / Codice Fiscale n.02466240138

A stylized, handwritten signature in black ink, located at the bottom right of the page.

Sommario

1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	1
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3	CRITERI DI CALCOLO	7
4	MATERIALI	8
4.1	Calcestruzzo per Sottofondazioni.....	8
4.2	Calcestruzzo per Fondazioni	8
4.3	Calcestruzzo per Muri in c.a.	9
4.4	Acciaio per barre d'armatura.....	9
4.5	Acciaio per Carpenterie.....	9
4.6	Copriferri.....	10
4.7	Legno.....	10
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO	11
5.1	Parametri Geotecnici	11
6	ANALISI DEI CARICHI	12
6.1	Azioni Permanenti Strutturali	12
6.2	Azioni Permanenti Non Strutturali	12
6.3	Azioni Variabili	12
6.4	Azione della neve.....	13
6.5	Azione del vento	13
6.6	Azione sismica	14
7	COMBINAZIONI DI CARICO.....	18
7.1	Coefficienti parziali di combinazione	18
7.2	Combinazioni delle azioni.....	19
8	FONDAZIONI	21
8.1	Cordoli sp.35cm.....	22
9	ORIZZONTAMENTI.....	31
9.1	Zona 1	33
9.2	Zona 2.....	42
9.3	Zona 3.....	66
9.4	Travi in acciaio.....	82
10	ELEVAZIONI.....	85
10.1	Pannelli CLT sp.14cm	86
10.2	Pannelli CLT sp.20cm.....	93
10.3	Pilastrini in acciaio.....	100
11	CONNESSIONI.....	104
11.1	Connessione di Base Pannello.....	104
11.2	Appoggio trave su pannello in CLT.....	107
11.3	Appoggio di continuità trave su pilastrini metallici	108
11.4	Dettaglio Giunto di continuità TR 200x600mm.....	109

1 Descrizione dell'opera

La presente relazione di calcolo ha per oggetto le opere strutturali in calcestruzzo armato e in legno ingegnerizzato inerenti la costruzione di un nuovo fabbricato ad uso scolastico da realizzarsi nel comune di Lentate sul Seveso (MB), presso la frazione di Copreno.

La costruzione monopiano si sviluppa su un unico livello completato con una copertura leggera inclinata su diversi piani. La struttura poggia su fondazioni superficiali in calcestruzzo armato, mentre le elevazioni sono realizzate per quasi la totalità in legno.



Fig. 1 - Localizzazione Geografica dell'opera

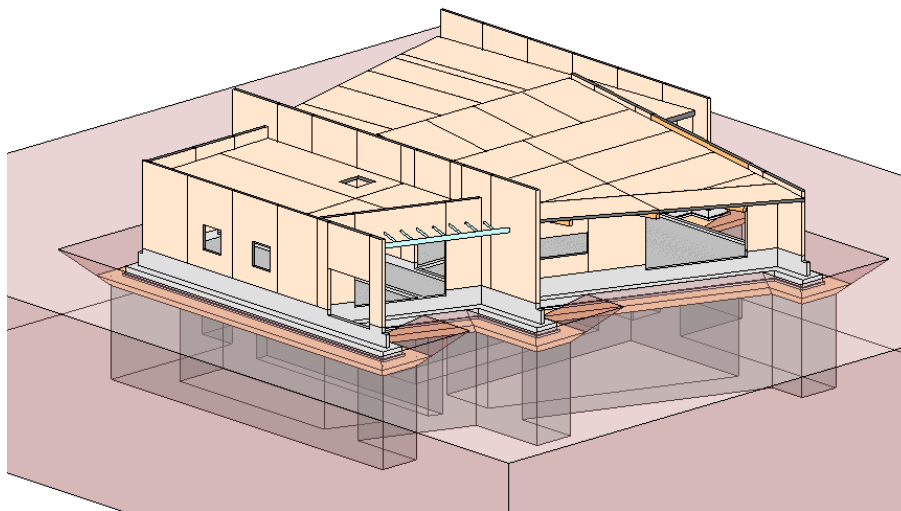


Fig. 2 – Vista 3D modello BIM Strutturale

La struttura portante del nuovo asilo è stata da subito concepita con l'idea di ridurre al massimo l'impatto ambientale e gli scarichi in fondazione. Questo secondo aspetto risulta determinante nella progettazione dello scavo e delle fondazioni della struttura. Dalla relazione geologica del lotto si possono infatti evincere le scadenti caratteristiche geomeccaniche del terreno, parametri che porterebbero a fondazioni eccessive se si progettasse una struttura tradizionale in calcestruzzo armato.

Si è quindi optato per una struttura leggera realizzata con pareti in pannelli di legno ingegnerizzato (CLT), appoggi puntuali in carpenteria metallica e una copertura con travi in legno lamellare completata da pannelli incollati a strati incrociati (CLT).

Al fine di garantire una pressione adeguata sul piano di imposta delle fondazioni si prevede un intervento di vibro-compattazione del terreno esistente ed uno strato di frantumato di cava di 50cm. Le fondazioni in c.a. saranno di tipo nastriforme con spessore costante pari a 35cm e larghezza variabile funzione dei carichi soprastanti, tale soluzione consente di limitare il rischio di cedimenti differenziali.

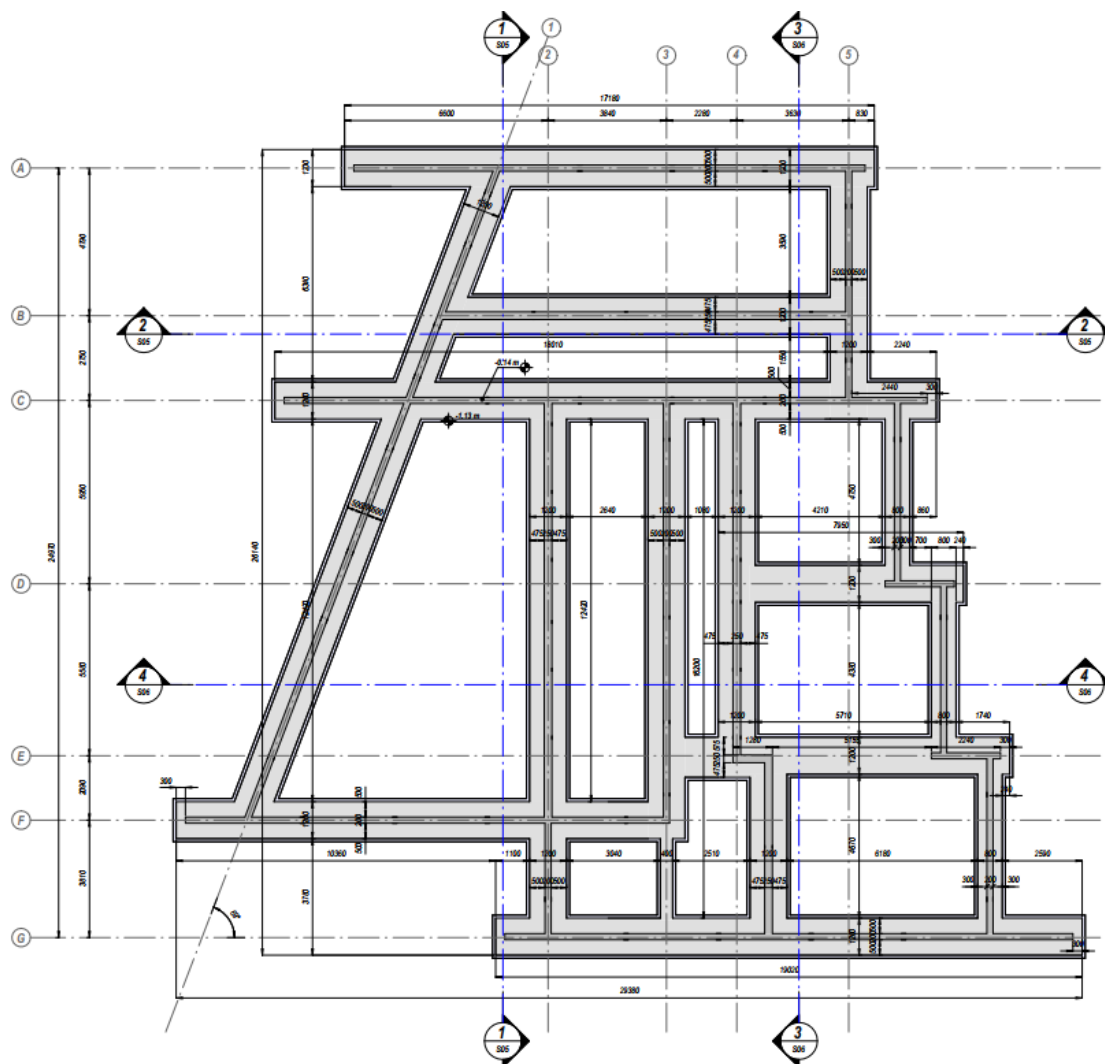


Fig. 3 - Pianta Fondazioni

Le pareti in CLT con funzione portante per la copertura e sismo-resistente per la stabilità globale della struttura hanno uno spessore pari a 14/20cm. Tali elementi vengono composti da pannelli a strati

incrociati con una larghezza massima di 3 m, i singoli pannelli preparati in officina con i fori di porte e impianti vengono assemblati con collegamenti puntuali in cantiere.

Dove si rendono necessari appoggi puntuali si è optato per elementi tubolari esili realizzati in carpenteria metallica. Tali elementi verranno protetti con intonaco intumescente e rimarranno interclusi tra le pareti in cartongesso.

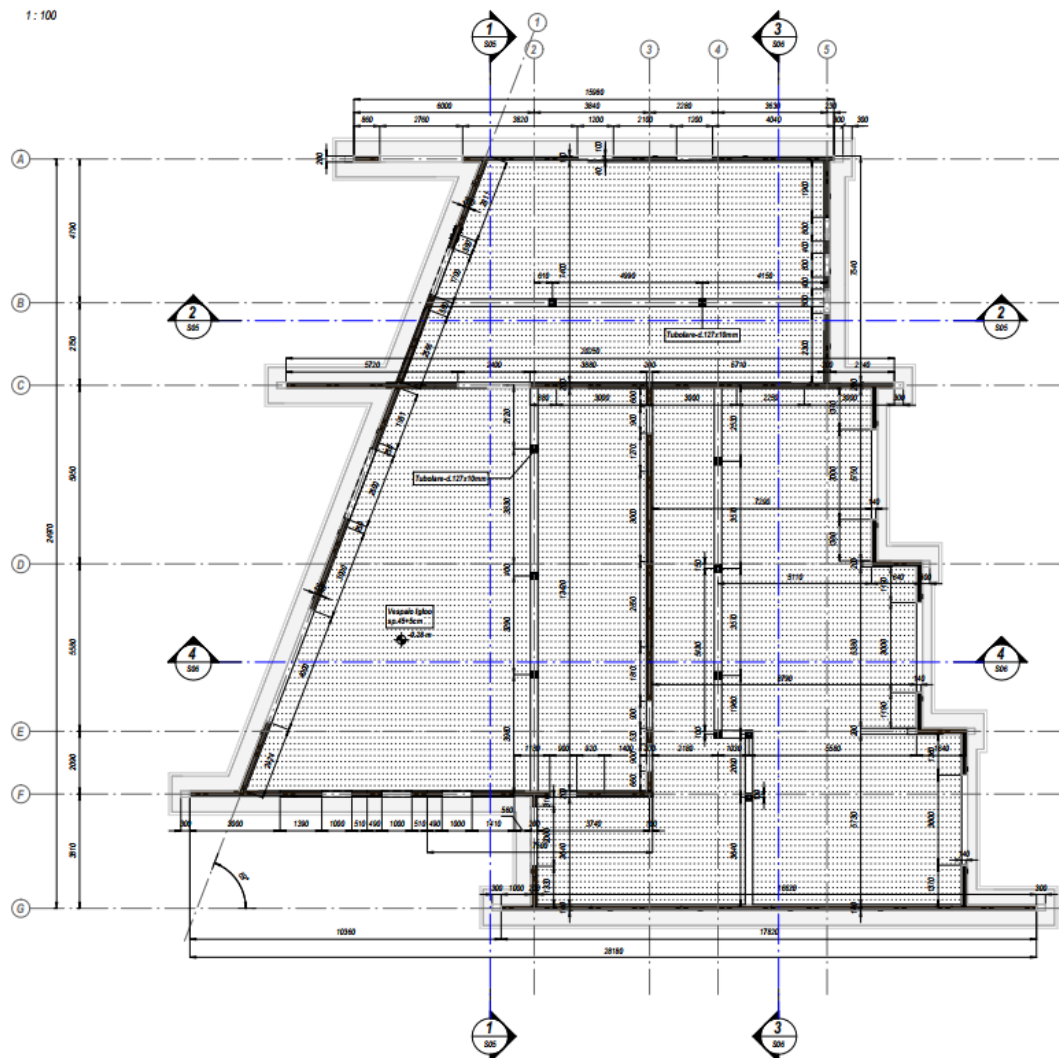


Fig. 4 - Pianta Elevazioni

La copertura dell'edificio si può suddividere in tre zone principali:

- La copertura piana sopra ingresso e vani tecnici
- La falda a destra a chiusura delle aule
- La copertura a grande luce sopra l'aula polifunzionale.

I primi due spazi vengono risolti con pannelli piani o inclinati di spessore rispettivamente 14 e 24cm, supportati da travi in legno lamellare. La superficie di luce maggiore necessita invece di travetti secondari di dimensioni 20x60cm con asse trasversale rispetto l'edificio, coronati da pannelli spessore

14cm. Tutti i pannelli di copertura oltre a garantire i requisiti statici compiono anche la funzione diaframmante.

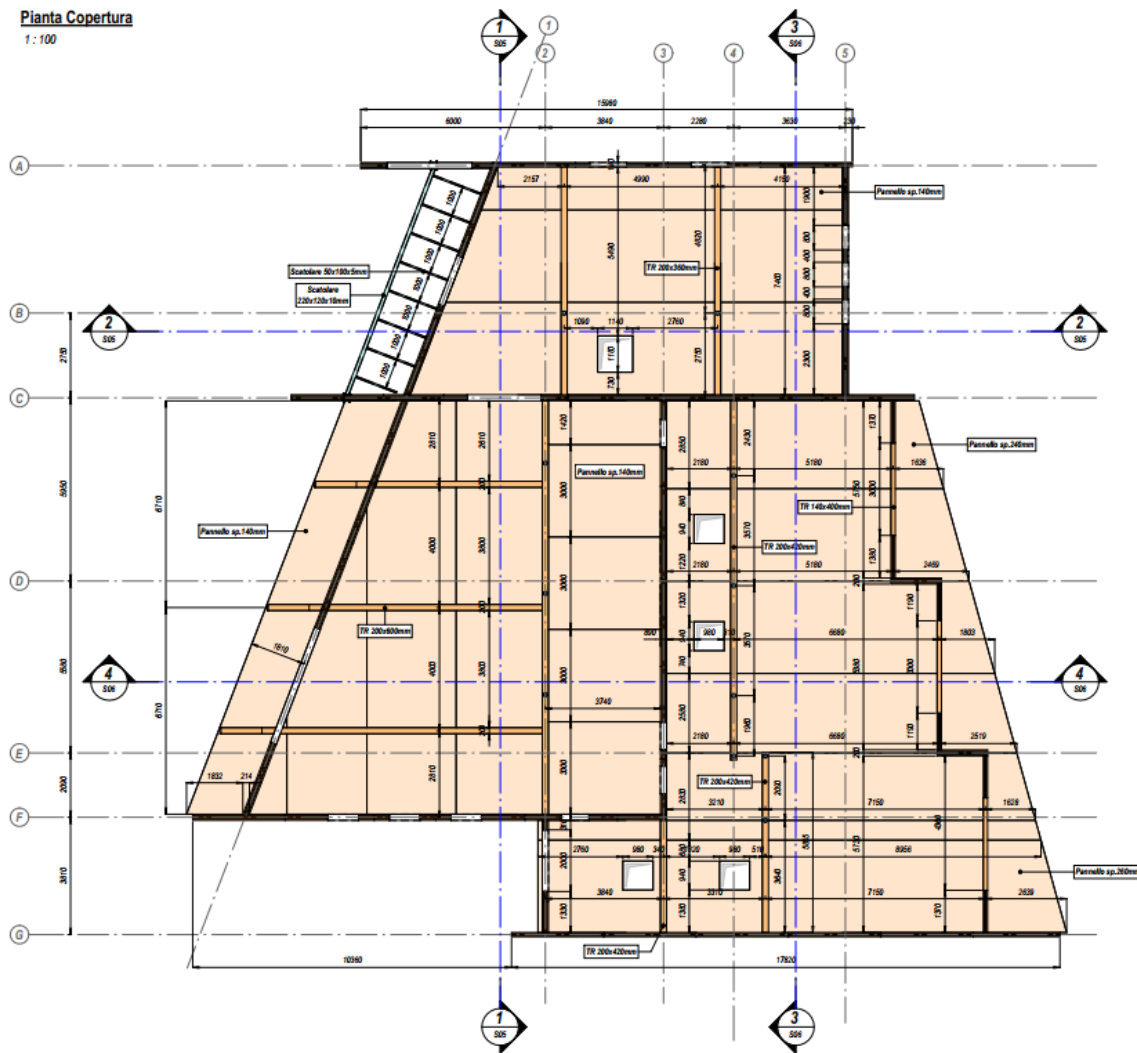


Fig. 5 - Pianta Copertura

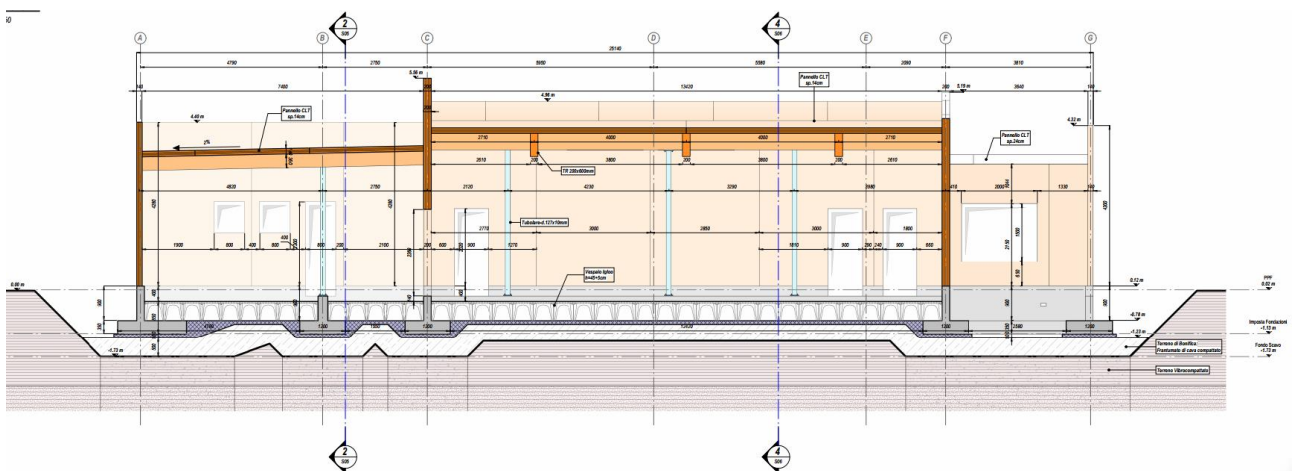


Fig. 6 - Sezione 1-1

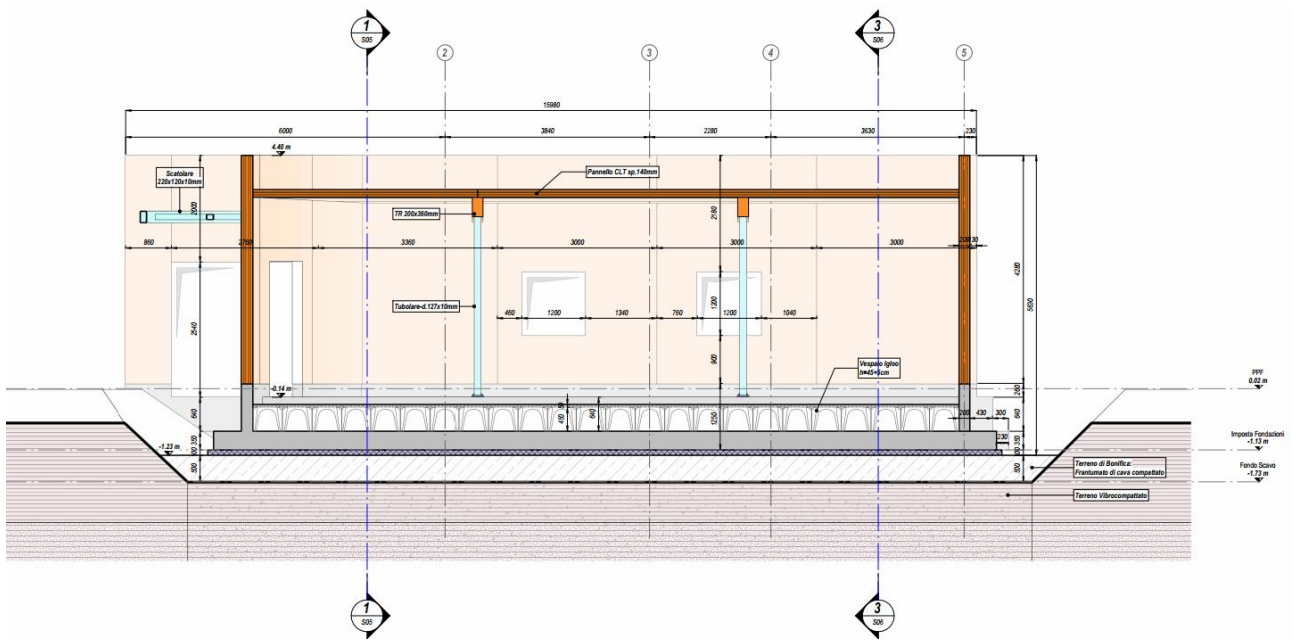


Fig. 7 - Sezione 2-2

Stante la complessità geometrica, il progetto strutturale è stato redatto in modalità BIM e verificato con l'ausilio di idonei modelli e softwares di calcolo (CSI ETABS).

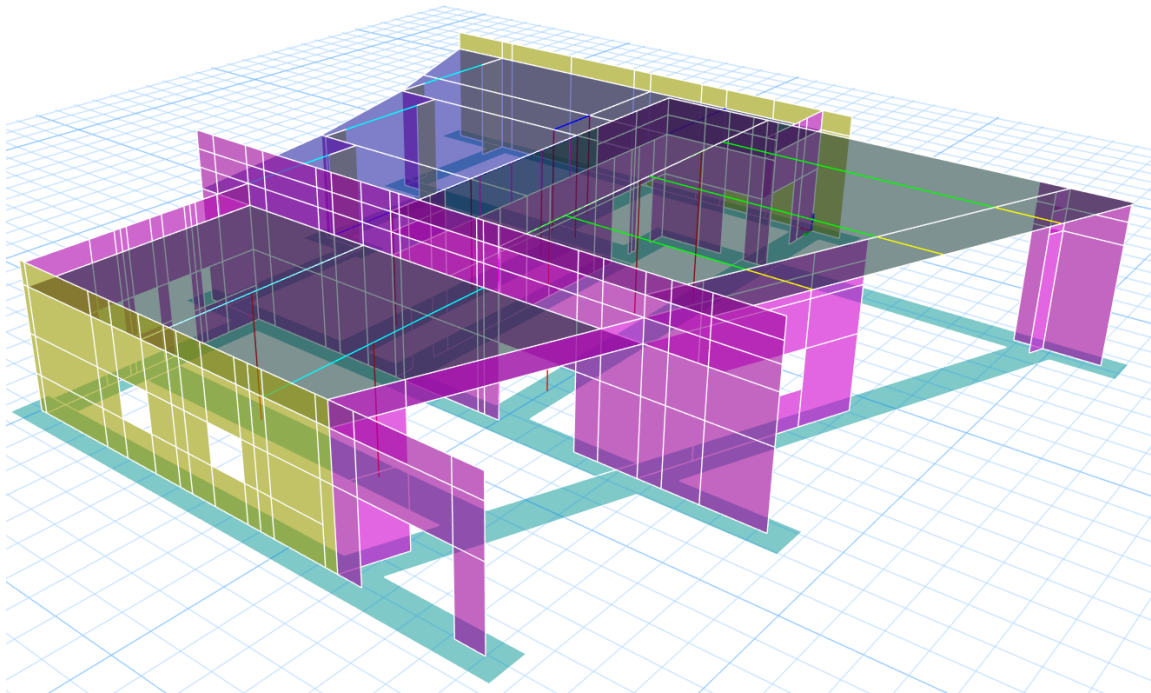


Fig. 8 - Modello di calcolo ETABS

2 *Normativa di riferimento*

Le verifiche relative alle opere dell'intervento in esame sono state condotte secondo quanto prescritto dalle seguenti Normative:

- EN 1990:2006 – Eurocodice 0 – *Criteri generali di progettazione strutturale*
- EN 1991-1-1:2004 – Eurocodice 1 – *Azioni sulle strutture – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici*
- EN 1991-1-3:2015 – Eurocodice 1 – *Azioni sulle strutture – Carichi da neve*
- EN 1991-1-4:2010 – Eurocodice 1 – *Azioni sulle strutture – Azioni del vento*
- EN 1991-1-5:2004 – Eurocodice 1 – *Azioni sulle strutture – Azioni termiche*
- EN 1992-1-1:2015 – Eurocodice 2 – *Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici*
- EN 1993-1-1:2014 – Eurocodice 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio - Regole generali e regole per gli edifici*
- EN 1995-1-1:2014 – Eurocodice 5 – *Progettazione delle strutture in legno - Regole comuni e regole per gli edifici*
- EN 1997-1:2005 – Eurocodice 7 – *Progettazione geotecnica - Regole generali*
- EN 1998-1-1:2013 – Eurocodice 8 – *Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici*
- D.M. 17 gennaio 2018: Nuove norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 21 gennaio 2019, n.7 – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

3 *Criteri di calcolo*

Le strutture oggetto della presente relazione sono state progettate e calcolate secondo i metodi della scienza delle costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli stati limite (S.L.).

Con riferimento al §2.4 delle Norme Tecniche è possibile definire la struttura come opera ordinaria, cui corrisponde una vita nominale $V_N \geq 50$ anni, e classe d'uso II, a cui è associato il coefficiente d'uso $C_U=1,0$. Risulta il periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = 50 \cdot 1,0 = 50$ anni.

Come premesso, le analisi strutturali dell'edificio sono condotte attraverso modellazioni sia globali che locali sviluppati con software di comprovata validità in uso presso lo studio (ETABS e SAP2000).

4 Materiali

4.1 Calcestruzzo per Sottofondazioni

Calcestruzzo per i getti relativi ai magroni di fondazione:

CALCESTRUZZO classe C16/20

R_{ck}	=	20 MPa	Resistenza caratteristica cubica a compressione del cls a 28 gg
γ_c	=	1.5	Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
α_{cc}	=	0.85	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
η	=	1	Considerando una buona aderenza e $\phi < 32\text{mm}$
E_{cm}	= $22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 28821 MPa	Modulo elastico longitudinale medio
f_{ck}	= $0.83 \times f_{ck}$	= 16.6 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del cls a 28 gg
f_{cd}	= $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$	= 9.41 MPa	Resistenza di progetto cilindrica a compressione del cls a 28 gg
f_{cm}	= $f_{ck} + 8$	= 24.6 MPa	Resistenza media cilindrica a compressione del cls
f_{ctm}	= $0.3 \times (f_{ck})^{2/3}$	= 1.95 MPa	Resistenza media a trazione del cls
f_{ctk}	= $0.7 \times f_{ctm}$	= 1.37 MPa	Resistenza caratteristica a trazione del cls
f_{ctd}	= f_{ctk} / γ_c	= 0.91 MPa	Resistenza di progetto a trazione del cls
f_{bk}	= $2.25 \times \eta \times f_{ctk}$	= 3.07 MPa	Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza acciaio-cls
f_{bd}	= f_{bk} / γ_c	= 2.05 MPa	Resistenza tangenziale di progetto di aderenza acciaio-cls
$0.6 \times f_{ck}$	=	9.96 MPa	Tensione massima di compressione per combinazione rara
$0.45 \times f_{ck}$	=	7.47 MPa	Tensione massima di compressione per combinazione q.p.

4.2 Calcestruzzo per Fondazioni

Per la realizzazione di fondazioni a platea e cordoli:

CALCESTRUZZO classe C25/30

R_{ck}	=	30 MPa	Resistenza caratteristica cubica a compressione del cls a 28 gg
γ_c	=	1.5	Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
α_{cc}	=	0.85	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
η	=	1	Considerando una buona aderenza e $\phi < 32\text{mm}$
E_{cm}	= $22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 31447 MPa	Modulo elastico longitudinale medio
f_{ck}	= $0.83 \times f_{ck}$	= 24.9 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del cls a 28 gg
f_{cd}	= $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$	= 14.11 MPa	Resistenza di progetto cilindrica a compressione del cls a 28 gg
f_{cm}	= $f_{ck} + 8$	= 32.9 MPa	Resistenza media cilindrica a compressione del cls
f_{ctm}	= $0.3 \times (f_{ck})^{2/3}$	= 2.56 MPa	Resistenza media a trazione del cls
f_{ctk}	= $0.7 \times f_{ctm}$	= 1.79 MPa	Resistenza caratteristica a trazione del cls
f_{ctd}	= f_{ctk} / γ_c	= 1.19 MPa	Resistenza di progetto a trazione del cls
f_{bk}	= $2.25 \times \eta \times f_{ctk}$	= 4.03 MPa	Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza acciaio-cls
f_{bd}	= f_{bk} / γ_c	= 2.69 MPa	Resistenza tangenziale di progetto di aderenza acciaio-cls
$0.6 \times f_{ck}$	=	14.94 MPa	Tensione massima di compressione per combinazione rara
$0.45 \times f_{ck}$	=	11.21 MPa	Tensione massima di compressione per combinazione q.p.

4.3 Calcestruzzo per Muri in c.a.

Per la realizzazione dei muri controterra, in elevazione e per il solaio di copertura dell'edificio A:

CALCESTRUZZO classe C25/30

R_{ck}	=	30 MPa	Resistenza caratteristica cubica a compressione del cls a 28 gg
γ_c	=	1.5	Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
α_{cc}	=	0.85	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
η	=	1	Considerando una buona aderenza e $\phi < 32\text{mm}$
E_{cm}	=	$22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447 \text{ MPa}$	Modulo elastico longitudinale medio
f_{ck}	=	$0.83 \times f_{ck} = 24.9 \text{ MPa}$	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del cls a 28 gg
f_{cd}	=	$\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 14.11 \text{ MPa}$	Resistenza di progetto cilindrica a compressione del cls a 28 gg
f_{cm}	=	$f_{ck} + 8 = 32.9 \text{ MPa}$	Resistenza media cilindrica a compressione del cls
f_{ctm}	=	$0.3 \times (f_{ck})^{2/3} = 2.56 \text{ MPa}$	Resistenza media a trazione del cls
f_{ctk}	=	$0.7 \times f_{ctm} = 1.79 \text{ MPa}$	Resistenza caratteristica a trazione del cls
f_{ctd}	=	$f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ MPa}$	Resistenza di progetto a trazione del cls
f_{bk}	=	$2.25 \times \eta \times f_{ctk} = 4.03 \text{ MPa}$	Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza acciaio-cls
f_{bd}	=	$f_{bk} / \gamma_c = 2.69 \text{ MPa}$	Resistenza tangenziale di progetto di aderenza acciaio-cls
$0.6 \times f_{ck}$	=	14.94 MPa	Tensione massima di compressione per combinazione rara
$0.45 \times f_{ck}$	=	11.21 MPa	Tensione massima di compressione per combinazione q.p.

4.4 Acciaio per barre d'armatura

Tutte le strutture, sia di fondazione, che di elevazione, sono armate con acciaio B450C:

Tipo	=	B450C	per $t \leq 40 \text{ mm}$
f_{tk}	=	540 MPa	Tensione caratteristica di rottura
f_{yk}	=	450 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
γ_{M0}	=	1.15	Coefficiente parziale di sicurezza
f_{yd}	=	391.30 MPa	Resistenza di calcolo dell'acciaio
E	=	210000 MPa	Modulo elastico di calcolo

4.5 Acciaio per Carpenterie

Tutte le strutture di elevazione e l'armatura dei micropali sono realizzate con acciai di tipo S355:

Tipo	=	S355	per $t \leq 40 \text{ mm}$
f_{tk}	=	510 MPa	Tensione caratteristica di rottura
f_{yk}	=	355 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
γ_{M0}	=	1.05	Coefficiente parziale di sicurezza
f_{yd}	=	338.10 MPa	Resistenza di calcolo dell'acciaio
E	=	210000 MPa	Modulo elastico di calcolo

Bulloni e Viti secondo UNI 5712 c.l. 8.8 UNI 3740.

Tensione caratteristica di snervamento:

$$f_{yb} = 800 \text{ MPa}$$

Tensione caratteristica di rottura:

$$f_{tb} = 800 \text{ MPa}$$

Coefficiente parziale di sicurezza per resistenza dei bulloni:

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

4.6 Copriferri

Il copriferro per gli elementi strutturali in c.a. è stato determinato con riferimento alla tabella c4.1.IV della circolare 21/01/2019.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_0	ambiente	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Le opere ricadono in ambiente di tipo aggressivo e pertanto i copriferri adottati sono così definiti:

Fondazioni:	40 mm
Muri e cordoli:	30 mm

4.7 Legno

4.7.1 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:

$$E_{0,media} = 11,5 \text{ GPa}$$

$$E_{0,05} = 9,6 \text{ GPa}$$

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:

$$\gamma_M = 1,35$$

4.7.2 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:	$E_{0,media} = 12.0 \text{ GPa}$
Classe di servizio:	2

5 Inquadramento Geotecnico e Sismico

5.1 Parametri Geotecnici

Le caratteristiche fisiche e meccaniche del terreno sono state valutate sulla base della “Relazione geologico-tecnica” appositamente redatta dal dott. Geol. Davide Sala, in data 06/07/2024, sulla base di specifiche indagini geognostiche. Tale relazione include inoltre tutte le valutazioni inerenti la stabilità dei versanti interessati da scavo e la risposta sismica locale del sito.

Il modello di sottosuolo è univocamente valido per l'intera area. La litostratigrafia è riportata nella seguente tabella.

Unità	Spessore	Caratteristiche
Unità 1	p.c. - 2,00 m	Sabbia Argillosa
Unità 2	2,00 - 2,40 m	Limo Argilloso
Unità 3	2,40 - 9,20 m	Sabbie limose
Unità 4	9,20 - 10,00 m	Ghiaia

Tabella 1 - Stratigrafia sottosuolo - Sondaggio S4

Di seguito si riportano i valori medi dei parametri geotecnici delle diverse unità, adottati per la modellazione del terreno, desunti dalla Relazione Geologico-Geotecnica (§4).

Unità	Unità 1	Unità 2	Unità 3	Unità 4
γ_m [kN/m³]	15,2	14,4	16,9	19,3
c_u [kPa]	-	8,3	-	-
φ_m [°]	25	-	28	33

Tabella 2 - Parametri geotecnici

- γ_m peso di volume naturale del terreno;
- c_u coesione non drenata;
- φ_m angolo di attrito.

Come descritto nella relazione geologica in modo approfondito le fondazioni dirette verranno poggiate su suolo bonificato eliminando quindi la presenza delle porzioni superficiali con basse caratteristiche di resistenza. Tale terreno di bonifica con strato costante pari a 50cm verrà eseguito con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- peso specifico: $\gamma=1.75 \text{ t/m}^3$
- angolo d'attrito interno: $\varphi=30^\circ$
- coesione drenata: $c=0,00 \text{ kPa}$;
- modulo elastico: $E=10000 \text{ kg/cm}^3$
- modulo edometrico: $E_d=150-200 \text{ kg/cm}^3$
- densità relativa: $D_r= 45-55\%$.

La relazione geologico-tecnica indica valori di coefficiente di sottofondo per travi alla Winkler fino a $K_w = 0,024 \text{ MPa/mm}$.

6 Analisi dei Carichi

Le azioni considerate per il dimensionamento dell'opera sono ovunque conformi a quanto previsto dalle NTC₂₀₁₈.

6.1 Azioni Permanenti Strutturali

Il peso proprio degli elementi strutturali è definito in automatico dal programma di calcolo in funzione della geometria dell'opera e dei pesi dei materiali:

- peso proprio delle masse di c.a. $\gamma_c = 2500 \text{ kg/m}^3$
- peso proprio delle masse di acciaio $\gamma_s = 7850 \text{ kg/m}^3$
- peso proprio legno lamellare $\gamma_t = 500 \text{ kg/m}^3$

Per tener conto del peso proprio aggiuntivo dovuto a piastre, minuterie e bullonature è stato incrementato nel software di calcolo il peso proprio delle masse di acciaio del 5%.

6.2 Azioni Permanenti Non Strutturali

Pesi propri delle finiture

- copertura – lana di roccia ad alta densità: $0,40 \text{ kN/m}^2$
- copertura – copertura riverclack: $0,20 \text{ kN/m}^2$
- copertura – impianto fotovoltaico: $0,60 \text{ kN/m}^2$

6.3 Azioni Variabili

Pesi propri delle finiture

- copertura – manutenzione: $0,50 \text{ kN/m}^2$

A partire dai carichi elementari appena definiti e dalle stratigrafie dei solai previste dal progetto architettonico dell'edificio, si ricavano i carichi sui solai di seguito riportati:

- Solaio Copertura Pannello CLT sp.14cm:
 - peso proprio elementi strutturali (CLT sp.14cm): 0,70 kN/m²
 - carichi permanenti non strutturali: 1,20 kN/m²
 - carichi variabili: 0,50 kN/m²
- Solaio Copertura Pannello CLT sp.22cm:
 - peso proprio elementi strutturali (CLT sp.22cm): 1,20 kN/m²
 - carichi permanenti non strutturali: 1,20 kN/m²
 - carichi variabili: 0,50 kN/m²

6.4 Azione della neve

Per la definizione dell'azione della neve si fa riferimento al calcolo analitico, secondo quanto indicato al § 3.4 delle Norme Tecniche, utilizzando i seguenti parametri:

- altitudine del sito: $a_s = 250$ m s.l.m.
- zona: 1
- carico caratteristico di riferimento: $q_{sk} = 1,54$ kN/m²
- coefficiente di forma: $\mu_i = 0,80$ ($0^\circ < \alpha < 30^\circ$)
- coefficiente di esposizione: $C_E = 1,00$
- coefficiente termico: $C_T = 1,00$

da cui si ricava:

- carico da neve sulla copertura: 1,23 kN/m²

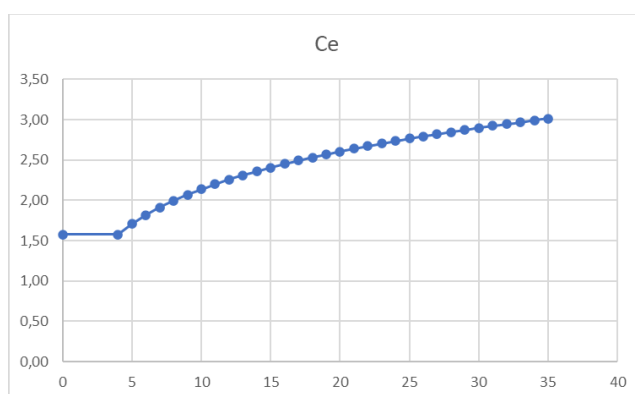
In corrispondenza del compluvio non si considerano incrementi di carico dovuti ad accumuli, in ragione della limitata pendenza del tratto inclinato ($\alpha \approx -18^\circ < 30^\circ$), in accordo con §C.3.4.5.4.

6.5 Azione del vento

Per la definizione dell'azione del vento si fa riferimento al §3.3 delle Norme Tecniche, utilizzando i seguenti parametri:

- velocità base di riferimento: $v_{b,0} = 25$ m/s
- coefficiente di altitudine: $C_a = 1$
- velocità di riferimento: $v_b = 25$ m/s
- zona: 1
- classe di rugosità: C
- categoria di esposizione: III

- parametri di esposizione: $k_r = 0,2$; $z_0 = 0,1m$; $z_{min} = 5m$
- coefficiente di esposizione ($z=6,3$): $c_e = 1,71$
- coefficiente di forma: $c_p = 0,73$ (facciata sopravvento)
 $-0,6$ (facciata sottovento)
 $-0,2$ (copertura)
- coefficiente d'attrito: $c_f = 0,02$ (superficie scabra)
- coefficiente dinamico: $c_d = 1,00$
- pressione equivalente: $p_f = 0.89$ kPa



6.6 Azione sismica

Di seguito si riportano i parametri utilizzati per la costruzione dello spettro di progetto definito come indicato in NTC2018 e come da risposta sismica locale:

Stato limite	SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
Ag	0,017	0,021	0,043	0,052
Fo	2,568	2,542	2,649	2,699
Tc*	0,159	0,182	0,282	0,301

La tipologia strutturale come da 7.3.1 delle NTC2018 rientra nella categoria “pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni”. Con un valore di q_0 per il CD”B” pari a 2,5.

- $\xi=5\%$ ($\eta=1$)
- $q = 1,5$ fattore di comportamento. Il valore non dissipativo è stato valutato come indicato nelle norme pari al minimo tra i $2/3$ di quello dissipativo in CD”B” ed il valore 1,5.
- Categoria Terreno D.

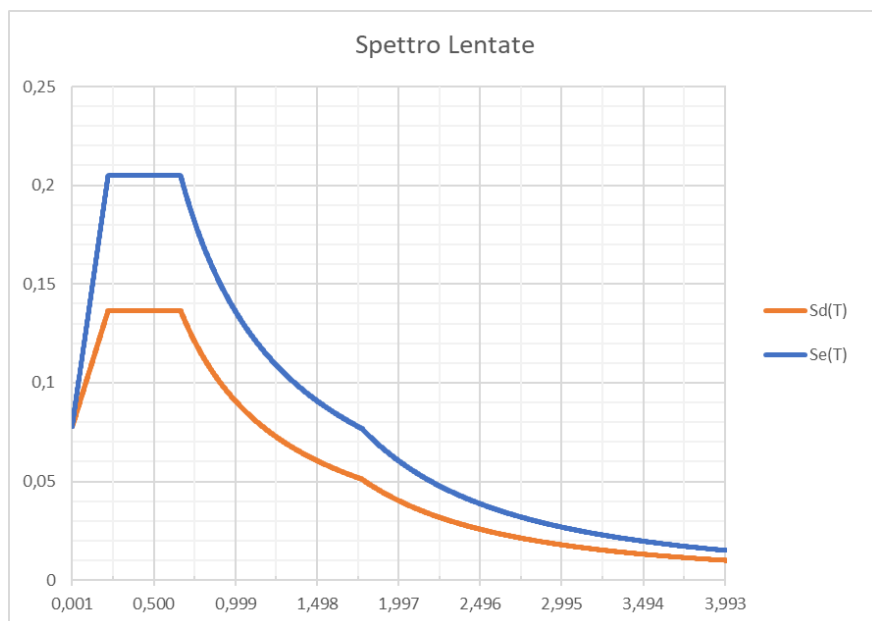


Fig. 9 - Spettro di risposta SLV elastico e di design

6.6.1 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 (30) in modo da assicurare almeno il 95% della massa partecipante sia sui modi traslazionali che torsionali. La massa sismica dell'edificio risulta: 155,2 ton.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
	sec						
1	0,094	0,000	0,007	0,000	0,007	0,004	0,004
2	0,048	0,100	0,596	0,100	0,603	0,126	0,130
3	0,04	0,001	0,058	0,100	0,661	0,004	0,133
4	0,039	0,441	0,276	0,541	0,937	0,087	0,221
5	0,031	0,171	0,041	0,712	0,978	0,464	0,685
6	0,029	0,080	0,001	0,792	0,979	0,000	0,685
7	0,027	0,030	0,000	0,822	0,979	0,020	0,705
8	0,024	0,000	0,001	0,822	0,979	0,001	0,706
9	0,023	0,002	0,000	0,824	0,980	0,014	0,719
10	0,022	0,001	0,000	0,825	0,980	0,023	0,743
11	0,021	0,028	0,000	0,853	0,980	0,012	0,755
12	0,02	0,002	0,000	0,854	0,981	0,000	0,755
13	0,02	0,031	0,000	0,885	0,981	0,013	0,768
14	0,02	0,001	0,000	0,886	0,981	0,000	0,768
15	0,019	0,014	0,000	0,900	0,981	0,001	0,769
16	0,019	0,003	0,001	0,903	0,982	0,014	0,782
17	0,018	0,001	0,007	0,905	0,989	0,166	0,948
18	0,017	0,035	0,000	0,939	0,989	0,012	0,960
19	0,017	0,035	0,004	0,974	0,993	0,001	0,961
20	0,015	0,001	0,000	0,975	0,994	0,010	0,970
21	0,014	0,000	0,000	0,975	0,994	0,000	0,971
22	0,013	0,004	0,000	0,979	0,994	0,009	0,979
23	0,013	0,001	0,000	0,980	0,994	0,000	0,979
24	0,012	0,001	0,000	0,980	0,994	0,000	0,979
25	0,012	0,002	0,000	0,983	0,994	0,001	0,981
26	0,012	0,000	0,000	0,983	0,995	0,001	0,981
27	0,012	0,001	0,000	0,983	0,995	0,000	0,982
28	0,012	0,000	0,000	0,984	0,995	0,000	0,982
29	0,011	0,000	0,000	0,984	0,995	0,000	0,982
30	0,011	0,002	0,001	0,986	0,996	0,001	0,983

Fig. 10 - Analisi modale (primi 30 modi)

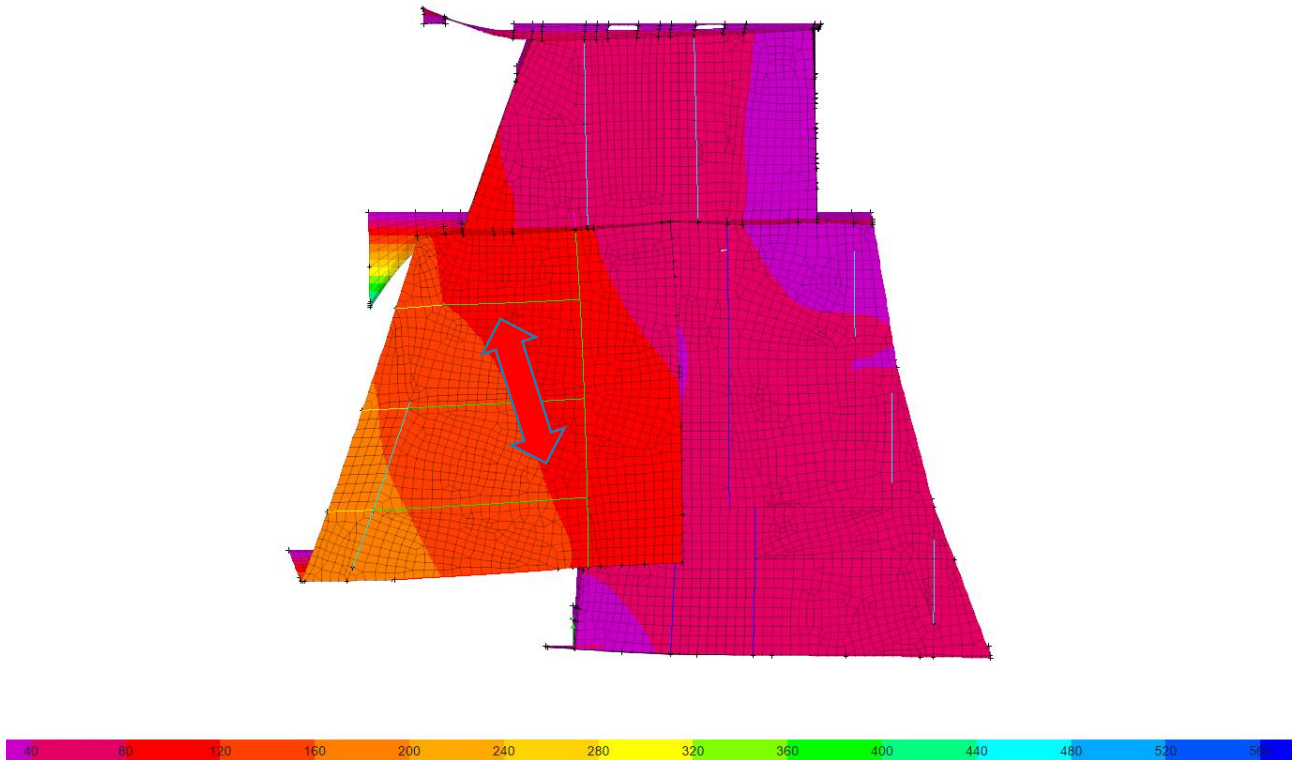


Fig. 11 - 1° modo traslazionale in y - $T_2=0.048$

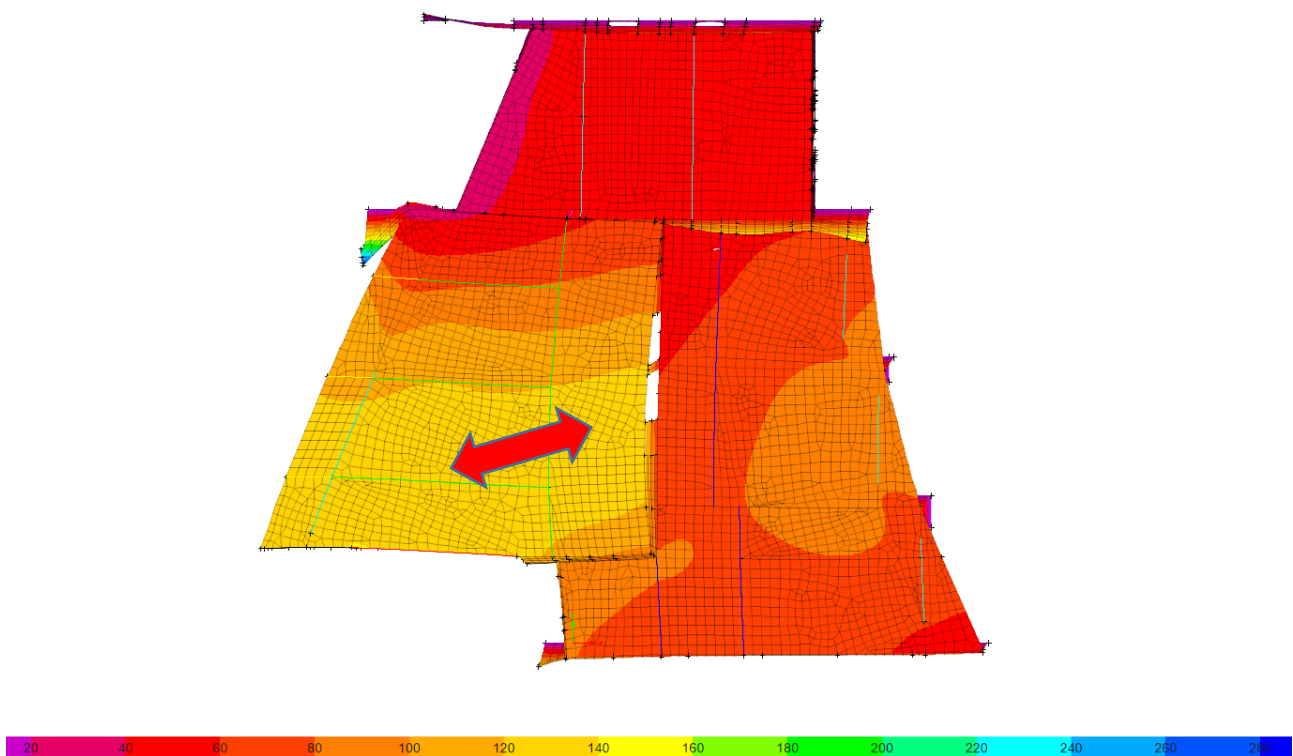
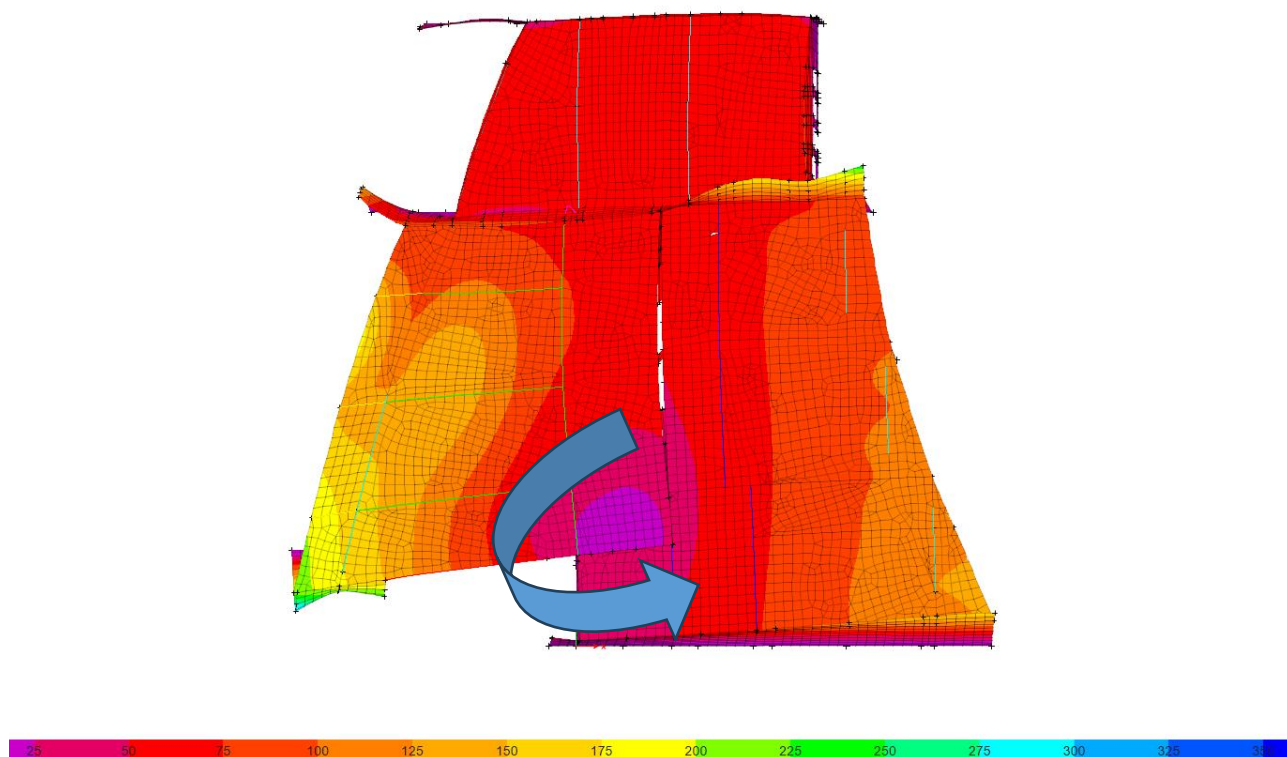


Fig. 12 - 1° modo traslazionale in x - $T_4=0.039$

Fig. 13 - 1° modo torsionale - $T_5=0.031$

7 Combinazioni di carico

7.1 Coefficienti parziali di combinazione

Si riportano di seguito i coefficienti parziali riportati al capitolo 2.6 delle NTC2018 e i coefficienti parziali e di combinazione della medesima norma relativi ai ponti stradali e pedonali trascritti al capitolo 5.1.3.13.

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

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

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	---	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

7.2 Combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni secondo le prescrizioni ai §6.4 e §6.5 della EN 1990:

- Combinazione fondamentale (SLU):

$$E_d = \gamma_{Sd} E \{ \gamma_{g,j} G_{k,j} ; \gamma_p P ; \gamma_{q,1} Q_{k,1} ; \gamma_{q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i > 1$$

- Combinazione caratteristica o rara (SLE irreversibili):

$$E_d = E \{ G_{k,j} ; P ; Q_{k,1} ; \psi_{0,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i > 1$$

- Combinazione frequente (SLE reversibili):

$$E_d = E \{ G_{k,j} ; P ; \psi_{1,1} Q_{k,1} ; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i > 1$$

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

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i \geq 1$$

- Combinazione sismica:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; A_{Ed}; \psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i \geq 1$$

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:

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

8 Fondazioni

La struttura dell'edificio non necessita di opere fondali profonde.

Le fondazioni sono costituite da una griglia di cordoli di spessore 35cm in prossimità dei muri e dei pilastri. I cordoli si sviluppano lungo tutto il perimetro dell'edificio e vengono opportunamente collegati tra loro per garantirne un comportamento sismico uniforme.

1:100

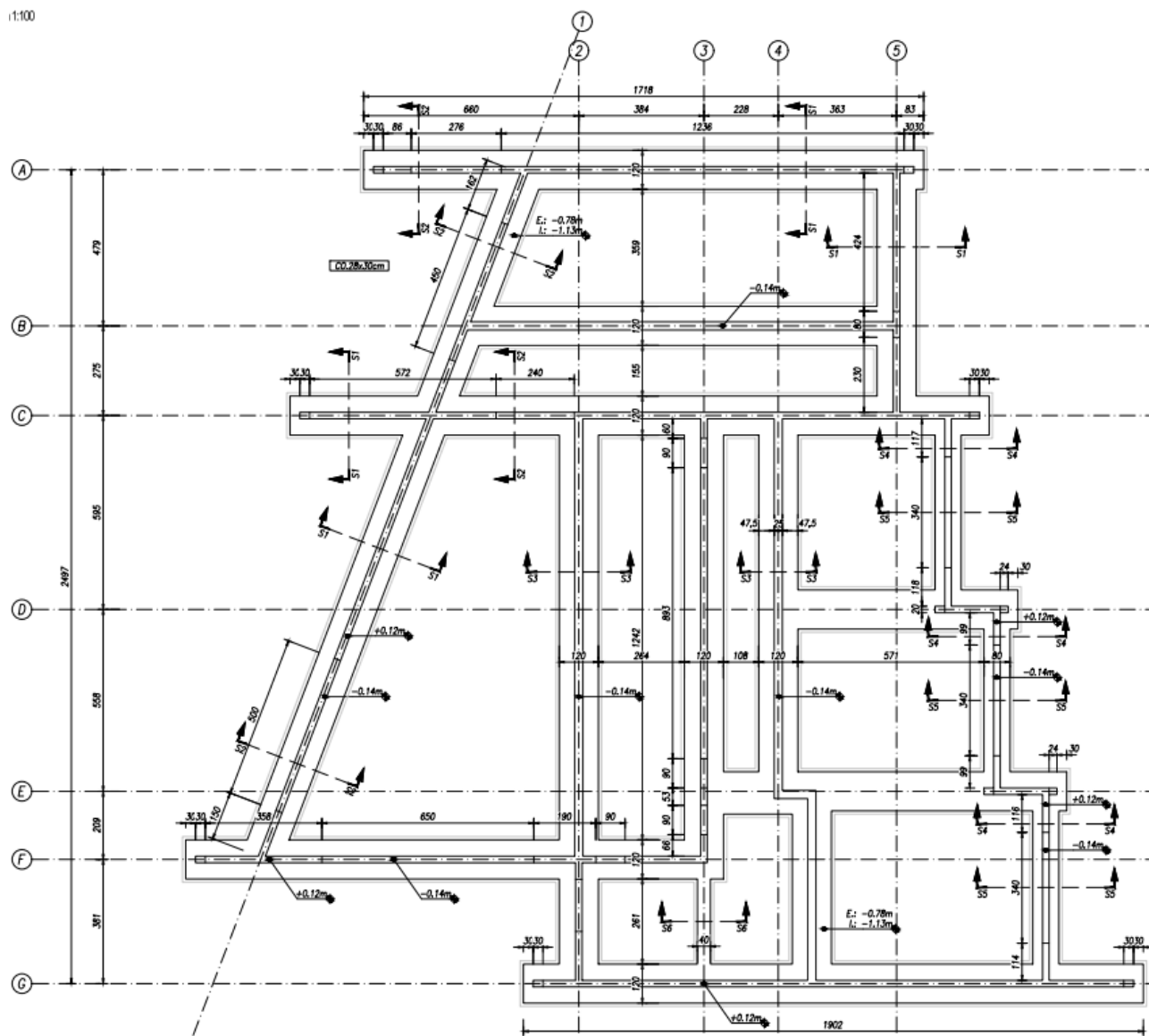
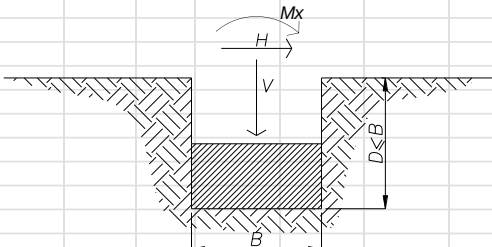


Fig. 14 - Pianta Fondazioni

Per le verifiche degli elementi di fondazione, considerando la stratigrafia del suolo riportata al paragrafo 5.1. Si utilizza un letto di molle alla Winkler con rigidezza $K_w = 0,024 \text{ MPa/mm}$. L'affondamento del piano d'imposta delle fondazioni è pari a $D = 1,13\text{m}$ rispetto al piano campagna.

8.1 Cordoli sp.35cm

L'azione resistente del terreno è stata valutata come riportato nella relazione geologica con la teoria di Brinch-Hansen:

FONDAZIONI SUPERFICIALI													
CALCOLO DELLA PORTATA - TEORIA DI BRINCH-HANSEN													
IPOTESI: Terreno granulare NON coesivo													
Angolo di attrito - ϕ		28,00											
Peso specifico [kN/mc]		18,00											
Coesione - c' [kN/mq]		0,00											
Coesione adesione terreno/fond - c_a [kN/mq]		0,00											
Lunghezza - L [m]		12,00											
Reinterro laterale - D [m]		1,13											
quota falda - Z [m]		0,00											
Carico verticale [kN]		40,00											
Carico orizzontale [kN]		4,00											
M_x [kNm]		0,00											
M_y [kNm]		0,00											
													
N_q		14,72											
N_c		25,80											
N_γ		16,72											
Sovr. stab. - $q_0 = \gamma d \cdot D$ [kN/mq]		19,21											
Lunghezza efficace - L' [m]		12,00											
Base - B [m]	B'	m	s_c	d_c	i_c	s_q	d_q	i_q	s_γ	d_γ	i_γ	q_{lim} [kN/mq]	
0,60	0,60	1,95	1,03	0,90	0,80	1,01	0,90	0,81	1,01	1,00	0,73	285	
0,80	0,80	1,94	1,04	0,90	0,80	1,02	0,90	0,82	1,02	1,00	0,73	312	
1,00	1,00	1,92	1,05	0,90	0,80	1,02	0,90	0,82	1,02	1,00	0,73	339	
1,20	1,20	1,91	1,06	0,90	0,80	1,03	0,90	0,82	1,03	1,00	0,74	366	
1,40	1,40	1,90	1,06	0,90	0,81	1,03	0,90	0,82	1,03	1,00	0,74	394	
1,60	1,60	1,88	1,07	0,90	0,81	1,04	0,90	0,82	1,04	1,00	0,74	422	
1,80	1,80	1,87	1,08	0,90	0,81	1,04	0,90	0,82	1,04	1,00	0,74	450	

Il massimo valore di pressione sul terreno risulta pari a $42,0 \frac{kN}{m^2} < \frac{q_{lim}}{2,3} = 159,13 \frac{kN}{m^2}$.

La verifica risulta soddisfatta.

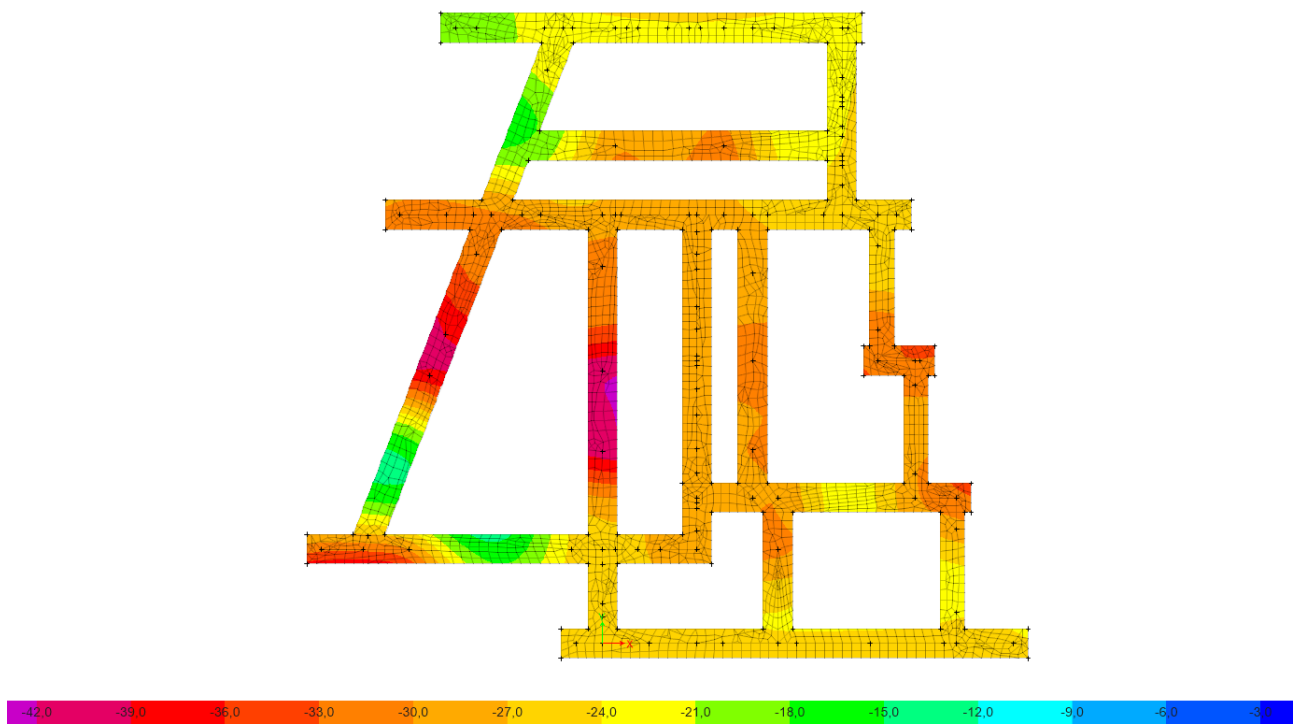


Fig. 15 – Pressioni esercitate sul terreno SLU [kPa]

Verifiche SLU

Di seguito si riportano le mappature del momento in entrambe le direzioni:

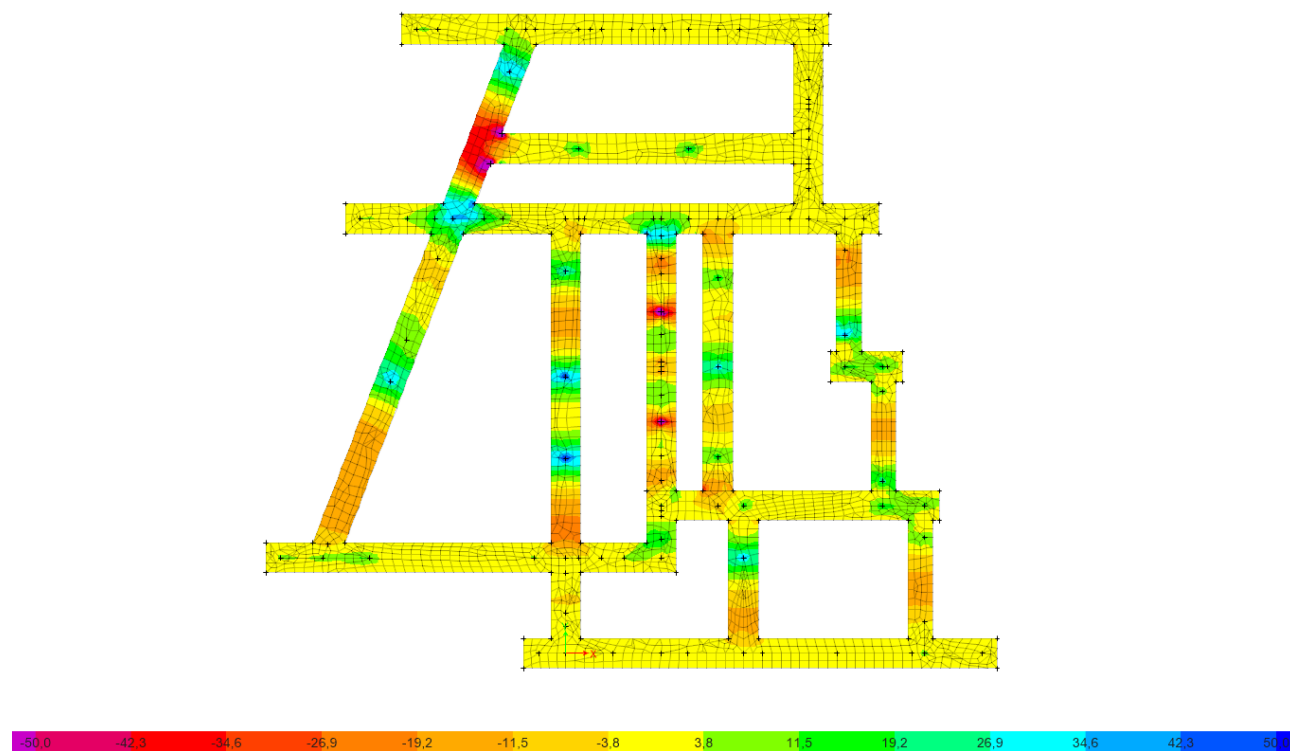


Fig. 16 - Momento flettente M_{22} [kNm/m] - SLU

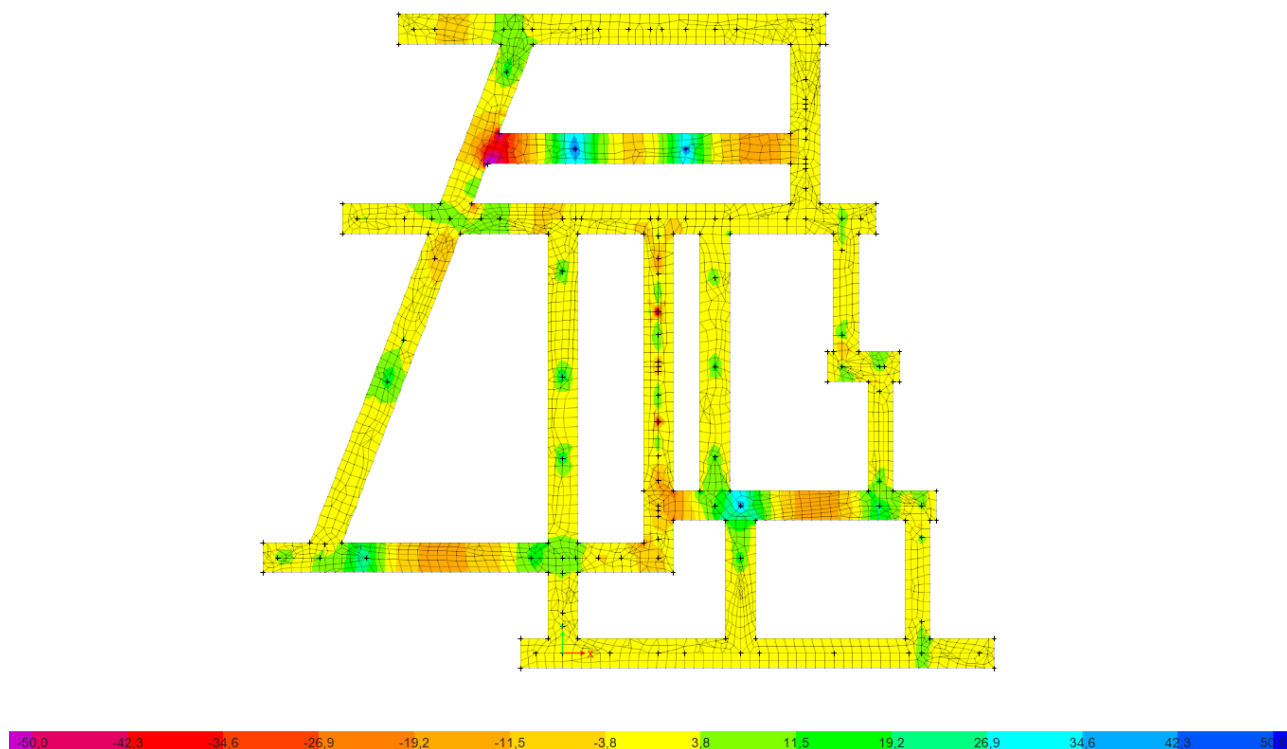


Fig. 17 - Momento flettente M_{11} [kNm/m] - SLU

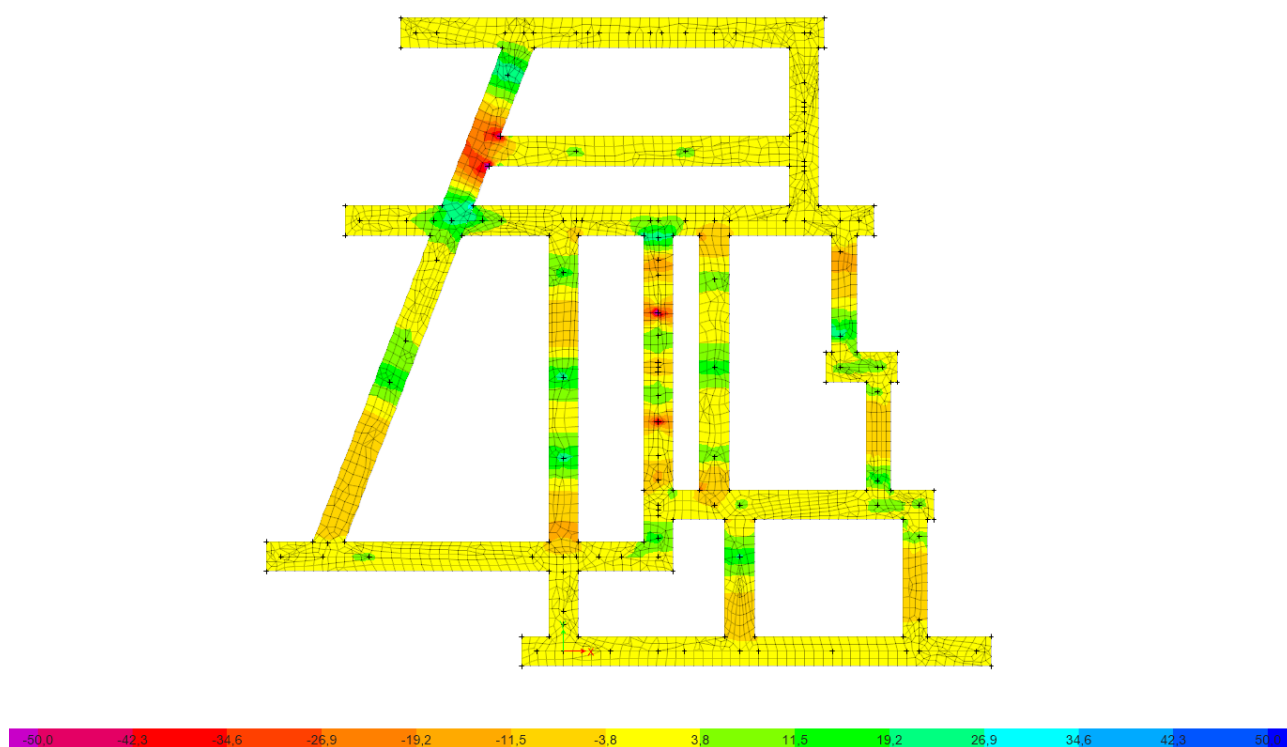
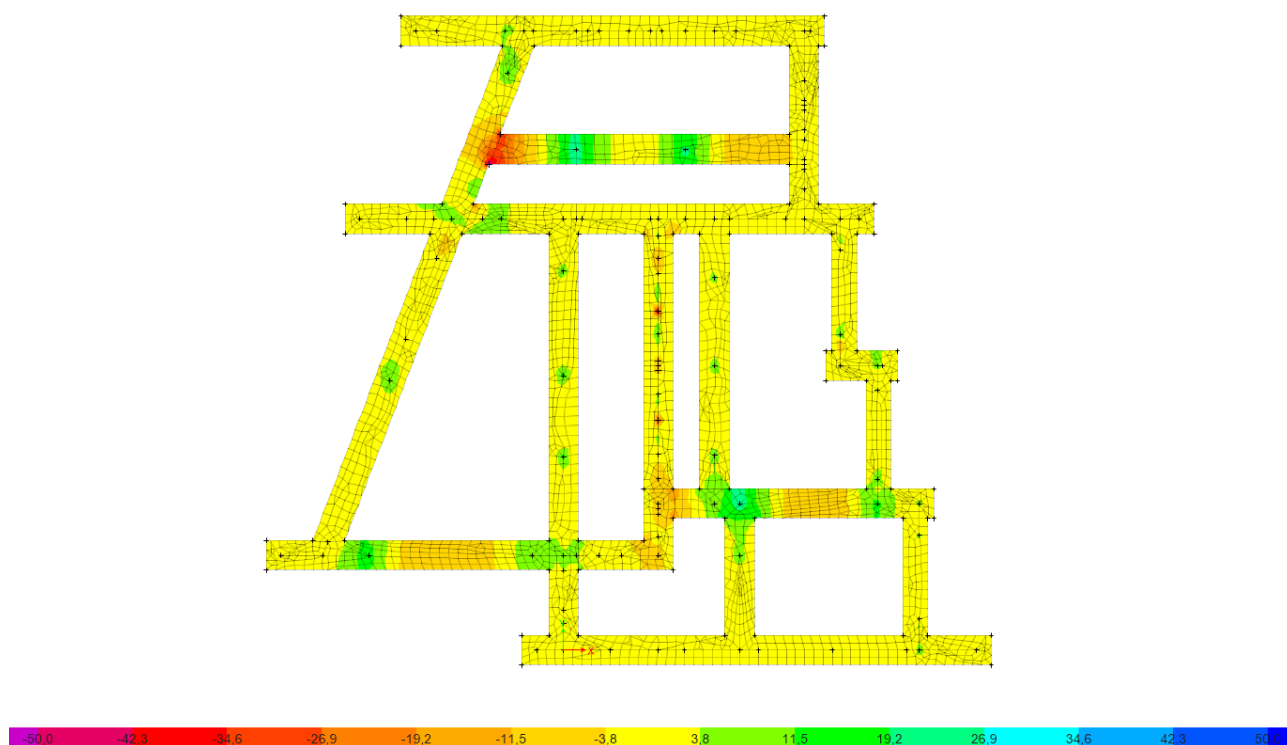
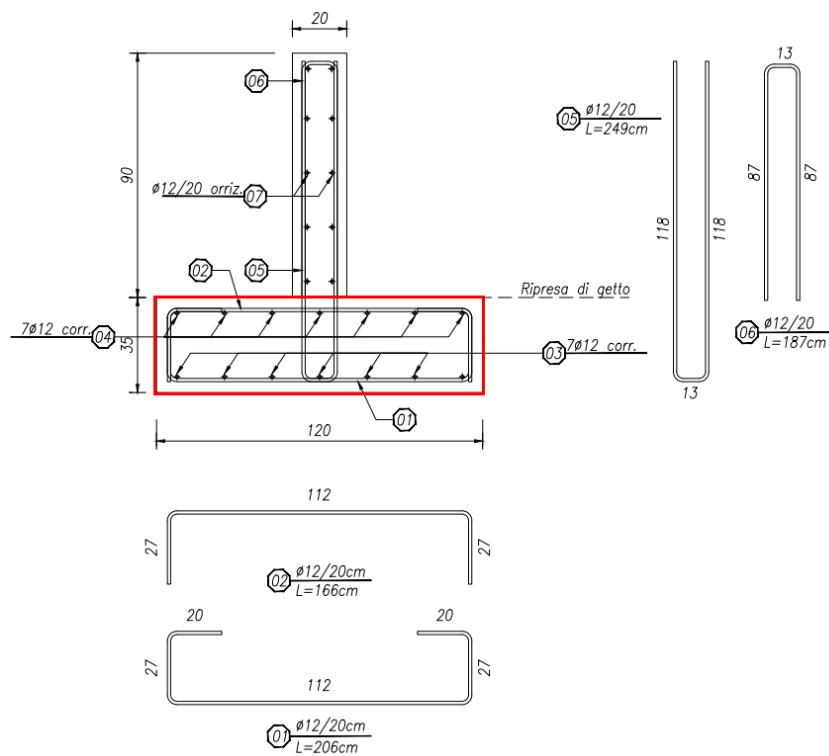


Fig. 18 - Momento flettente M_{22} [kNm/m] - SLV

Fig. 19 - Momento flettente M_{11} [kNm/m] - SLV

Data la sezione caratteristica S_1 vengono riportati i momenti agenti e quelli resistenti valutati considerando la sola ciabatta 120×35 cm.

Fig. 20 - Sezione S_1

Di seguito il valore resistente a flessione:

Titolo : Ciabatta Fondazione

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	120	35

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.92	6
2	7.92	29

Sollecitazioni
S.L.U. ☒ Metodo n ☒

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

M_{xRd} kNm
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 21.22 ‰
d 29 cm
x 4.105 x/d 0.1416
δ 0.7

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
M-curvatura
☐ Precompresso

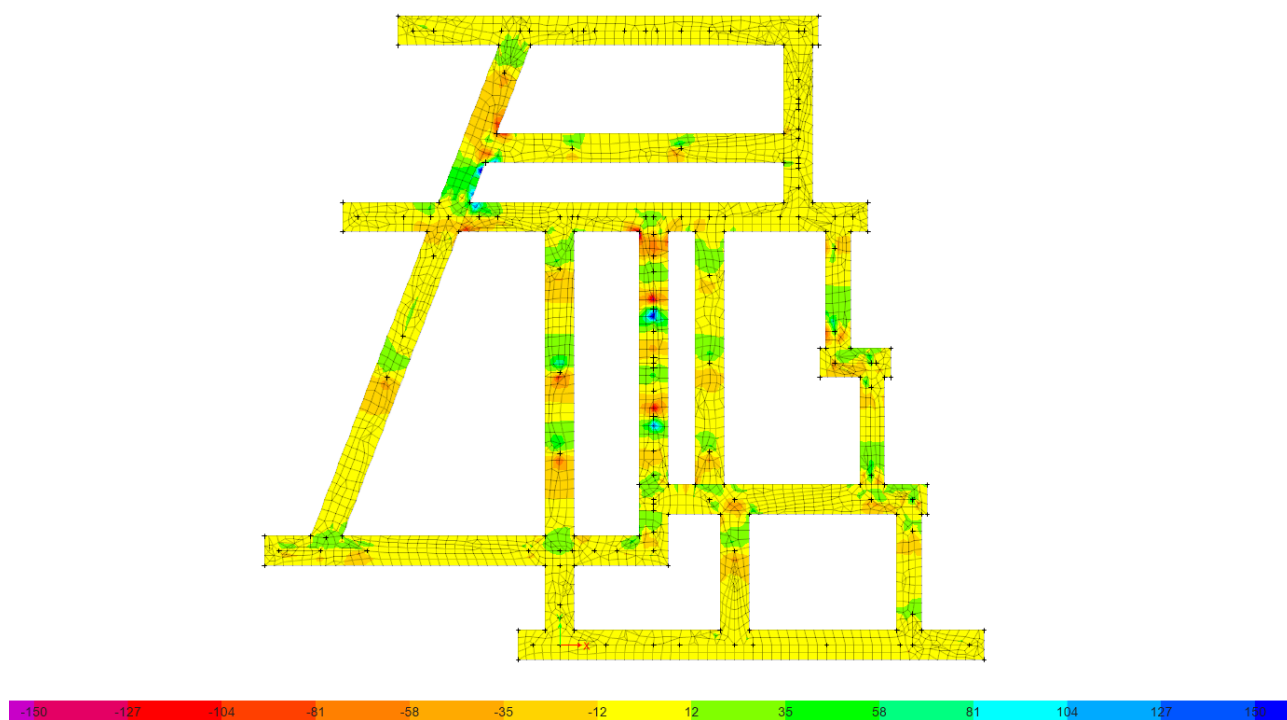
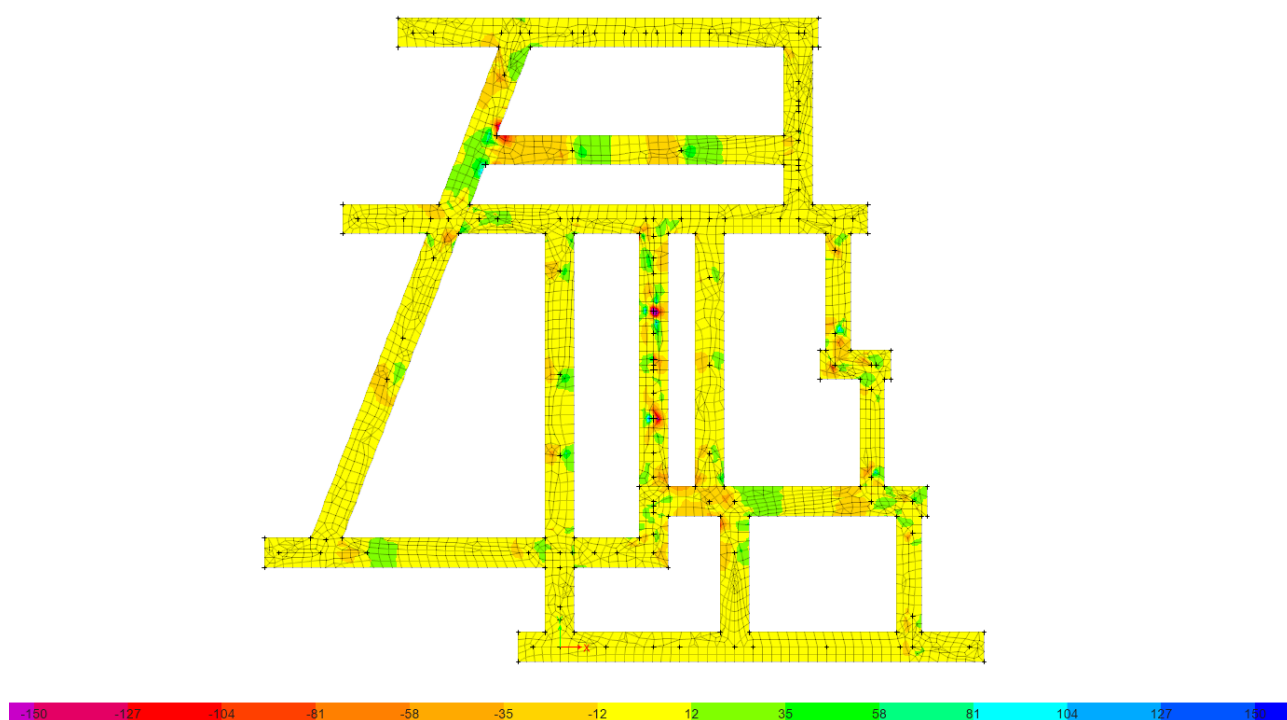
$$\text{sez S1: } M_{Ed} = 60 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 95,5 \text{ kNm}$$

Le verifiche a flessione risultano soddisfatte.

Per l'azione resistente a taglio viene considerata la sola porzione di ciabatta di fondazione come elemento non armato a taglio e con un'armatura longitudinale di 7d12 su entrambi i lembi.

Materiali:		Azioni sollecitanti:	
Calcestruzzo		V_{Ed}	0 kN
R_{ck}	30,00 MPa	N_{Ed}	0 kN
f_{ck}	24,90 MPa	Geometria:	
γ_c	1,50	b_w	1200 mm
α_{cc}	0,85	h	350 mm
f_{cd}	14,1 MPa	d	290 mm
Acciaio B450C			
f_{yk}	450 MPa		
f_{yd}	391,3 MPa		
Verifica in assenza di armature			
specifiche a taglio			
k	1,830	$\sigma_{cp} \leq 0,2 f_{cd}$	0,000 MPa
v_{min}	0,433		
Armatura tesa:			
7	Ø	12	A_{sl} 792 mmq
0	Ø	0	ρ_l 0,23%
$V_{Rd,0}$ 151 kN			
Verifica con armature a taglio			
$\text{ctg}\theta$	1,50	α_c	1,000
Staffe:			
0	Ø	12 / 20	
Calcestruzzo:			
V_{Rcd} 1020 kN			
Acciaio (staffe):			
V_{Rsd} 0 kN		V_{Rd}	151 kN

Dato il valore resistente pari a 151 kN si riportano di seguito le mappature del taglio nelle due direzioni dove non vi sono punti in cui viene superato tale valore.

Fig. 21 - V_{yz} [kN/m]Fig. 22 - V_{xz} [kN/m]

A meno di alcune localizzazioni di sforzo dove si sono introdotti spilli a taglio integrativi le verifiche risultano soddisfatte.

Verifiche SLE

Come riportato nella relazione geologica dell'intervento considerando una ciabatta di fondazione con una larghezza di 120cm e una pressione uniforme pari a 40kPa si ottengono cedimenti inferiori ai massimi accettabili.

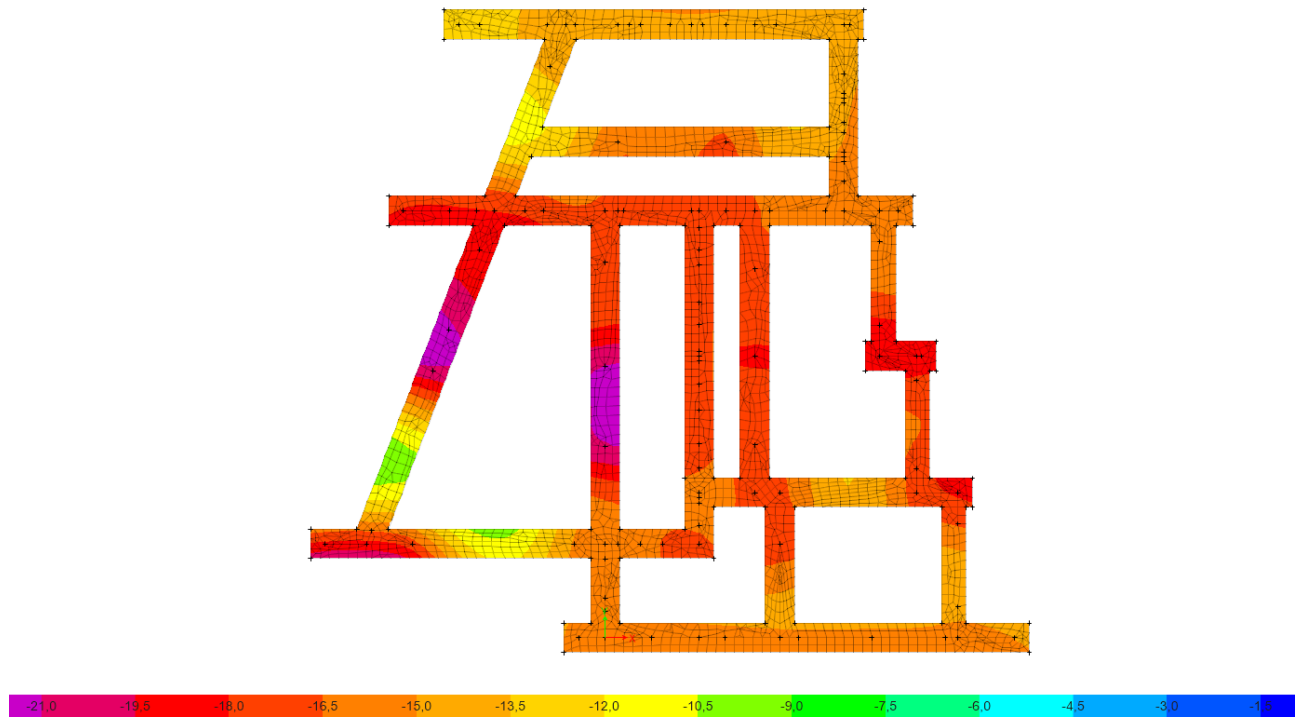


Fig. 23 - Pressioni sul terreno combinazione SLE qp [kPa]

Come si evince dalla mappatura delle pressioni in combinazione d'esercizio quasi permanente non vi sono localizzazione delle pressioni maggiori di 40 kPa. Pertanto, la verifica risulta soddisfatta.

9 Orizzontamenti

La copertura del fabbricato è una struttura leggera realizzata da pannelli CLT (cross laminated timber) sostenuti da travi in legno lamellare.

Pianta Copertura

1 : 100

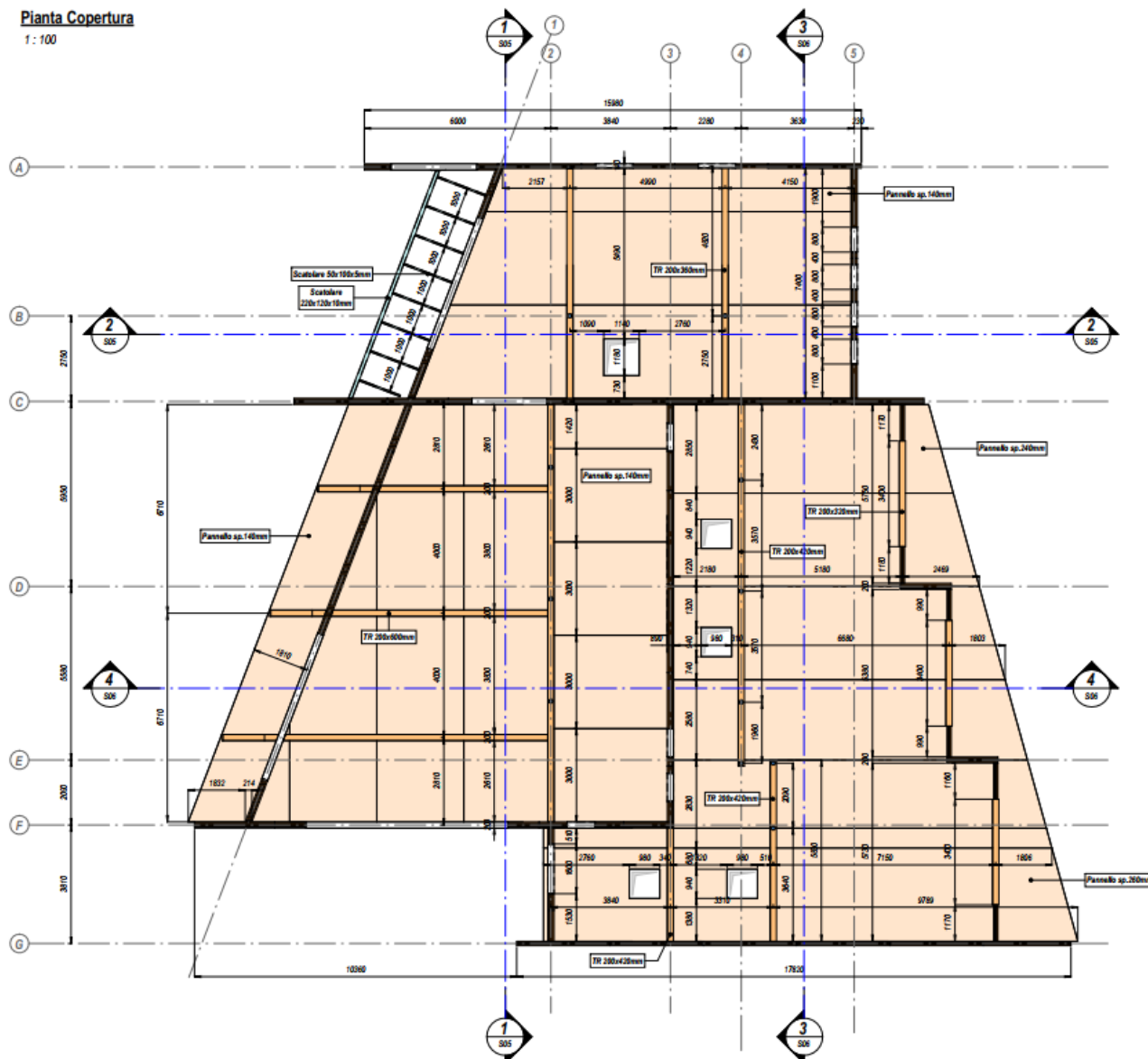


Fig. 24 – Pianta Copertura

Ai fini del calcolo statico la copertura è stata suddivisa in tre zone diverse:

- Zona 1: elemento sub-orizzontale (pendenza 2%) a copertura di ingresso e uffici;
- Zona 2: falda con un'inclinazione di 2° a copertura delle aule;
- Zona 3: falda con inclinazione pari a 7° a copertura dell'aula polifunzionale;

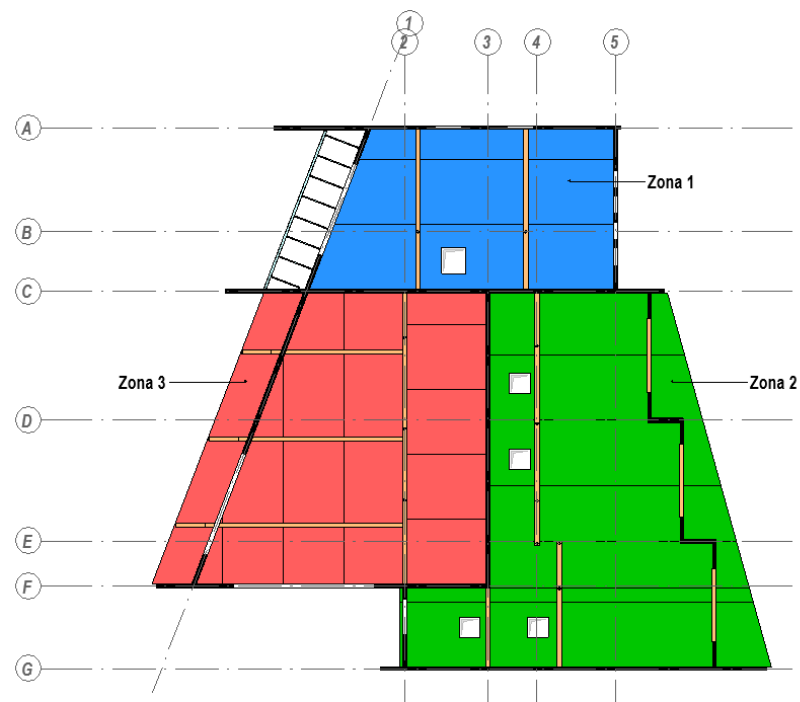


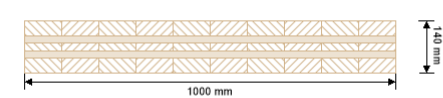
Fig. 25 - Suddivisione copertura in zone

9.1 Zona 1

9.1.1 Pannello CLT sp.140mm

Gli orizzontamenti realizzati in pannelli CLT di spessore pari a 140mm aventi larghezza massima di 3,00m e lunghezza massima pari a 5,0+4,15m, poggiano su travi e pareti CLT verticali. Gli elementi sono composti con la seguente scansione di layer:

sezione CLT 140 L5s

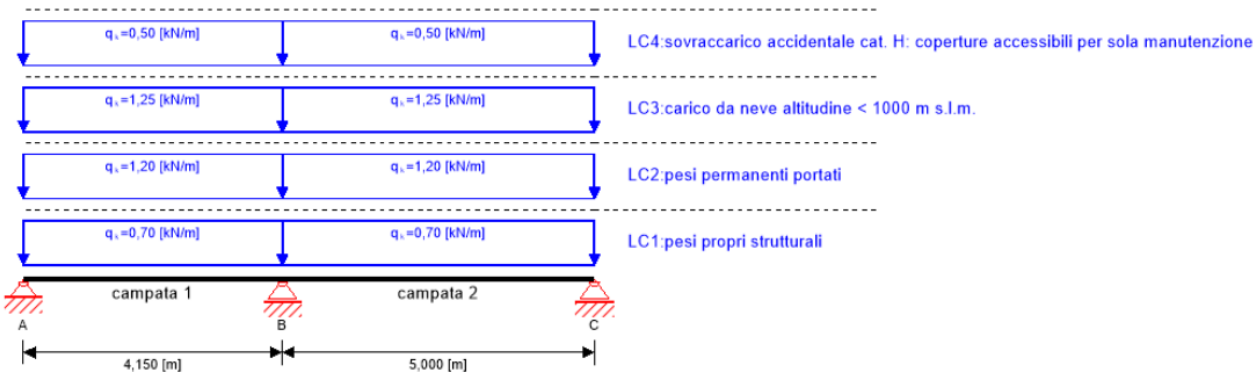


strato	spessore	tipo	materiale
1	40,0 mm	L	Abete C24 ETA (2022)
2	20,0 mm	C	Abete C24 ETA (2022)
3	20,0 mm	L	Abete C24 ETA (2022)
4	20,0 mm	C	Abete C24 ETA (2022)
5	40,0 mm	L	Abete C24 ETA (2022)

	area	momento d'inerzia	modulo di resistenza
	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]
netta	100.000	211.333.300	3.019.048
totale	140.000	228.666.700	3.266.667

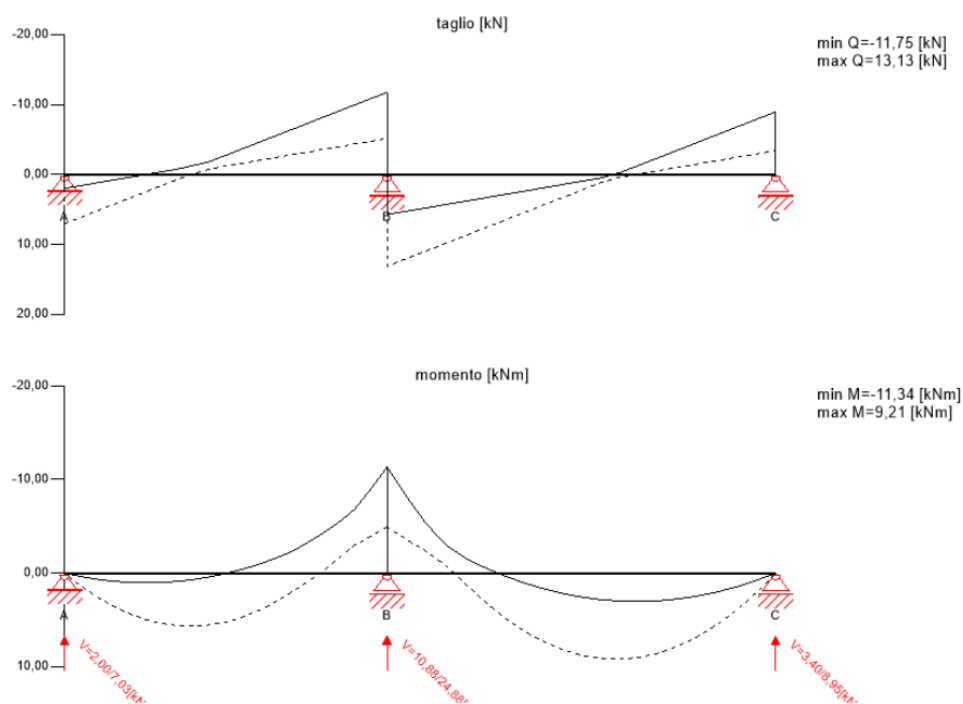
Z	momento statico
[mm]	[mm ³]
-70	0
-30	2.000.000
-10	2.000.000
0	2.050.000
10	2.000.000
30	2.000.000
70	0

Analisi dei Carichi



Verifiche SLU

combinazione: 1,30/1,00 * LC1:pesi propri strutturali + 1,30/1,00 * LC2:pesi permanenti portati + 1,50/0,00 * LC3:carico da neve altitudine < 1000 m s.l.m.



Stati limite ultimi (SLU) - risultati (21 %)

verifica a flessione

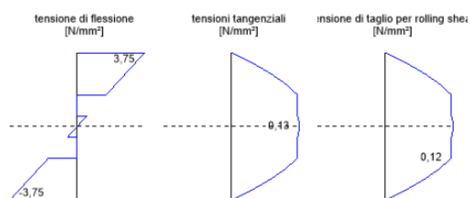
campata	$f_{m,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$f_{m,y,d}$	$M_{y,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	sfruttamento
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]	
1	24,00	1,35	0,90	1,10	17,60	-11,34	3,75	21%
2	24,00	1,35	0,90	1,10	17,60	-11,34	3,75	21%

rolling shear

campata	$f_{r,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{r,d}$	V_d	$\tau_{r,d}$	sfruttamento
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
1	1,25	1,35	0,90	0,83	-11,75	0,11	13%
2	1,25	1,35	0,90	0,83	13,13	0,12	15%

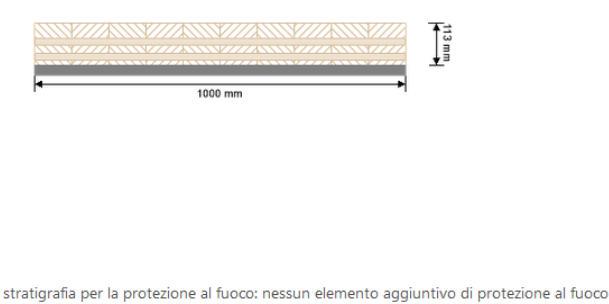
verifica a taglio

campata	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,d}$	V_d	$\tau_{v,d}$	sfruttamento
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
1	4,00	1,35	0,90	2,67	-11,75	0,11	4%
2	4,00	1,35	0,90	2,67	13,13	0,13	5%



Verifiche SLU – R30

sezione fuoco CLT 140 L5s (R 30)



strato	spessore	tipo	materiale	$\beta_{0,h}$	$\beta_{0,h,a}$
1	40,0 mm	L	Abete C24 ETA (2022)	0,65	1,3
2	20,0 mm	C	Abete C24 ETA (2022)	0,65	1,3
3	20,0 mm	L	Abete C24 ETA (2022)	0,65	1,3
4	20,0 mm	C	Abete C24 ETA (2022)	0,65	1,3
5	13,0 mm	L	Abete C24 ETA (2022)	0,65	1,3

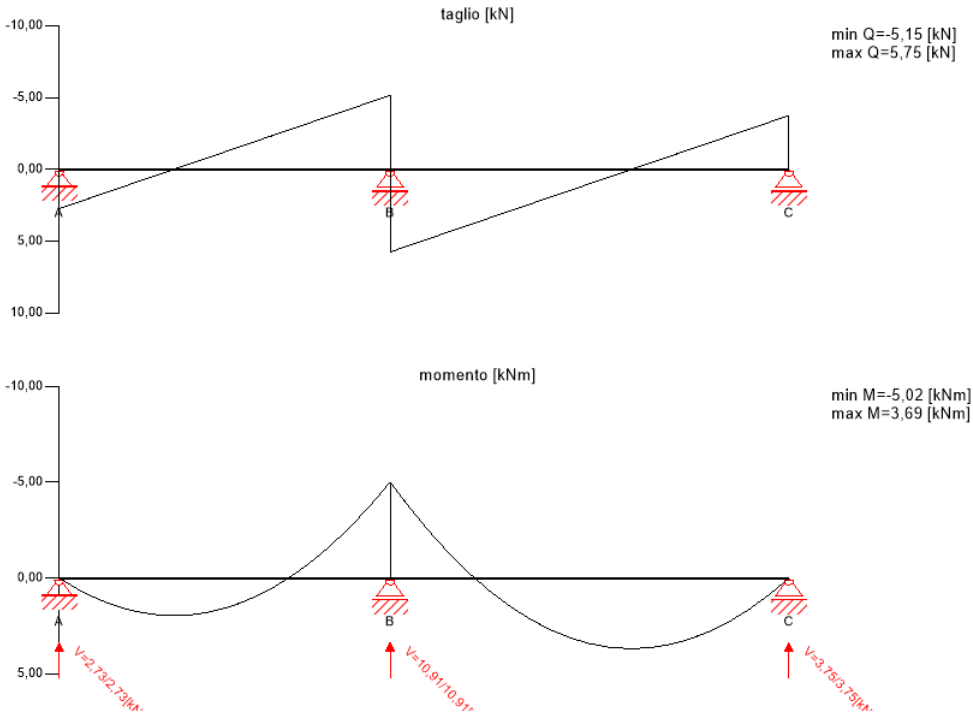
k_0	d_0	$d_{char,0,h}$	$d_{ef,h}$	$d_{char,0,v}$	$d_{ef,v}$
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	7	20,0	27,0	0,0	0,0

	area	momento d'inerzia	modulo di resistenza
	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]
netta	73.000	91.623.540	1.621.656
totale	113.000	120.241.400	2.128.167

Z	momento statico
[mm]	[mm ³]
-49	0
-9	1.164.110
0	1.164.110
11	1.164.110
31	746.164
51	746.164
64	0

Stato limite ultimo (SLU) - Fuoco - risultati della combinazione più gravosa

combinazione: 1,00/1,00 * LC1:pesi propri strutturali + 1,00/1,00 * LC2:pesi permanenti portati

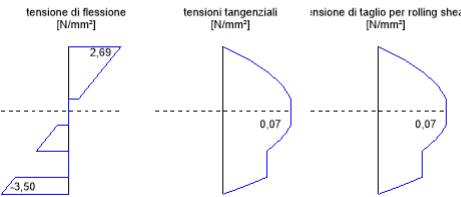


Stati limite ultimi (SLU) - fuoco - risultati (12 %)

verifica a flessione									
campata	$f_{m,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	k_{fi}	$f_{m,y,d}$	$M_{y,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	sfruttamento
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]	
1	24,00	1,00	1,00	1,10	1,15	30,36	-5,02	-3,50	12%
2	24,00	1,00	1,00	1,10	1,15	30,36	-5,02	-3,50	12%

rolling shear							
campata	$f_{r,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{r,d}$	V_d	$\tau_{r,d}$	sfruttamento
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
1	1,25	1,00	1,00	1,44	-5,15	0,07	5%
2	1,25	1,00	1,00	1,44	5,75	0,07	5%

verifica a taglio							
campata	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,d}$	V_d	$\tau_{v,d}$	sfruttamento
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
1	4,00	1,00	1,00	4,60	-5,15	0,07	1%
2	4,00	1,00	1,00	4,60	5,75	0,07	2%



Verifiche SLE – deformazioni

Stati limite di esercizio (SLE) - risultati (58 %)

$$w_{inst} = w[char]$$

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0,8	4,2	$L/300 = 13,8$	2,9	21%
2	0,8	5,0	$L/300 = 16,7$	6,8	41%

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

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0,8	4,2	$L/300 = 13,8$	3,8	28%
2	0,8	5,0	$L/300 = 16,7$	9,7	58%

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

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0,8	4,2	$L/300 = 13,8$	2,2	16%
2	0,8	5,0	$L/300 = 16,7$	6,6	40%

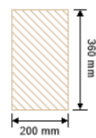
Reazioni agli appoggi**reazione all'appoggio**

Categoria di carico	k_{mod}	A	B	C
		[kN]	[kN]	[kN]
pesi propri strutturali	0,6	1,01	4,01	1,38
		1,01	4,01	1,38
pesi permanenti portati	0,6	1,74	6,87	2,37
		1,74	6,87	2,37
carico da neve altitudine < 1000 m s.l.m.	0,9	2,31	7,16	2,71
		-0,50	0,00	-0,24
sovraccarico accidentale cat. H: coperture accessibili per sola manutenzione	0,9	0,92	2,86	1,08
		-0,20	0,00	-0,09

9.1.2 Trave 200x360mm

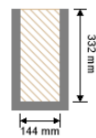
Date le azioni sopra riportate derivate dall'analisi del pannello si riportano di seguito le dimensioni caratteristiche e le verifiche relative alle travi continue 200x360mm. Le due travi coprono due luci di lunghezza 4,82 e 2,75m.

sezione trave di legno 20/36



larghezza della sezione	altezza della sezione	area	ly	lz
[cm]	[cm]	[mm²]	[mm⁴]	[mm⁴]
20	36	72.000	777.600.100	240.000.000

sezione fuoco trave di legno 20/36 (R 30)



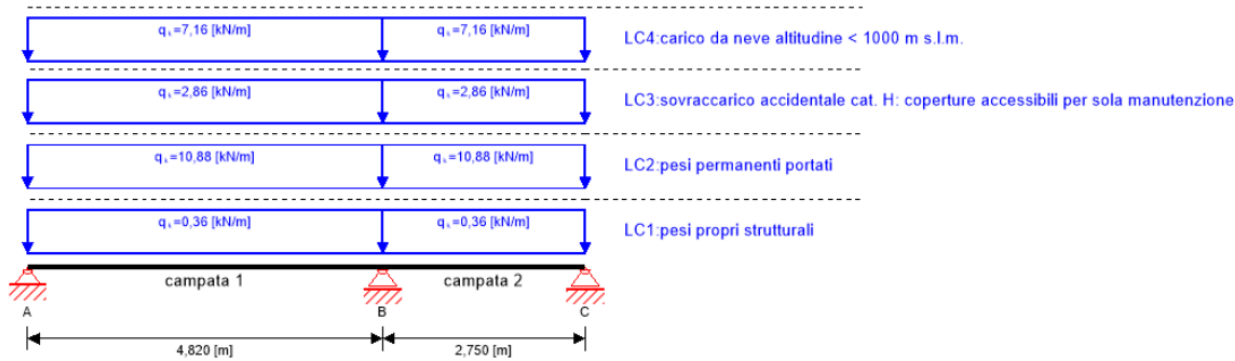
stratigrafia per la protezione al fuoco: nessun elemento aggiuntivo di protezione al fuoco

larghezza della sezione	altezza della sezione	area	ly	lz
[cm]	[cm]	[mm²]	[mm⁴]	[mm⁴]
14,4	33,2	47.808	439.132.400	82.612.220

k ₀	d ₀	β _n	d _{ef,v}	d _{ef,h}	larghezza della sezione	altezza della sezione
[-]	[mm]	[mm/min]	[mm]	[mm]	[cm]	[cm]
1	7	0,7	56,0	28,0	14,4	33,2

Analisi dei Carichi

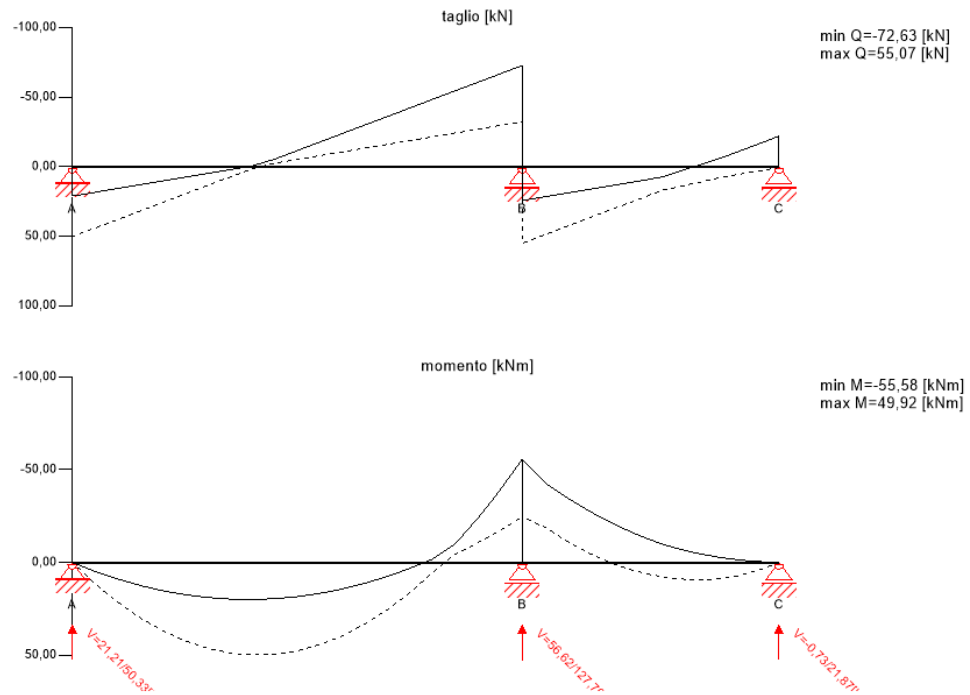
geometria e carichi agenti



Verifiche SLU

Stato limite ultimo (SLU) - risultati della combinazione più gravosa

combinazione: 1,30/1,00 * LC1:pesi propri strutturali + 1,30/1,00 * LC2:pesi permanenti portati + 1,50/0,00 * LC4:carico da neve altitudine < 1000 m s.l.m.



verifica a flessione

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{t,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$k_{h,m,y}$	$k_{h,m,z}$	k_l	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$f_{t,0,d}$
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1	4,82	24,00	24,00	19,20	1,35	0,90	1,00	1,05	1,10	1,00	16,84	17,60	16,00	12,80
2	0,0	24,00	24,00	19,20	1,35	0,90	1,00	1,05	1,10	1,00	16,84	17,60	16,00	12,80

campata	dist.	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{t,d}$	sfruttamento
	[m]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
1	4,82	-55,58	0,00	0,00	0,00	12,87	0,00	0,00	0,00	76%
2	0,0	-55,58	0,00	0,00	0,00	12,87	0,00	0,00	0,00	76%

verifica a taglio

campata	dist.	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{h,v}$	$f_{v,d}$	V_d	$\tau_{v,d}$	sfruttamento
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
1	4,46	3,50	1,35	0,90	1,00	1,67	63,50	1,32	79%
2	0,36	3,50	1,35	0,90	1,00	1,67	45,94	0,96	57%

progetto ad instabilità

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$k_{sys,z}$	$I_{k,y}$	$I_{k,z}$	λ_y	λ_z	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,z}$	β_c	$k_{h,m,y}$	k_l
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	4,82	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	1,00	4,820	1,000	46	17	0,74	0,28	0,1	1,05	1,00
2	0,0	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	1,00	2,750	1,000	26	17	0,42	0,28	0,1	1,05	1,00

campata	dist.	k_y	k_z	$k_{c,y}$	$k_{c,z}$	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	sfruttamento
	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
1	4,82	0,79	0,54	0,92	1,00	16,84	17,60	16,00	-55,58	0,00	0,00	0,00	12,87	0,00	76%
2	0,0	0,59	0,54	0,99	1,00	16,84	17,60	16,00	-55,58	0,00	0,00	0,00	12,87	0,00	76%

progetto per instabilità flessio-torsionale

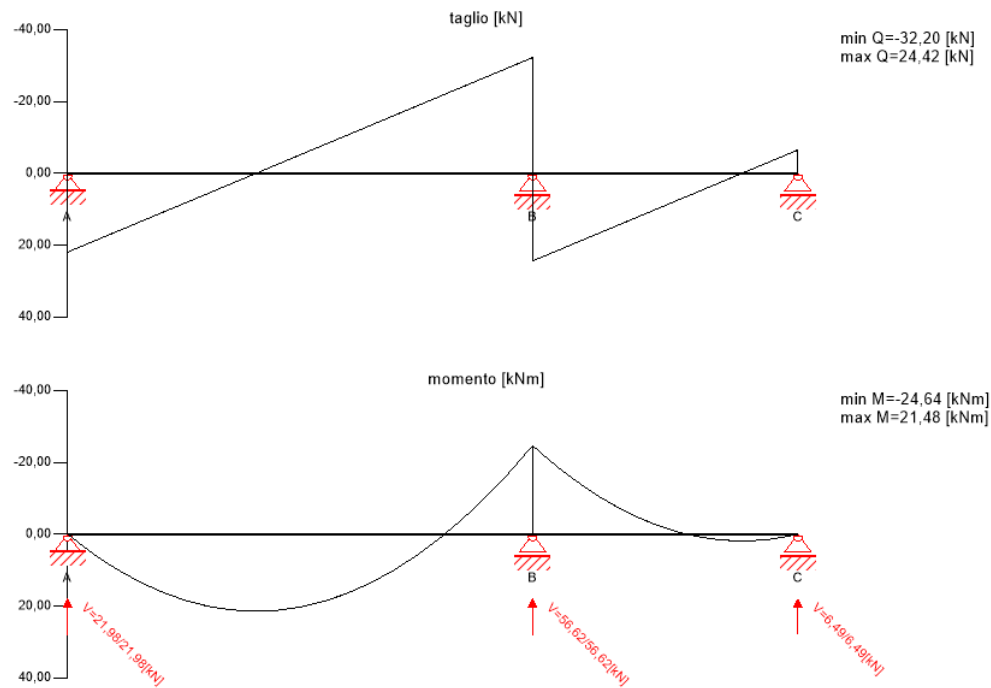
campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	I_{ef}	I_k	λ_y	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,m}$	β_c	k_y	$k_{c,y}$	$k_{h,m,y}$	$k_{h,m,z}$	k_l
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	4,82	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	0,900	1,000	10	0,15	0,19	0,1	0,50	1,00	1,05	1,10	1,00
2	0,0	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	0,900	1,000	10	0,15	0,19	0,1	0,50	1,00	1,05	1,10	1,00

$\sigma_{m,crit,y}$	$\sigma_{m,crit,z}$	k_{crit}	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	sfruttamento
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
711,96	2306,74	1,00	16,84	17,60	16,00	-55,58	0,00	0,00	0,00	12,87	0,00	76%
711,96	2306,74	1,00	16,84	17,60	16,00	-55,58	0,00	0,00	0,00	12,87	0,00	76%

Verifiche SLU – R30

Stato limite ultimo (SLU) - Fuoco - risultati della combinazione più gravosa

combinazione: 1,00/1,00 * LC1:pesi propri strutturali + 1,00/1,00 * LC2:pesi permanenti portati



Stati limite ultimi (SLU) - fuoco - risultati (32 %)

verifica a flessione

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{t,0,k}$	γ_m	k_{mod}	k_{fi}	$k_{sys,y}$	$k_{h,m,y}$	$k_{h,m,z}$	k_l	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$f_{t,0,d}$
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1	4,82	24,00	24,00	19,20	1,00	1,00	1,15	1,00	1,06	1,10	1,00	29,28	30,36	27,60	22,08
2	0,0	24,00	24,00	19,20	1,00	1,00	1,15	1,00	1,06	1,10	1,00	29,28	30,36	27,60	22,08

campata	dist.	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{t,d}$	sfruttamento
	[m]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
1	4,82	-24,64	0,00	0,00	0,00	9,32	0,00	0,00	0,00	32%
2	0,0	-24,64	0,00	0,00	0,00	9,32	0,00	0,00	0,00	32%

verifica a taglio

campata	dist.	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	k_{fi}	$k_{h,v}$	$f_{v,d}$	V_d	$\tau_{v,d}$	sfruttamento
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
1	4,49	3,50	1,00	1,00	1,15	1,00	2,87	28,47	0,89	31%
2	0,33	3,50	1,00	1,00	1,15	1,00	2,87	20,68	0,65	23%

progetto ad instabilità

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$k_{sys,z}$	$I_{k,y}$	$I_{k,z}$	λ_y	λ_z	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,z}$	β_c	$k_{h,m,y}$	k_i
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	4,82	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	1,00	4,820	1,000	50	24	0,80	0,38	0,1	1,06	1,00
2	0,0	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	1,00	2,750	1,000	29	24	0,46	0,38	0,1	1,06	1,00

campata	dist.	k_y	k_z	$k_{c,y}$	$k_{c,z}$	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	sfruttamento
	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
1	4,82	0,85	0,58	0,90	0,99	29,28	30,36	27,60	-24,64	0,00	0,00	0,00	9,32	0,00	32%
2	0,0	0,61	0,58	0,98	0,99	29,28	30,36	27,60	-24,64	0,00	0,00	0,00	9,32	0,00	32%

progetto per instabilità flessio-torsionale

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	I_{ef}	I_k	λ_y	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,m}$	β_c	k_y	$k_{c,y}$	$k_{h,m,y}$	$k_{h,m,z}$	k_i
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	4,82	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	0,900	1,000	10	0,17	0,25	0,1	0,51	1,00	1,06	1,10	1,00
2	0,0	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	0,900	1,000	10	0,17	0,25	0,1	0,51	1,00	1,06	1,10	1,00

$\sigma_{m,crit,y}$	$\sigma_{m,crit,z}$	k_{crit}	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	sfruttamento
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
423,17	2249,42	1,00	29,28	30,36	27,60	-24,64	0,00	0,00	0,00	9,32	0,00	32%
423,17	2249,42	1,00	29,28	30,36	27,60	-24,64	0,00	0,00	0,00	9,32	0,00	32%

Verifiche SLE

Stati limite di esercizio (SLE) - risultati (59 %)

$w_{inst} = w[char]$

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0,6	4,8	$L/300 = 16,1$	8,4	52%
2	0,6	2,8	$L/300 = 9,2$	0,2	2%

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

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0,6	4,8	$L/250 = 19,3$	11,3	59%
2	0,6	2,8	$L/250 = 11,0$	0,2	2%

$w_{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.] \cdot k_{def}$

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0,6	4,8	$L/300 = 16,1$	7,8	49%
2	0,6	2,8	$L/300 = 9,2$	0,0	0%

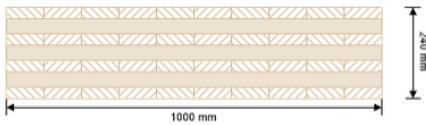
9.2 Zona 2

9.2.1 Pannello CLT sp.240mm Tipo 1

Gli orizzontamenti realizzati in pannelli CLT di spessore pari a 240mm aventi larghezza massima di 3,00m e lunghezza massima pari a 2.52+6.68+2,18m, poggiano su travi e pareti CLT verticali. Gli elementi sono composti con la seguente scansione di layer:



sezione CLT 240 L7s

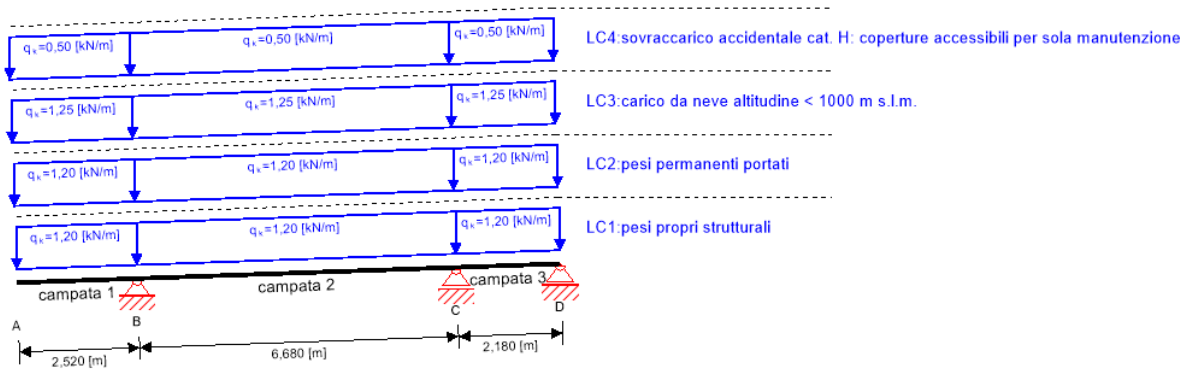


strato	spessore	tipo	materiale
1	30,0 mm	L	Abete C24 ETA (2022)
2	40,0 mm	C	Abete C24 ETA (2022)
3	30,0 mm	L	Abete C24 ETA (2022)
4	40,0 mm	C	Abete C24 ETA (2022)
5	30,0 mm	L	Abete C24 ETA (2022)
6	40,0 mm	C	Abete C24 ETA (2022)
7	30,0 mm	L	Abete C24 ETA (2022)

	area	momento d'inerzia	modulo di resistenza	Z	momento statico
	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm]	[mm ³]
netta	120.000	744.000.100	6.200.000	-120	0
totale	240.000	1.152.000.000	9.600.000	-90	3.150.000
				-50	3.150.000
				-20	4.200.000
				0	4.200.000
				20	4.200.000
				50	3.150.000
				90	3.150.000
				120	0

Analisi dei Carichi

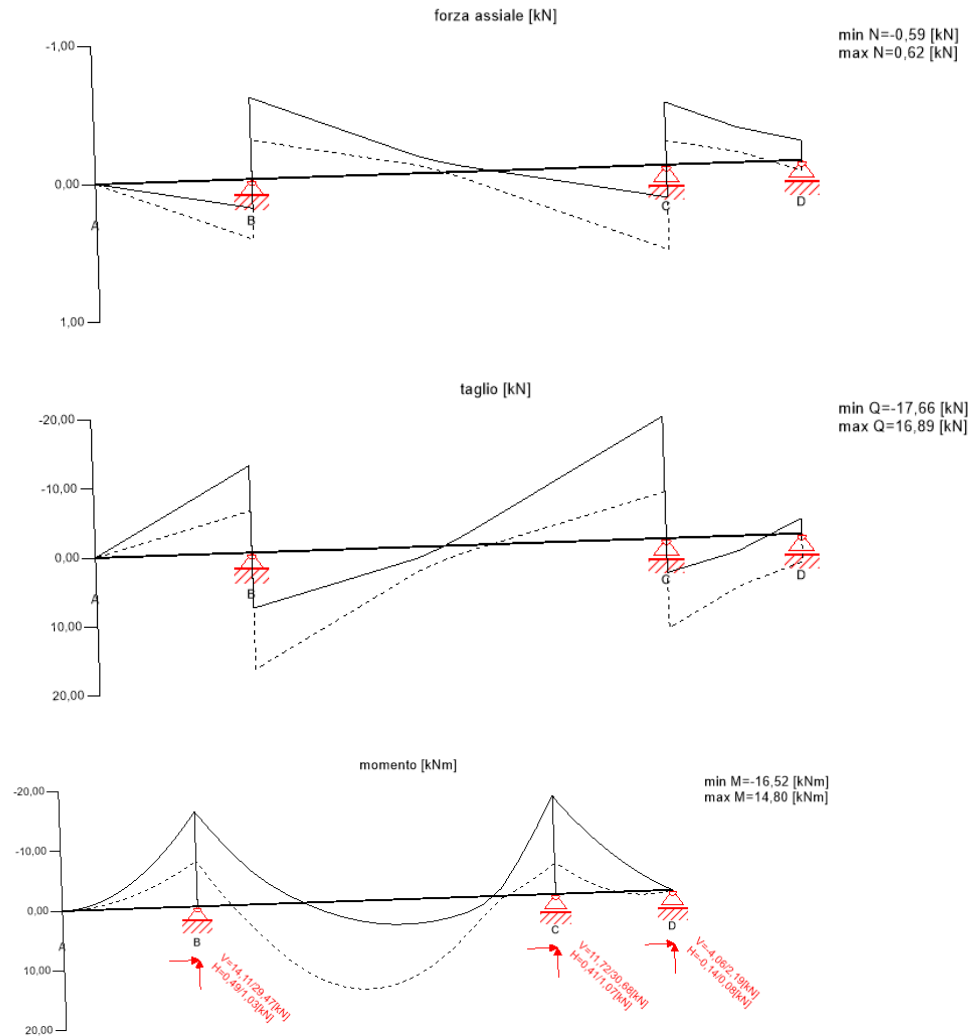
geometria e carichi agenti



Verifiche SLU

Stato limite ultimo (SLU) - risultati della combinazione più gravosa

combinazione: 1,30/1,00 * LC1:pesi propri strutturali + 1,30/1,00 * LC2:pesi permanenti portati + 1,50/0,00 * LC3:carico da neve altitudine < 1000 m s.l.m.



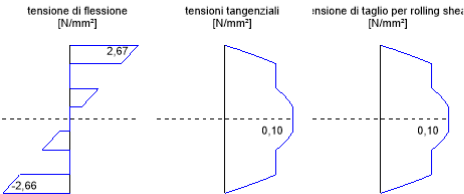
Stati limite ultimi (SLU) - risultati (15 %)

verifica a flessione

campata	$f_{m,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$f_{m,y,d}$	$M_{y,d}$	$f_{c,0,d}$	$N_{c,d}$	$f_{t,0,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	sfruttamento
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
2	24,00	1,35	0,90	1,10	17,60	-15,85	14,00	0,00	9,33	0,44	2,56	15%
3	24,00	1,35	0,90	1,10	17,60	-16,52	14,00	0,00	9,33	0,62	2,67	15%
1	24,00	1,35	0,90	1,10	17,60	-16,52	14,00	0,00	9,33	0,08	2,66	15%

verifica a taglio

campata	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,d}$	V_d	$\tau_{v,d}$	sfruttamento
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
2	4,00	1,35	0,90	2,67	-12,58	0,07	3%
3	4,00	1,35	0,90	2,67	-17,66	0,10	4%
1	4,00	1,35	0,90	2,67	13,02	0,07	3%

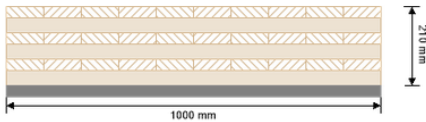


rolling shear

campata	$f_{r,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{r,d}$	V_d	$\tau_{r,d}$	sfruttamento
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
2	1,05	1,35	0,90	0,70	-12,58	0,07	10%
3	1,05	1,35	0,90	0,70	-17,66	0,10	14%
1	1,05	1,35	0,90	0,70	13,02	0,07	10%

Verifiche SLU – R30

sezione fuoco CLT 240 L7s (R 30)



stratigrafia per la protezione al fuoco: nessun elemento aggiuntivo di protezione al fuoco

strato	spessore	tipo	materiale	$\beta_{0,h}$	$\beta_{0,h,a}$
1	30,0 mm	L	Abete C24 ETA (2022)	0,65	1,3
2	40,0 mm	C	Abete C24 ETA (2022)	0,65	1,3
3	30,0 mm	L	Abete C24 ETA (2022)	0,65	1,3
4	40,0 mm	C	Abete C24 ETA (2022)	0,65	1,3
5	30,0 mm	L	Abete C24 ETA (2022)	0,65	1,3
6	40,0 mm	C	Abete C24 ETA (2022)	0,65	1,3

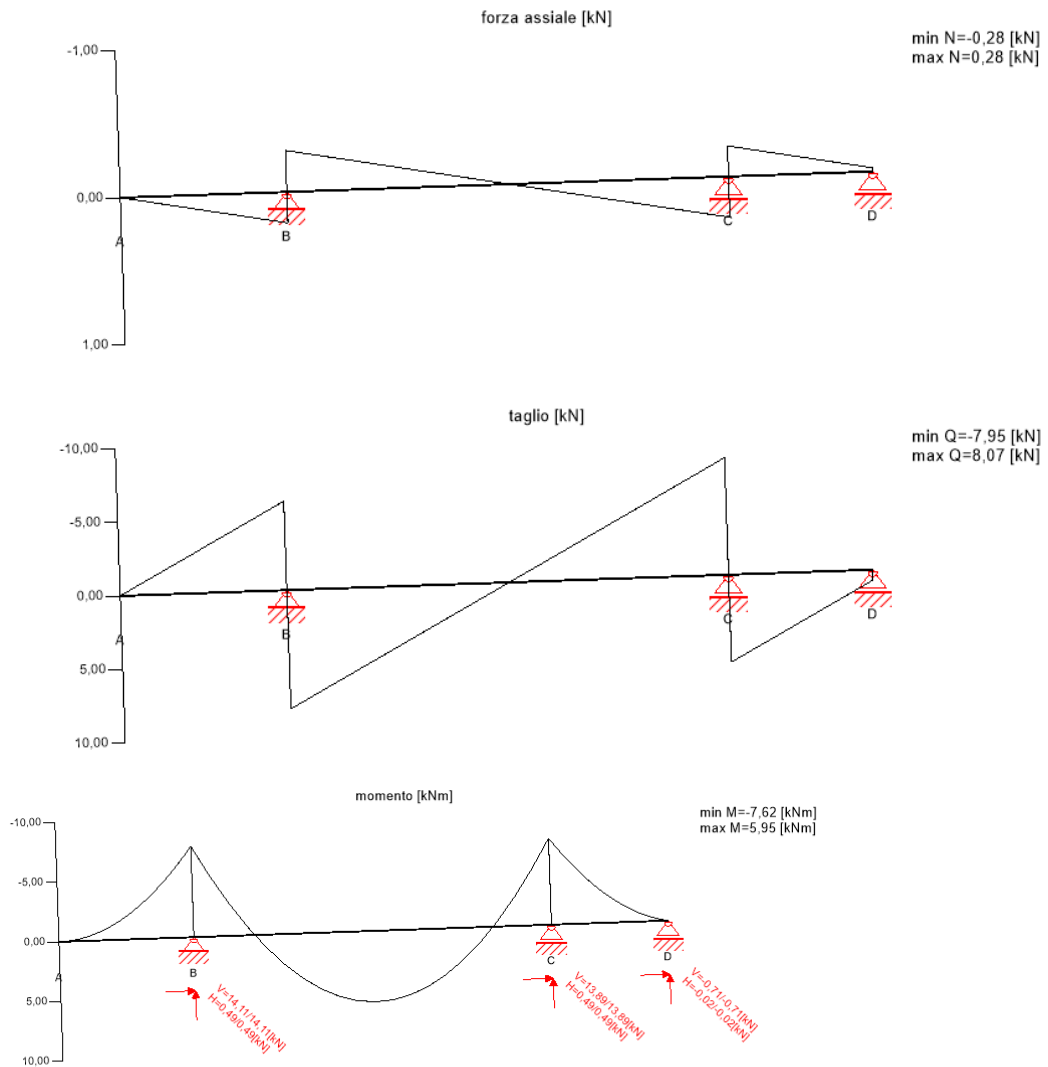
k_0	d_0	$d_{char,0,h}$	$d_{ef,h}$	$d_{char,0,v}$	$d_{ef,v}$
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	7	20,0	27,0	0,0	0,0

	area	momento d'inerzia	modulo di resistenza
	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]
netta	90.000	300.750.000	3.538.236
totale	210.000	771.750.100	7.350.000

Z	momento statico
[mm]	[mm ³]
-85	0
-55	2.100.000
-15	2.100.000
0	2.212.500
15	2.100.000
55	2.100.000
85	0
125	0

Stato limite ultimo (SLU) - Fuoco - risultati della combinazione più gravosa

combinazione: 1,00/1,00 * LC1:pesi propri strutturali + 1,00/1,00 * LC2:pesi permanenti portati



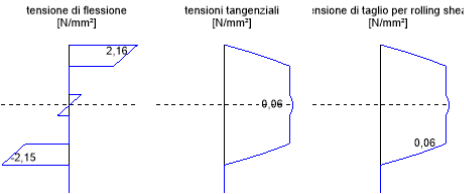
Stati limite ultimi (SLU) - fuoco - risultati (7 %)

verifica a flessione

campata	$f_{m,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	k_{fi}	$f_{m,y,d}$	$M_{y,d}$	$f_{c,0,d}$	$N_{c,d}$	$f_{t,0,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	sfruttamento
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
2	24,00	1,00	1,00	1,10	1,15	30,36	-7,62	24,15	0,00	16,10	0,21	2,15	7%
3	24,00	1,00	1,00	1,10	1,15	30,36	-7,62	24,15	0,00	16,10	0,28	2,16	7%
1	24,00	1,00	1,00	1,10	1,15	30,36	-7,24	24,15	-0,21	16,10	0,00	-2,05	7%

verifica a taglio

campata	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,d}$	V_d	$\tau_{v,d}$	sfruttamento
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
2	4,00	1,00	1,00	4,60	-6,04	0,04	1%
3	4,00	1,00	1,00	4,60	8,07	0,06	1%
1	4,00	1,00	1,00	4,60	5,94	0,04	1%



rolling shear

campata	$f_{r,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{r,d}$	V_d	$\tau_{r,d}$	sfruttamento
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
2	1,05	1,00	1,00	1,21	-6,04	0,04	3%
3	1,05	1,00	1,00	1,21	8,07	0,06	5%
1	1,05	1,00	1,00	1,21	5,94	0,04	3%

Verifiche SLE – deformazioni

Stati limite di esercizio (SLE) - risultati (41 %)

$w_{inst} = w[char]$

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	1	5,0	$L/300 = 16,8$	3,6	21%
2	1	6,7	$L/300 = 22,3$	5,9	27%
3	1	2,2	$L/300 = 7,3$	0,2	3%

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

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	1	5,0	$L/300 = 16,8$	0,8	5%
2	1	6,7	$L/300 = 22,3$	6,6	30%
3	1	2,2	$L/300 = 7,3$	0,2	2%

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

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	1	5,0	$L/300 = 16,8$	4,0	24%
2	1	6,7	$L/300 = 22,3$	9,2	41%
3	1	2,2	$L/300 = 7,3$	0,3	4%

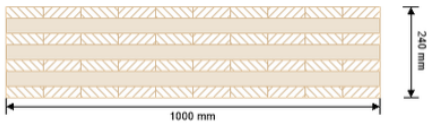
Reazioni vincolari**reazione all'appoggio**

Categoria di carico	k_{mod}	B	C	D
		[kN]	[kN]	[kN]
pesi propri strutturali	0,6	7,08	6,88	-0,30
		7,08	6,88	-0,30
pesi permanenti portati	0,6	7,08	6,88	-0,30
		7,08	6,88	-0,30
carico da neve altitudine < 1000 m s.l.m.	0,9	7,40	8,53	1,87
		-0,02	-1,36	-2,18
sovraccarico accidentale cat. H: coperture accessibili per sola manutenzione	0,9	2,96	3,41	0,75
		-0,01	-0,54	-0,87

9.2.2 Pannello CLT sp.240mm Tipo 2

Gli orizzontamenti realizzati in pannelli CLT di spessore pari a 240mm aventi larghezza massima di 3,00m e lunghezza massima pari a 2.52+6.68+2,18m, poggiano su travi e pareti CLT verticali. Gli elementi sono composti con la seguente scansione di layer:

sezione CLT 240 L7s



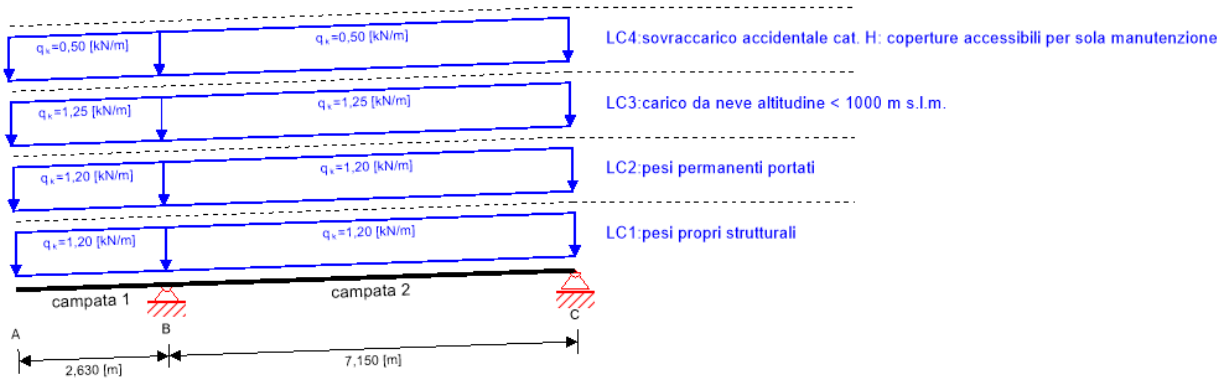
strato	spessore	tipo	materiale
1	30,0 mm	L	Abete C24 ETA (2022)
2	40,0 mm	C	Abete C24 ETA (2022)
3	30,0 mm	L	Abete C24 ETA (2022)
4	40,0 mm	C	Abete C24 ETA (2022)
5	30,0 mm	L	Abete C24 ETA (2022)
6	40,0 mm	C	Abete C24 ETA (2022)
7	30,0 mm	L	Abete C24 ETA (2022)

	area	momento d'inerzia	modulo di resistenza
	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]
netta	120.000	744.000.100	6.200.000
totale	240.000	1.152.000.000	9.600.000

Z	momento statico
[mm]	[mm ³]
-120	0
-90	3.150.000
-50	3.150.000
-20	4.200.000
0	4.200.000
20	4.200.000
50	3.150.000
90	3.150.000
120	0

Analisi dei Carichi

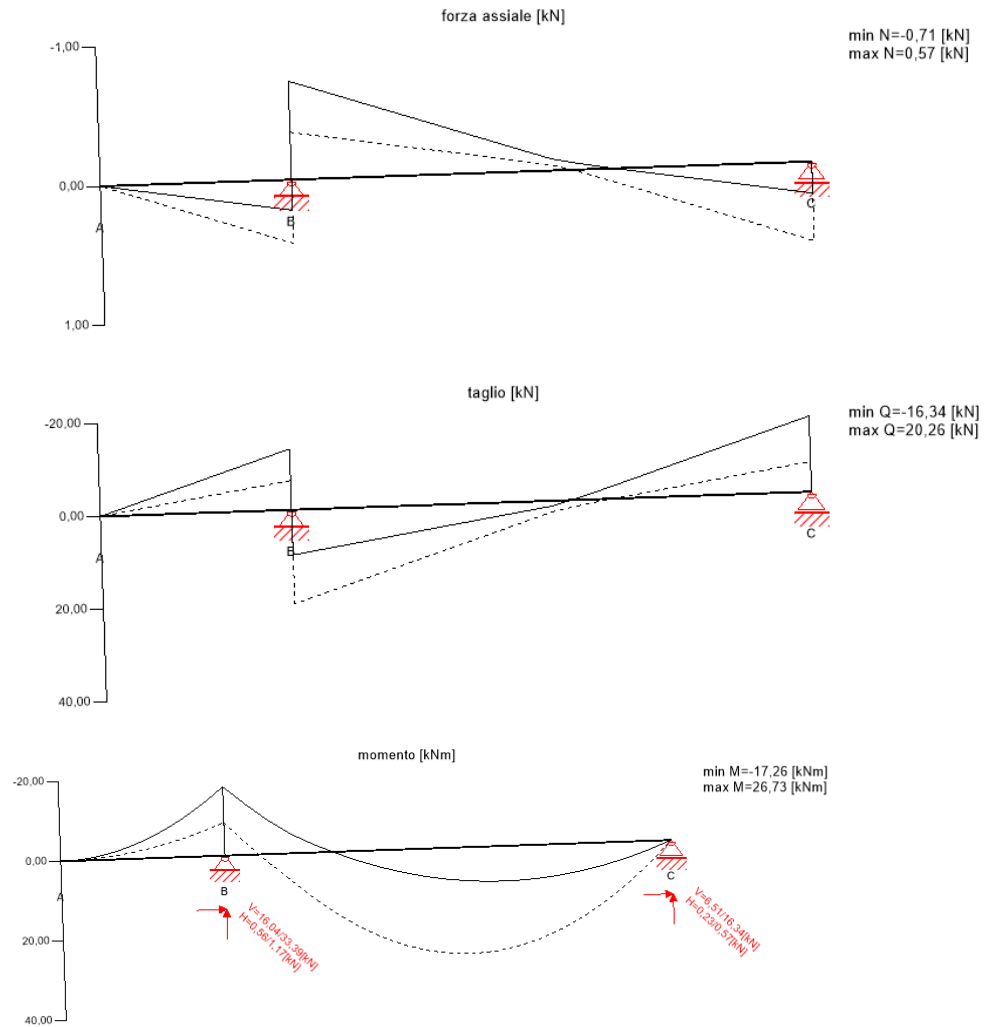
geometria e carichi agenti



Verifiche SLU

Stato limite ultimo (SLU) - risultati della combinazione più gravosa

combinazione: $1,30/1,00 * LC1$:pesi propri strutturali + $1,30/1,00 * LC2$:pesi permanenti portati + $1,50/0,00 * LC3$:carico da neve altitudine < 1000 m s.l.m.



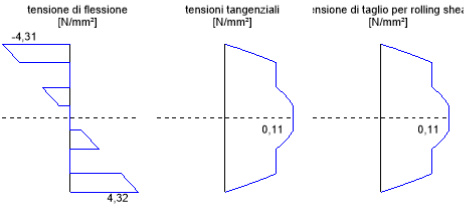
Stati limite ultimi (SLU) - risultati (25 %)

verifica a flessione

campata	$f_{m,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$f_{m,y,d}$	$M_{y,d}$	$f_{c,0,d}$	$N_{c,d}$	$f_{t,0,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	sfruttamento
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
2	24,00	1,35	0,90	1,10	17,60	-17,26	14,00	0,00	9,33	0,46	2,79	16%
1	24,00	1,35	0,90	1,10	17,60	26,73	14,00	0,00	9,33	0,57	4,32	25%

verifica a taglio

campata	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,d}$	V_d	$\tau_{v,d}$	sfruttamento
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
2	4,00	1,35	0,90	2,67	-13,13	0,07	3%
1	4,00	1,35	0,90	2,67	20,26	0,11	4%

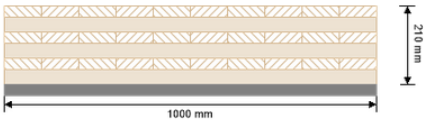


rolling shear

campata	$f_{r,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{r,d}$	V_d	$\tau_{r,d}$	sfruttamento
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
2	1,05	1,35	0,90	0,70	-13,13	0,07	11%
1	1,05	1,35	0,90	0,70	20,26	0,11	16%

Verifiche SLU – R30

sezione fuoco CLT 240 L7s (R 30)



stratigrafia per la protezione al fuoco: nessun elemento aggiuntivo di protezione al fuoco

strato	spessore	tipo	materiale	$\beta_{0,h}$	$\beta_{0,h,a}$
1	30,0 mm	L	Abete C24 ETA (2022)	0,65	1,3
2	40,0 mm	C	Abete C24 ETA (2022)	0,65	1,3
3	30,0 mm	L	Abete C24 ETA (2022)	0,65	1,3
4	40,0 mm	C	Abete C24 ETA (2022)	0,65	1,3
5	30,0 mm	L	Abete C24 ETA (2022)	0,65	1,3
6	40,0 mm	C	Abete C24 ETA (2022)	0,65	1,3

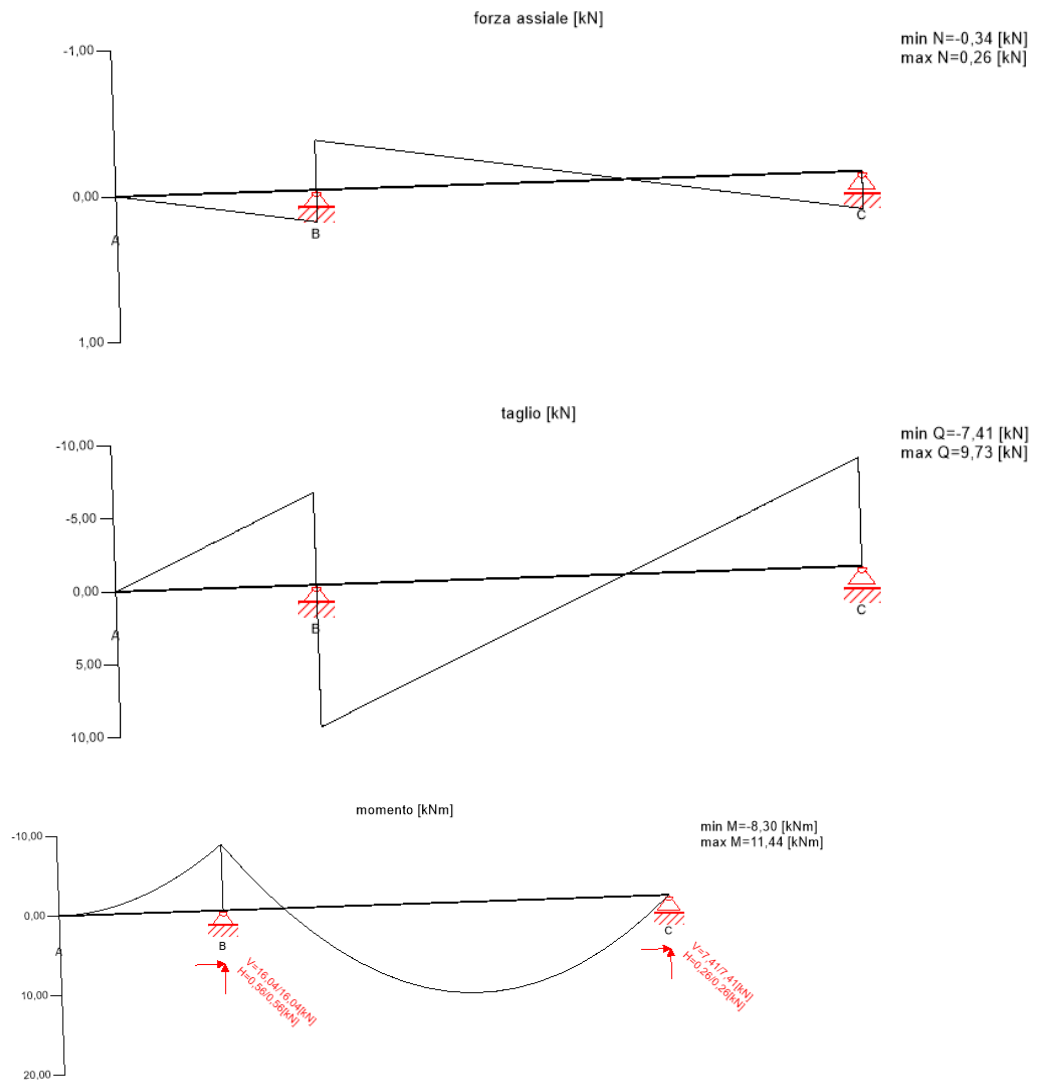
k_0	d_0	$d_{char,0,h}$	$d_{ef,h}$	$d_{char,0,v}$	$d_{ef,v}$
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	7	20,0	27,0	0,0	0,0

	area	momento d'inerzia	modulo di resistenza
	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]
netta	90.000	300.750.000	3.538.236
totale	210.000	771.750.100	7.350.000

Z	momento statico
[mm]	[mm ³]
-85	0
-55	2.100.000
-15	2.100.000
0	2.212.500
15	2.100.000
55	2.100.000
85	0
125	0

Stato limite ultimo (SLU) - Fuoco - risultati della combinazione più gravosa

combinazione: 1,00/1,00 * LC1:pesi propri strutturali + 1,00/1,00 * LC2:pesi permanenti portati



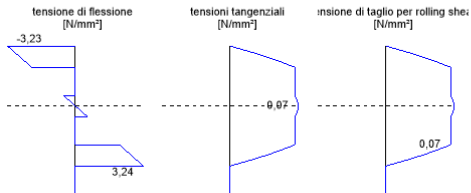
Stati limite ultimi (SLU) - fuoco - risultati (11 %)

verifica a flessione

campata	$f_{m,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	k_{fi}	$f_{m,y,d}$	$M_{y,d}$	$f_{c,0,d}$	$N_{c,d}$	$f_{t,0,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	sfruttamento
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
2	24,00	1,00	1,00	1,10	1,15	30,36	-8,30	24,15	0,00	16,10	0,22	2,35	8%
1	24,00	1,00	1,00	1,10	1,15	30,36	11,44	24,15	0,00	16,10	0,26	3,24	11%

verifica a taglio

campata	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,d}$	V_d	$\tau_{v,d}$	sfruttamento
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
2	4,00	1,00	1,00	4,60	-6,31	0,05	1%
1	4,00	1,00	1,00	4,60	9,73	0,07	2%



rolling shear

campata	$f_{r,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{r,d}$	V_d	$\tau_{r,d}$	sfruttamento
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
2	1,05	1,00	1,00	1,21	-6,31	0,04	4%
1	1,05	1,00	1,00	1,21	9,73	0,07	6%

Verifiche SLE – deformazioni

Stati limite di esercizio (SLE) - risultati (77 %)

$$w_{inst} = w[char]$$

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0,8	5,3	$L/300 = 17,5$	8,3	47%
2	0,8	7,2	$L/300 = 23,8$	12,5	53%

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

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0,8	5,3	$L/300 = 17,5$	10,4	60%
2	0,8	7,2	$L/300 = 23,8$	18,3	77%

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

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0,8	5,3	$L/300 = 17,5$	4,8	28%
2	0,8	7,2	$L/300 = 23,8$	13,0	55%

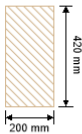
Reazioni vincolari**reazione all'appoggio**

Categoria di carico	k_{mod}	B	C
		[kN]	[kN]
pesi propri strutturali	0,6	7,49	3,85
		7,49	3,85
pesi permanenti portati	0,6	7,49	3,85
		7,49	3,85
carico da neve altitudine < 1000 m s.l.m.	0,9	7,81	4,47
		0,00	-0,46
sovraccarico accidentale cat. H: coperture accessibili per sola manutenzione	0,9	3,12	1,79
		0,00	-0,18

9.2.3 Trave primaria interna 200x420mm

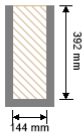
Date le azioni sopra riportate derivate dall'analisi dei singoli pannelli si riportano di seguito le dimensioni caratteristiche e le verifiche relative alle travi continue 200x420mm. Le due travi presentano scansioni di luci diverse tra loro. Di seguito si riportano le verifiche per la situazione più sollecitata.

sezione trave di legno 20/42



larghezza della sezione	altezza della sezione	area	ly	lz
[cm]	[cm]	[mm²]	[mm⁴]	[mm⁴]
20	42	84.000	1.234.800.000	280.000.000

sezione fuoco trave di legno 20/42 (R 30)

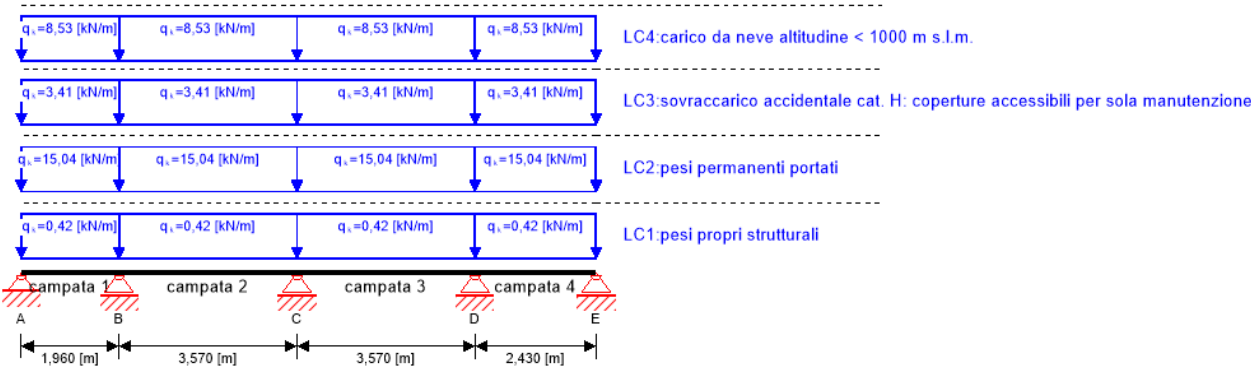


stratigrafia per la protezione al fuoco: nessun elemento aggiuntivo di protezione al fuoco

larghezza della sezione	altezza della sezione	area	ly	lz
[cm]	[cm]	[mm²]	[mm⁴]	[mm⁴]
14,4	39,2	56.448	722.835.500	97.542.140

k ₀	d ₀	β _n	d _{ef,v}	d _{ef,h}	larghezza della sezione	altezza della sezione
[-]	[mm]	[mm/min]	[mm]	[mm]	[cm]	[cm]
1	7	0,7	56,0	28,0	14,4	39,2

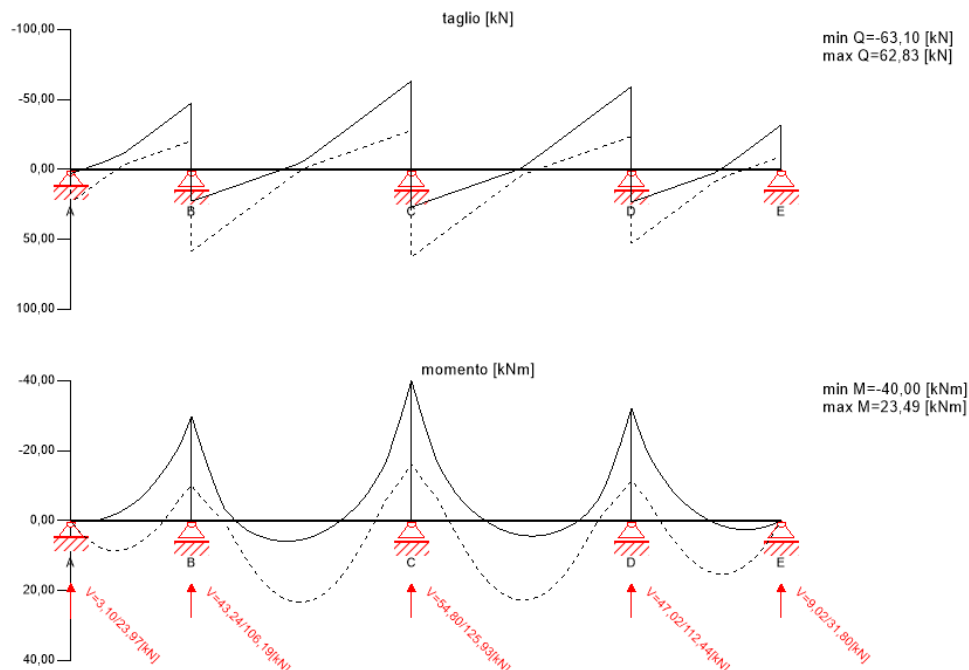
Analisi dei Carichi



Verifiche SLU

Stato limite ultimo (SLU) - risultati della combinazione più gravosa

combinazione: 1,30/1,00 * LC1:pesi propri strutturali + 1,30/1,00 * LC2:pesi permanenti portati + 1,50/0,00 * LC4:carico da neve altitudine < 1000 m s.l.m.



Stati limite ultimi (SLU) - risultati (53 %)

verifica a flessione

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{t,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$k_{h,m,y}$	$k_{h,m,z}$	k_l	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$f_{t,0,d}$
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1	1,96	24,00	24,00	19,20	1,35	0,90	1,00	1,04	1,10	1,00	16,58	17,60	16,00	12,80
2	3,57	24,00	24,00	19,20	1,35	0,90	1,00	1,04	1,10	1,00	16,58	17,60	16,00	12,80
3	0,0	24,00	24,00	19,20	1,35	0,90	1,00	1,04	1,10	1,00	16,58	17,60	16,00	12,80
4	0,0	24,00	24,00	19,20	1,35	0,90	1,00	1,04	1,10	1,00	16,58	17,60	16,00	12,80

campata	dist.	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{t,d}$	sfruttamento
	[m]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
1	1,96	-29,83	0,00	0,00	0,00	5,07	0,00	0,00	0,00	31%
2	3,57	-40,00	0,00	0,00	0,00	6,80	0,00	0,00	0,00	41%
3	0,0	-40,00	0,00	0,00	0,00	6,80	0,00	0,00	0,00	41%
4	0,0	-32,07	0,00	0,00	0,00	5,45	0,00	0,00	0,00	33%

verifica a taglio

campata	dist.	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{h,v}$	$f_{v,d}$	V_d	$\tau_{v,d}$	sfruttamento
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
1	1,54	3,50	1,35	0,90	1,00	1,67	33,64	0,60	36%
2	3,15	3,50	1,35	0,90	1,00	1,67	49,28	0,88	53%
3	0,42	3,50	1,35	0,90	1,00	1,67	49,02	0,88	53%
4	0,42	3,50	1,35	0,90	1,00	1,67	39,35	0,70	42%

progetto ad instabilità

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$k_{sys,z}$	$l_{k,y}$	$l_{k,z}$	λ_y	λ_z	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,z}$	β_c	$k_{h,m,y}$	k_l
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	1,96	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	1,00	1,960	1,000	16	17	0,26	0,28	0,1	1,04	1,00
2	3,57	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	1,00	3,570	1,000	29	17	0,47	0,28	0,1	1,04	1,00
3	0,0	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	1,00	3,570	1,000	29	17	0,47	0,28	0,1	1,04	1,00
4	0,0	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	1,00	2,430	1,000	20	17	0,32	0,28	0,1	1,04	1,00

campata	dist.	k_y	k_z	$k_{c,y}$	$k_{c,z}$	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	sfruttamento
	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
1	1,96	0,53	0,54	1,00	1,00	16,58	17,60	16,00	-29,83	0,00	0,00	0,00	5,07	0,00	31%
2	3,57	0,62	0,54	0,98	1,00	16,58	17,60	16,00	-40,00	0,00	0,00	0,00	6,80	0,00	41%
3	0,0	0,62	0,54	0,98	1,00	16,58	17,60	16,00	-40,00	0,00	0,00	0,00	6,80	0,00	41%
4	0,0	0,55	0,54	1,00	1,00	16,58	17,60	16,00	-32,07	0,00	0,00	0,00	5,45	0,00	33%

progetto per instabilità flessione-torsionale

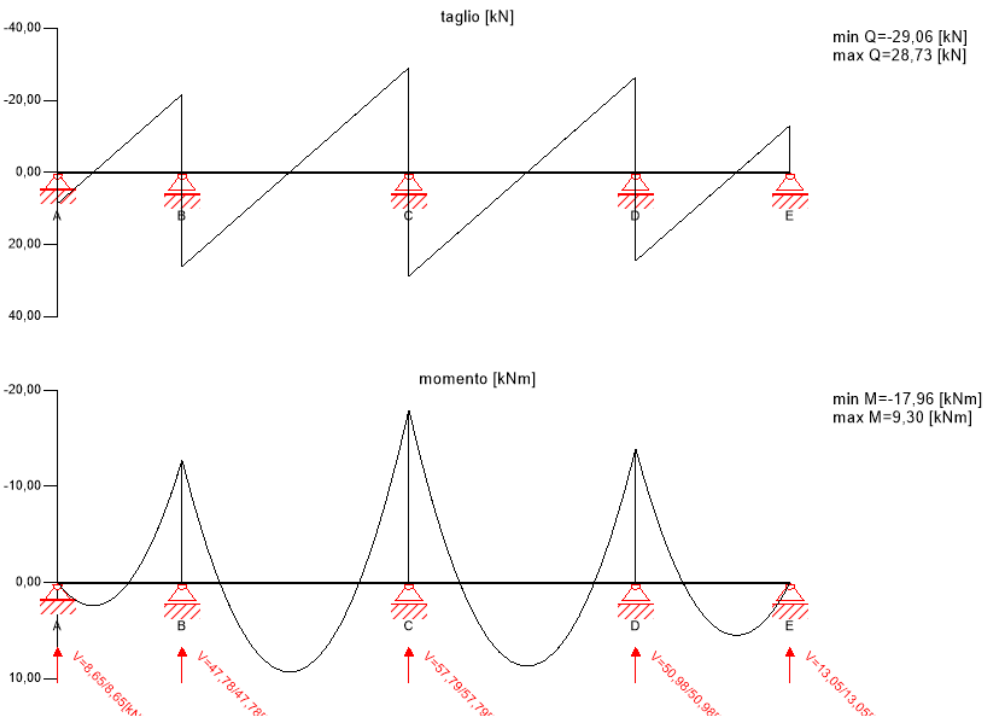
campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	l_{ef}	l_k	λ_y	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,m}$	β_c	k_y	$k_{c,y}$	$k_{h,m,y}$	$k_{h,m,z}$	k_l
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	1,96	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	0,900	1,000	8	0,13	0,20	0,1	0,50	1,00	1,04	1,10	1,00
2	3,57	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	0,900	1,000	8	0,13	0,20	0,1	0,50	1,00	1,04	1,10	1,00
3	0,0	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	0,900	1,000	8	0,13	0,20	0,1	0,50	1,00	1,04	1,10	1,00
4	0,0	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	0,900	1,000	8	0,13	0,20	0,1	0,50	1,00	1,04	1,10	1,00

$\sigma_{m,crit,y}$	$\sigma_{m,crit,z}$	k_{crit}	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	sfruttamento
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
633,29	2792,79	1,00	16,58	17,60	16,00	-29,83	0,00	0,00	0,00	5,07	0,00	31%
633,29	2792,79	1,00	16,58	17,60	16,00	-40,00	0,00	0,00	0,00	6,80	0,00	41%
633,29	2792,79	1,00	16,58	17,60	16,00	-40,00	0,00	0,00	0,00	6,80	0,00	41%
633,29	2792,79	1,00	16,58	17,60	16,00	-32,07	0,00	0,00	0,00	5,45	0,00	33%

Verifiche SLU - R30

Stato limite ultimo (SLU) - Fuoco - risultati della combinazione più gravosa

combinazione: 1,00/1,00 * LC1:pesi propri strutturali + 1,00/1,00 * LC2:pesi permanenti portati



Stati limite ultimi (SLU) - fuoco - risultati (21 %)

verifica a flessione

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{t,0,k}$	γ_m	k_{mod}	k_{fi}	$k_{sys,y}$	$k_{h,m,y}$	$k_{h,m,z}$	k_l	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$f_{t,0,d}$
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1	1,96	24,00	24,00	19,20	1,00	1,00	1,15	1,00	1,04	1,10	1,00	28,80	30,36	27,60	22,08
2	3,57	24,00	24,00	19,20	1,00	1,00	1,15	1,00	1,04	1,10	1,00	28,80	30,36	27,60	22,08
3	0,0	24,00	24,00	19,20	1,00	1,00	1,15	1,00	1,04	1,10	1,00	28,80	30,36	27,60	22,08
4	0,0	24,00	24,00	19,20	1,00	1,00	1,15	1,00	1,04	1,10	1,00	28,80	30,36	27,60	22,08

campata	dist.	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{t,d}$	sfruttamento
	[m]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
1	1,96	-12,73	0,00	0,00	0,00	3,45	0,00	0,00	0,00	12%
2	3,57	-17,96	0,00	0,00	0,00	4,87	0,00	0,00	0,00	17%
3	0,0	-17,96	0,00	0,00	0,00	4,87	0,00	0,00	0,00	17%
4	0,0	-13,93	0,00	0,00	0,00	3,78	0,00	0,00	0,00	13%

verifica a taglio

campata	dist.	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	k_{fi}	$k_{h,v}$	$f_{v,d}$	V_d	$\tau_{v,d}$	sfruttamento
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
1	1,57	3,50	1,00	1,00	1,15	1,00	2,87	15,59	0,41	14%
2	3,18	3,50	1,00	1,00	1,15	1,00	2,87	23,00	0,61	21%
3	0,39	3,50	1,00	1,00	1,15	1,00	2,87	22,66	0,60	21%
4	0,39	3,50	1,00	1,00	1,15	1,00	2,87	18,46	0,49	17%

progetto ad instabilità

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$k_{sys,z}$	$l_{k,y}$	$l_{k,z}$	λ_y	λ_z	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,z}$	β_c	$k_{h,m,y}$	k_i
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	1,96	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,960	1,000	17	24	0,28	0,38	0,1	1,04	1,00
2	3,57	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	1,00	3,570	1,000	32	24	0,50	0,38	0,1	1,04	1,00
3	0,0	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	1,00	3,570	1,000	32	24	0,50	0,38	0,1	1,04	1,00
4	0,0	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	1,00	2,430	1,000	21	24	0,34	0,38	0,1	1,04	1,00

campata	dist.	k_y	k_z	$k_{c,y}$	$k_{c,z}$	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	sfruttamento
	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
1	1,96	0,54	0,58	1,00	0,99	28,80	30,36	27,60	-12,73	0,00	0,00	0,00	3,45	0,00	12%
2	3,57	0,64	0,58	0,97	0,99	28,80	30,36	27,60	-17,96	0,00	0,00	0,00	4,87	0,00	17%
3	0,0	0,64	0,58	0,97	0,99	28,80	30,36	27,60	-17,96	0,00	0,00	0,00	4,87	0,00	17%
4	0,0	0,56	0,58	1,00	0,99	28,80	30,36	27,60	-13,93	0,00	0,00	0,00	3,78	0,00	13%

progetto per instabilità flessio-torsionale

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	l_{ef}	l_k	λ_y	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,m}$	β_c	k_y	$k_{c,y}$	$k_{h,m,y}$	$k_{h,m,z}$	k_i
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	1,96	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	0,900	1,000	9	0,14	0,26	0,1	0,50	1,00	1,04	1,10	1,00
2	3,57	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	0,900	1,000	9	0,14	0,26	0,1	0,50	1,00	1,04	1,10	1,00
3	0,0	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	0,900	1,000	9	0,14	0,26	0,1	0,50	1,00	1,04	1,10	1,00
4	0,0	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	0,900	1,000	9	0,14	0,26	0,1	0,50	1,00	1,04	1,10	1,00

$\sigma_{m,crit,y}$	$\sigma_{m,crit,z}$	k_{crit}	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	sfruttamento
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
368,57	2731,29	1,00	28,80	30,36	27,60	-12,73	0,00	0,00	0,00	3,45	0,00	12%
368,57	2731,29	1,00	28,80	30,36	27,60	-17,96	0,00	0,00	0,00	4,87	0,00	17%
368,57	2731,29	1,00	28,80	30,36	27,60	-17,96	0,00	0,00	0,00	4,87	0,00	17%
368,57	2731,29	1,00	28,80	30,36	27,60	-13,93	0,00	0,00	0,00	3,78	0,00	13%

Verifiche SLE – Deformazioni

Stati limite di esercizio (SLE) - risultati (11 %)

$$w_{inst} = w[char]$$

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0,6	2,0	$L/300 = 6,5$	0,1	2%
2	0,6	3,6	$L/300 = 11,9$	1,2	10%
3	0,6	3,6	$L/300 = 11,9$	1,1	9%
4	0,6	2,4	$L/300 = 8,1$	0,4	5%

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

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0,6	2,0	$L/250 = 7,8$	0,1	2%
2	0,6	3,6	$L/250 = 14,3$	1,5	11%
3	0,6	3,6	$L/250 = 14,3$	1,4	10%
4	0,6	2,4	$L/250 = 9,7$	0,5	5%

$$w_{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.] \cdot k_{def}$$

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0,6	2,0	$L/300 = 6,5$	0,0	0%
2	0,6	3,6	$L/300 = 11,9$	0,9	8%
3	0,6	3,6	$L/300 = 11,9$	0,8	7%
4	0,6	2,4	$L/300 = 8,1$	0,2	3%

Reazioni all'Appoggio

reazione all'appoggio

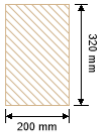
Categoria di carico	k_{mod}	A	B	C	D	E
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
pesi propri strutturali	0,6	0,24	1,30	1,57	1,39	0,35
		0,24	1,30	1,57	1,39	0,35
pesi permanenti portati	0,6	8,42	46,48	56,22	49,60	12,70
		8,42	46,48	56,22	49,60	12,70
sovraccarico accidentale cat. H: coperture accessibili per sola manutenzione	0,9	3,39	11,75	13,54	12,30	3,95
		-1,48	-1,21	-0,80	-1,06	-1,07
carico da neve altitudine < 1000 m s.l.m.	0,9	8,48	29,39	33,87	30,78	9,89
		-3,70	-3,02	-1,99	-2,65	-2,69

9.2.4 Trave in facciata 200x320mm

Date le azioni sopra riportate derivate dall'analisi dei singoli pannelli si riportano di seguito le dimensioni caratteristiche e le verifiche relative alle travi in semplice appoggio 200x320mm. Le tre

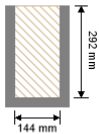
travi presentano una campata unica con una luce di 3,4m. Di seguito si riportano le verifiche per la trave più sollecitata.

sezione trave di legno 20/32



larghezza della sezione	altezza della sezione	area	ly	lz
[cm]	[cm]	[mm²]	[mm⁴]	[mm⁴]
20	32	64.000	546.133.200	213.333.300

sezione fuoco trave di legno 20/32 (R 30)



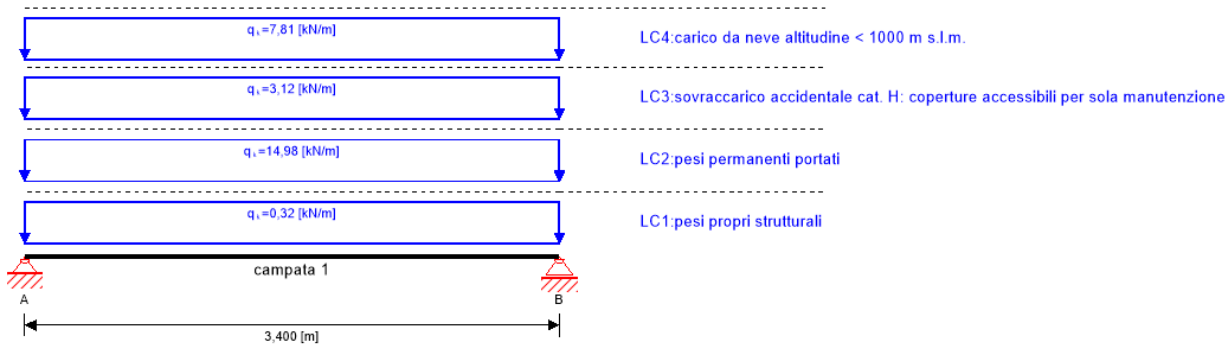
stratigrafia per la protezione al fuoco: nessun elemento aggiuntivo di protezione al fuoco

larghezza della sezione	altezza della sezione	area	ly	lz
[cm]	[cm]	[mm²]	[mm⁴]	[mm⁴]
14,4	29,2	42.048	298.765.100	72.658.940

k ₀	d ₀	β _n	d _{ef,v}	d _{ef,h}	larghezza della sezione	altezza della sezione
[-]	[mm]	[mm/min]	[mm]	[mm]	[cm]	[cm]
1	7	0,7	56,0	28,0	14,4	29,2

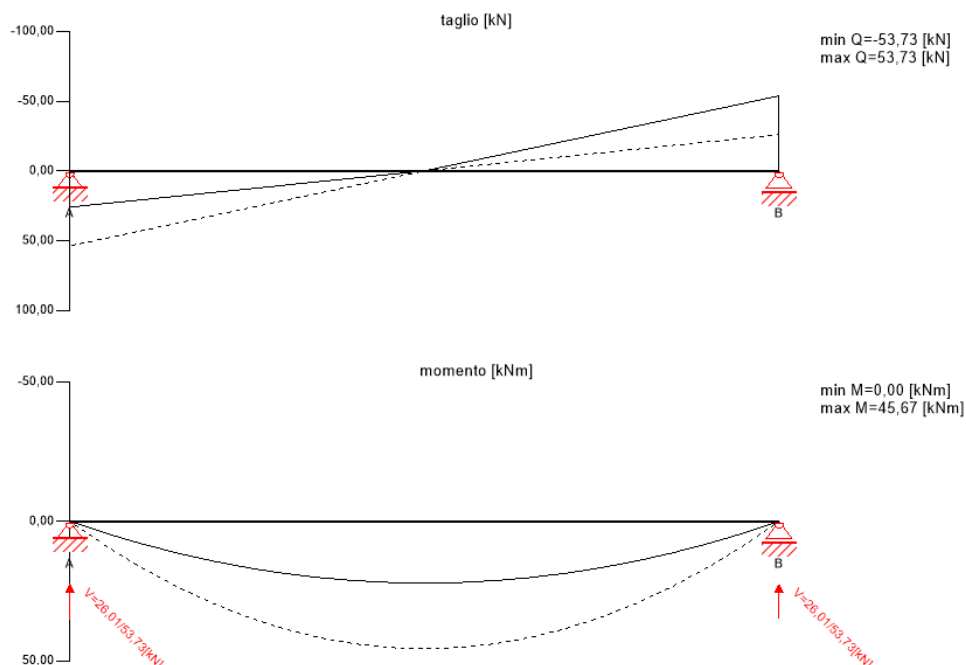
Analisi dei Carichi

geometria e carichi agenti



Verifiche SLU**Stato limite ultimo (SLU) - risultati della combinazione più gravosa**

combinazione: 1,30/1,00 * LC1:pesi propri strutturali + 1,30/1,00 * LC2:pesi permanenti portati + 1,50/0,00 * LC4:carico da neve altitudine < 1000 m s.l.m.

**Stati limite ultimi (SLU) - risultati (79 %)**

verifica a flessione

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{t,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$k_{h,m,y}$	$k_{h,m,z}$	k_i	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$f_{t,0,d}$
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1	1,7	24,00	24,00	19,20	1,35	0,90	1,00	1,06	1,10	1,00	17,04	17,60	16,00	12,80

campata	dist.	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{t,d}$	sfruttamento
	[m]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
1	1,7	45,67	0,00	0,00	0,00	13,38	0,00	0,00	0,00	79%

verifica a taglio

campata	dist.	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{h,v}$	$f_{v,d}$	V_d	$\tau_{v,d}$	sfruttamento
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
1	3,08	3,50	1,35	0,90	1,00	1,67	43,61	1,02	61%

progetto ad instabilità

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$k_{sys,z}$	$l_{k,y}$	$l_{k,z}$	λ_y	λ_z	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,z}$	β_c	$k_{h,m,y}$	k_i
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	1,7	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	1,00	3,400	1,000	37	17	0,59	0,28	0,1	1,06	1,00

campata	dist.	k_y	k_z	$k_{c,y}$	$k_{c,z}$	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	sfruttamento
	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
1	1,7	0,69	0,54	0,96	1,00	17,04	17,60	16,00	45,67	0,00	0,00	0,00	13,38	0,00	79%

progetto per instabilità flessio-torsionale

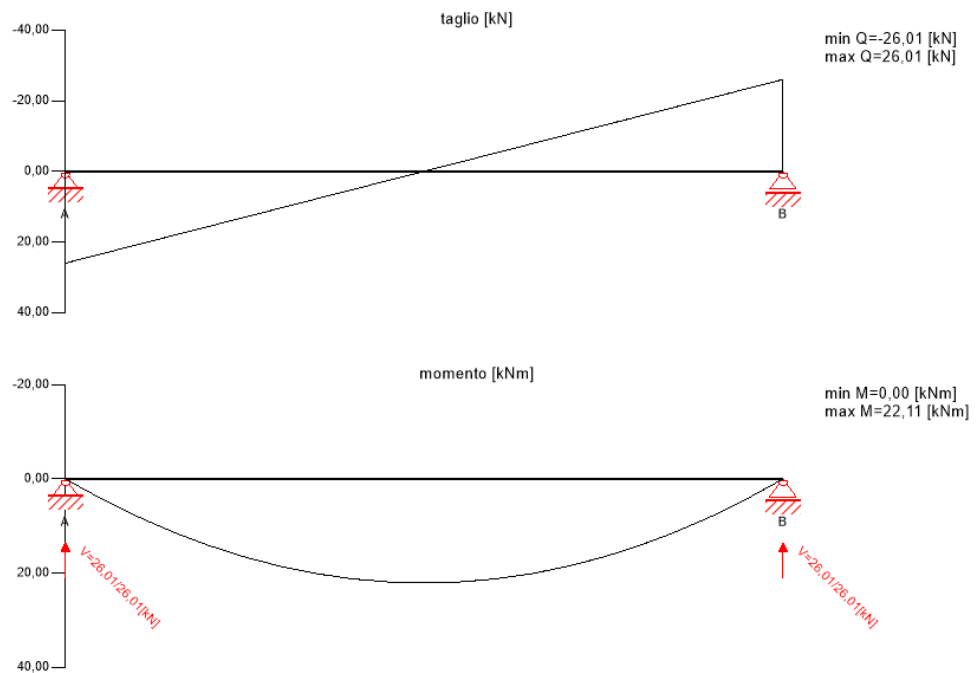
campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sy,y}$	l_{ef}	l_k	λ_y	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,m}$	β_c	k_y	$k_{c,y}$	$k_{h,m,y}$	$k_{h,m,z}$	k_l
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	1,7	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	0,900	1,000	11	0,17	0,18	0,1	0,51	1,00	1,06	1,10	1,00

$\sigma_{m,crit,y}$	$\sigma_{m,crit,z}$	k_{crit}	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	sfruttamento
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
773,53	1980,23	1,00	17,04	17,60	16,00	45,67	0,00	0,00	0,00	13,38	0,00	79%

Verifiche SLU - R30

Stato limite ultimo (SLU) - Fuoco - risultati della combinazione più gravosa

combinazione: 1,00/1,00 * LC1:pesi propri strutturali + 1,00/1,00 * LC2:pesi permanenti portati



Stati limite ultimi (SLU) - fuoco - risultati (36 %)

verifica a flessione

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{t,0,k}$	γ_m	k_{mod}	k_{fi}	$k_{sys,y}$	$k_{h,m,y}$	$k_{h,m,z}$	k_i	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$f_{t,0,d}$
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1	1,7	24,00	24,00	19,20	1,00	1,00	1,15	1,00	1,07	1,10	1,00	29,66	30,36	27,60	22,08

campata	dist.	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{t,d}$	sfruttamento
	[m]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
1	1,7	22,11	0,00	0,00	0,00	10,80	0,00	0,00	0,00	36%

verifica a taglio

campata	dist.	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	k_{fi}	$k_{h,v}$	$f_{v,d}$	V_d	$\tau_{v,d}$	sfruttamento
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
1	0,29	3,50	1,00	1,00	1,15	1,00	2,87	21,54	0,77	27%

progetto ad instabilità

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$k_{sys,z}$	$l_{k,y}$	$l_{k,z}$	λ_y	λ_z	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,z}$	β_c	$k_{h,m,y}$	k_i
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	1,7	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	1,00	3,400	1,000	40	24	0,64	0,38	0,1	1,07	1,00

campata	dist.	k_y	k_z	$k_{c,y}$	$k_{c,z}$	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	sfruttamento
	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
1	1,7	0,72	0,58	0,95	0,99	29,66	30,36	27,60	22,11	0,00	0,00	0,00	10,80	0,00	36%

progetto per instabilità flesso-torsionale

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	l_{ef}	l_k	λ_y	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,m}$	β_c	k_y	$k_{c,y}$	$k_{h,m,y}$	$k_{h,m,z}$	k_i
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	1,7	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	0,900	1,000	12	0,19	0,23	0,1	0,51	1,00	1,07	1,10	1,00

$\sigma_{m,crit,y}$	$\sigma_{m,crit,z}$	k_{crit}	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	sfruttamento
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
468,59	1926,78	1,00	29,66	30,36	27,60	22,11	0,00	0,00	0,00	10,80	0,00	36%

Verifiche SLE – Deformazioni**Stati limite di esercizio (SLE) - risultati (72 %)**

$$w_{inst} = w[char]$$

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0,8	3,4	$L/300 = 11,3$	6,4	56%

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

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0,8	3,4	$L/250 = 13,6$	9,8	72%

$$w_{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.] \cdot k_{def}$$

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0,8	3,4	$L/300 = 11,3$	7,6	67%

Reazioni all'Appoggio**reazione all'appoggio**

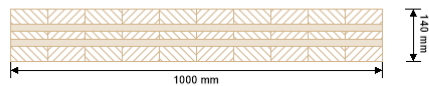
Categoria di carico	k_{mod}	A	B
		[kN]	[kN]
pesi propri strutturali	0,6	0,54	0,54
		0,54	0,54
pesi permanenti portati	0,6	25,47	25,47
		25,47	25,47
sovraccarico accidentale cat. H: coperture accessibili per sola manutenzione	0,9	5,30	5,30
		0,00	0,00
carico da neve altitudine < 1000 m s.l.m.	0,9	13,28	13,28
		0,00	0,00

9.3 Zona 3

9.3.1 Pannello CLT sp.140mm Tipo 1

Gli orizzontamenti realizzati in pannelli CLT di spessore pari a 140mm aventi larghezza massima di 3,00m e lunghezza massima pari a 4,00+2,81m, poggiano su travi e pareti CLT verticali. Gli elementi sono composti con la seguente scansione di layer:

sezione CLT 140 C5s



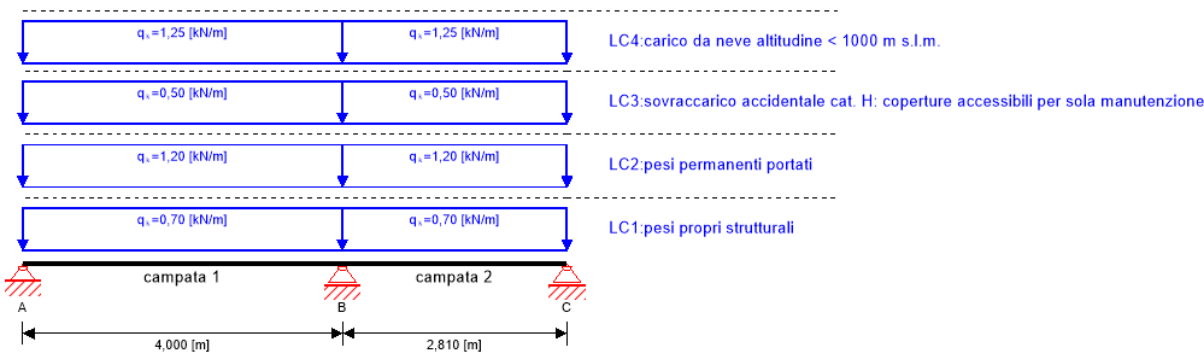
strato	spessore	tipo	materiale
1	40,0 mm	C	Abete C24 ETA (2022)
2	20,0 mm	L	Abete C24 ETA (2022)
3	20,0 mm	C	Abete C24 ETA (2022)
4	20,0 mm	L	Abete C24 ETA (2022)
5	40,0 mm	C	Abete C24 ETA (2022)

	area	momento d'inerzia	modulo di resistenza
	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]
netta	100.000	211.333.300	3.019.048
totale	140.000	228.666.700	3.266.667

Z	momento statico
[mm]	[mm ³]
-70	0
-30	2.000.000
-10	2.000.000
0	2.050.000
10	2.000.000
30	2.000.000
70	0

Analisi dei Carichi

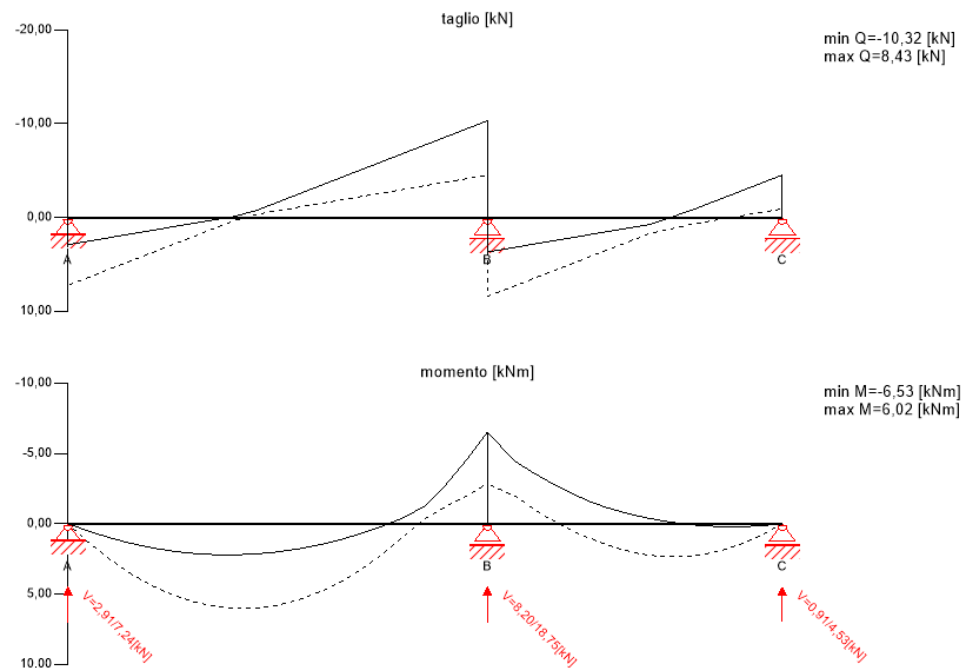
geometria e carichi agenti



Verifiche SLU

Stato limite ultimo (SLU) - risultati della combinazione più gravosa

combinazione: 1,30/1,00 * LC1:pesi propri strutturali + 1,30/1,00 * LC2:pesi permanenti portati + 1,50/0,00 * LC4:carico da neve altitudine < 1000 m s.l.m.



Stati limite ultimi (SLU) - risultati (12 %)

verifica a flessione

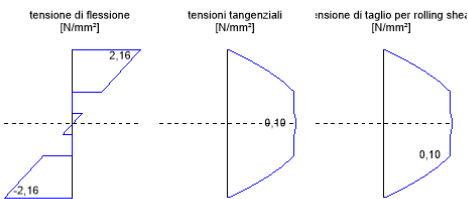
campata	$f_{m,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$f_{m,y,d}$	$M_{y,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	sfruttamento
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]	
1	24,00	1,35	0,90	1,10	17,60	-6,53	2,16	12%
2	24,00	1,35	0,90	1,10	17,60	-6,53	2,16	12%

rolling shear

campata	$f_{r,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{r,d}$	V_d	$\tau_{r,d}$	sfruttamento
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
1	1,25	1,35	0,90	0,83	-10,32	0,10	12%
2	1,25	1,35	0,90	0,83	8,43	0,08	10%

verifica a taglio

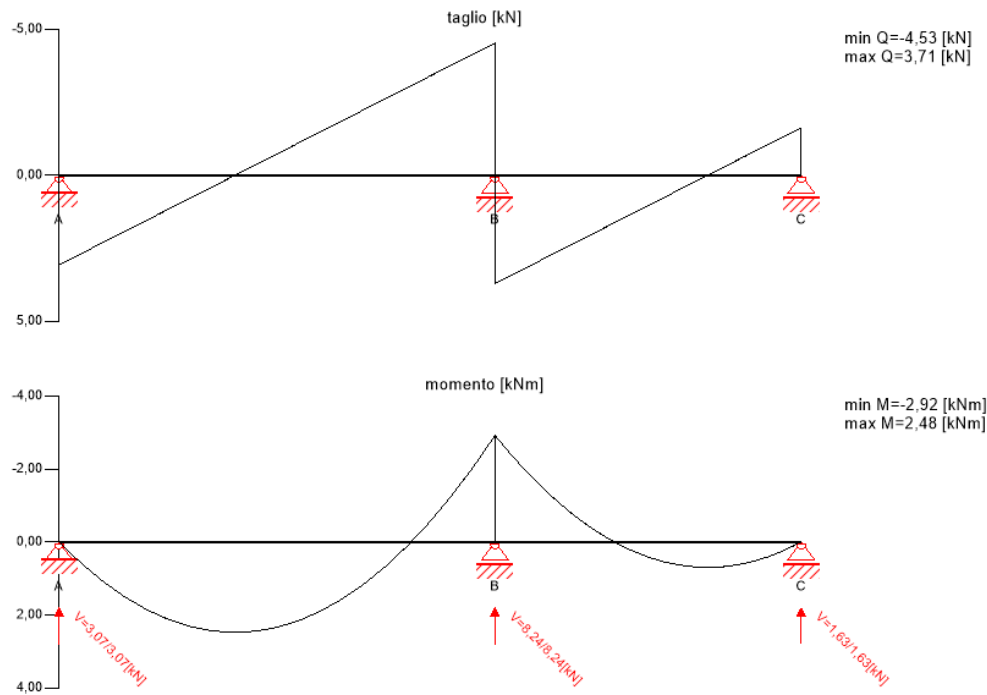
campata	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,d}$	V_d	$\tau_{v,d}$	sfruttamento
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
1	4,00	1,35	0,90	2,67	-10,32	0,10	4%
2	4,00	1,35	0,90	2,67	8,43	0,08	3%



Verifiche SLU - R30

Stato limite ultimo (SLU) - Fuoco - risultati della combinazione più gravosa

combinazione: 1,00/1,00 * LC1:pesi propri strutturali + 1,00/1,00 * LC2:pesi permanenti portati



Stati limite ultimi (SLU) - fuoco - risultati (7 %)

verifica a flessione

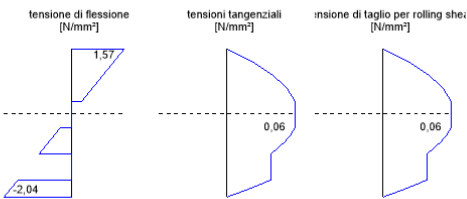
campata	$f_{m,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,\gamma}$	k_{fi}	$f_{m,y,d}$	$M_{y,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	sfruttamento
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]	
1	24,00	1,00	1,00	1,10	1,15	30,36	-2,92	-2,04	7%
2	24,00	1,00	1,00	1,10	1,15	30,36	-2,92	-2,04	7%

rolling shear

campata	$f_{r,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{r,d}$	V_d	$\tau_{r,d}$	sfruttamento
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
1	1,25	1,00	1,00	1,44	-4,53	0,06	4%
2	1,25	1,00	1,00	1,44	3,71	0,05	3%

verifica a taglio

campata	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	$f_{v,d}$	V_d	$\tau_{v,d}$	sfruttamento
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
1	4,00	1,00	1,00	4,60	-4,53	0,06	1%
2	4,00	1,00	1,00	4,60	3,71	0,05	1%



Verifiche SLE – Deformazioni

Stati limite di esercizio (SLE) - risultati (28 %)

$$w_{inst} = w[char]$$

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0,8	4,0	$L/300 = 13,3$	3,1	23%
2	0,8	2,8	$L/300 = 9,4$	0,7	7%

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

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0,8	4,0	$L/250 = 16,0$	4,5	28%
2	0,8	2,8	$L/250 = 11,2$	0,9	8%

$$w_{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.] \cdot k_{def}$$

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0,8	4,0	$L/300 = 13,3$	3,1	23%
2	0,8	2,8	$L/300 = 9,4$	0,5	5%

Reazioni all'Appoggio

reazione all'appoggio

Categoria di carico	k_{mod}	A	B	C
		[kN]	[kN]	[kN]
pesi propri strutturali	0,6	1,14	3,02	0,61
		1,14	3,02	0,61
pesi permanenti portati	0,6	1,95	5,18	1,04
		1,95	5,18	1,04
sovraccarico accidentale cat. H: coperture accessibili per sola manutenzione	0,9	0,86	2,16	0,63
		-0,05	0,00	-0,20
carico da neve altitudine < 1000 m s.l.m.	0,9	2,15	5,39	1,58
		-0,12	0,00	-0,50

9.3.2 Pannello CLT sp.140mm Tipo 2

Il secondo pannello a copertura dell'area polifunzionale risulta in semplice appoggio tra la trave sull'asse 2 e il muro in clt sp.200mm sull'asse 3. La luce di calcolo risulta 3,74m.

Reazioni all'Appoggio

reazione all'appoggio

Categoria di carico	k_{mod}	A	B
		[kN]	[kN]
pesi propri strutturali	0,6	1,31	1,31
		1,31	1,31
pesi permanenti portati	0,6	2,24	2,24
		2,24	2,24
sovraccarico accidentale cat. H: coperture accessibili per sola manutenzione	0,9	0,94	0,94
		0,00	0,00
carico da neve altitudine < 1000 m s.l.m.	0,9	2,32	2,32
		0,00	0,00

9.3.3 Trave Secondaria 200x600mm

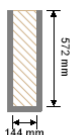
Date le azioni sopra riportate derivate dall'analisi del pannello si riportano di seguito le dimensioni caratteristiche e le verifiche relative alle travi continue 200x600mm. Le tre travi coprono una luce principale con lunghezza variabile fino ad un massimo di 8,73m, per poi prolungarsi fuori l'interno dell'edificio con uno sbalzo a sezione rastremati di lunghezza pari a 1,92m.

sezione trave di legno 20/60



larghezza della sezione	altezza della sezione	area	I_y	I_z
[cm]	[cm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ⁴]
20	60	120.000	3.600.001.000	400.000.000

sezione fuoco trave di legno 20/60 (R 30)

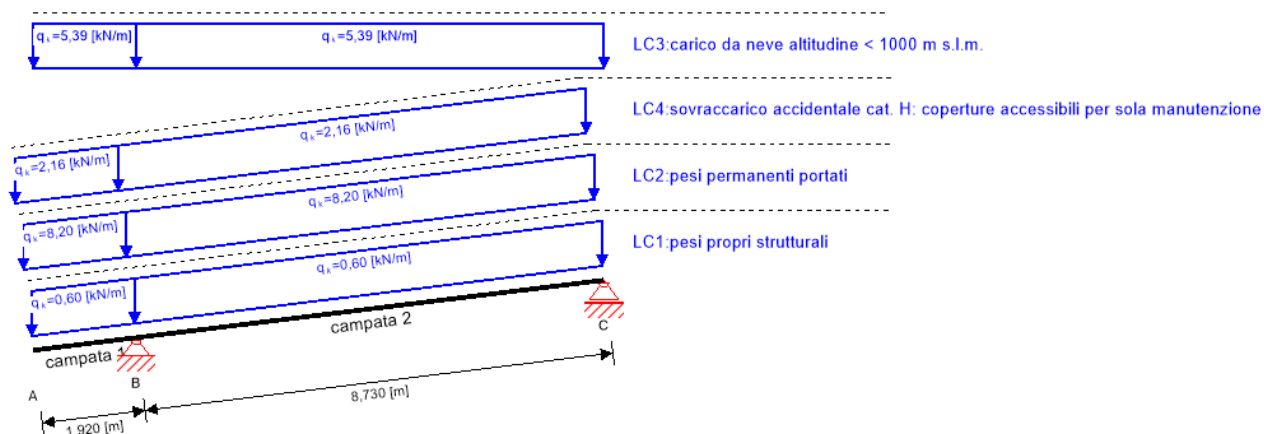


stratigrafia per la protezione al fuoco: nessun elemento aggiuntivo di protezione al fuoco

larghezza della sezione	altezza della sezione	area	I_y	I_z
[cm]	[cm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ⁴]
14,4	57,2	82.368	2.245.791.000	142.331.900

k_0	d_0	β_n	$d_{ef,v}$	$d_{ef,h}$	larghezza della sezione	altezza della sezione
[-]	[mm]	[mm/min]	[mm]	[mm]	[cm]	[cm]
1	7	0,7	56,0	28,0	14,4	57,2

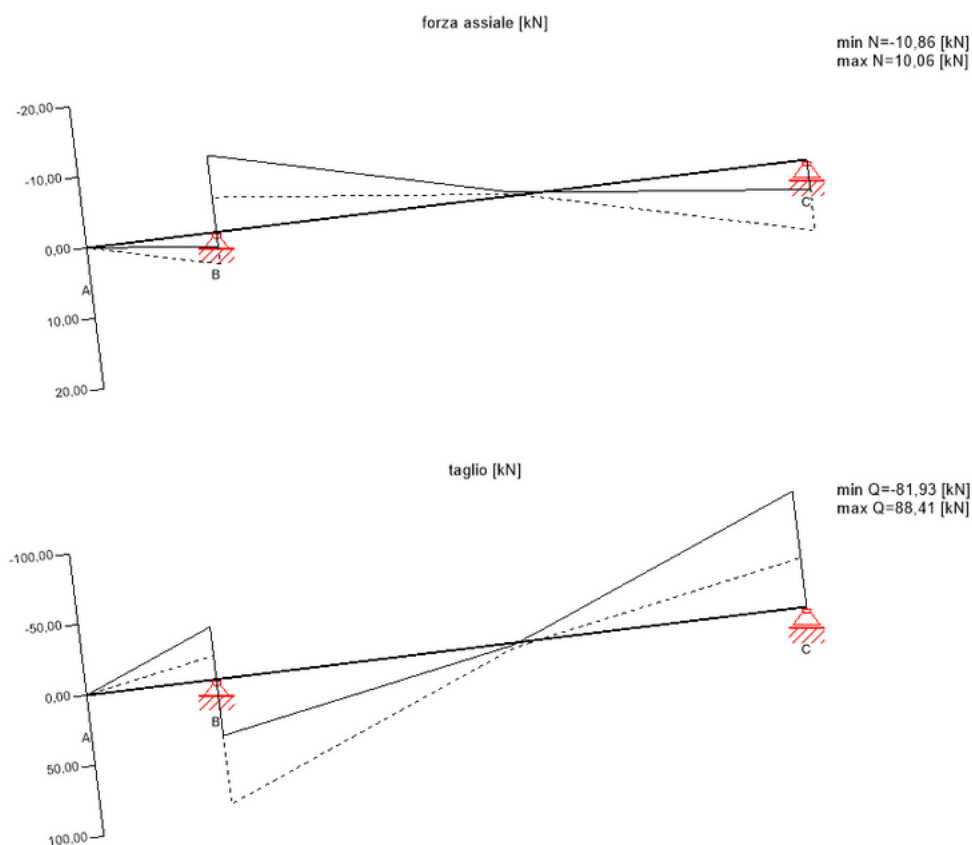
Analisi dei Carichi

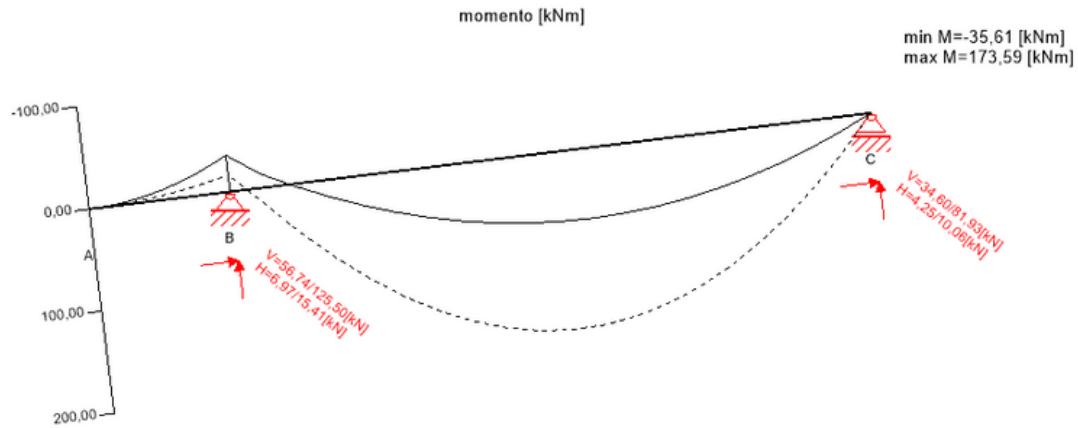


Verifiche SLU

Stato limite ultimo (SLU) - risultati della combinazione più gravosa

combinazione: $1,30/1,00 * LC1$:pesi propri strutturali + $1,30/1,00 * LC2$:pesi permanenti portati + $1,50/0,00 * LC3$:carico da neve altitudine < 1000 m s.l.m.





Stati limite ultimi (SLU) - risultati (90 %)

verifica a flessione

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{t,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$k_{h,m,y}$	$k_{h,m,z}$	k_l	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$f_{t,0,d}$
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1	1,92	24,00	24,00	19,20	1,35	0,90	1,00	1,00	1,10	1,00	16,00	17,60	16,00	12,80
2	4,37	24,00	24,00	19,20	1,35	0,90	1,00	1,00	1,10	1,00	16,00	17,60	16,00	12,80

campata	dist.	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{t,d}$	sfruttamento
	[m]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
1	1,92	-35,61	0,00	0,00	4,55	2,97	0,00	0,00	0,04	19%
2	4,37	173,59	0,00	-0,50	0,00	14,47	0,00	0,00	0,00	90%

verifica a taglio

campata	dist.	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{h,v}$	$f_{v,d}$	V_d	$\tau_{v,d}$	sfruttamento
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
1	1,32	3,50	1,35	0,90	1,00	1,67	25,50	0,32	19%
2	0,6	3,50	1,35	0,90	1,00	1,67	76,82	0,96	58%

progetto ad instabilità

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$k_{sys,z}$	$I_{k,y}$	$I_{k,z}$	λ_y	λ_z	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,z}$	β_c	$k_{h,m,y}$	k_l
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	1,92	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	1,00	1,920	1,000	11	17	0,18	0,28	0,1	1,00	1,00
2	4,37	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	1,00	8,730	1,000	50	17	0,80	0,28	0,1	1,00	1,00

campata	dist.	k_y	k_z	$k_{c,y}$	$k_{c,z}$	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	sfruttamento
	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
1	1,92	0,51	0,54	1,00	1,00	16,00	17,60	16,00	-35,61	0,00	0,00	0,00	2,97	0,00	19%
2	4,37	0,85	0,54	0,89	1,00	16,00	17,60	16,00	173,59	0,00	-0,50	0,00	14,47	0,00	90%

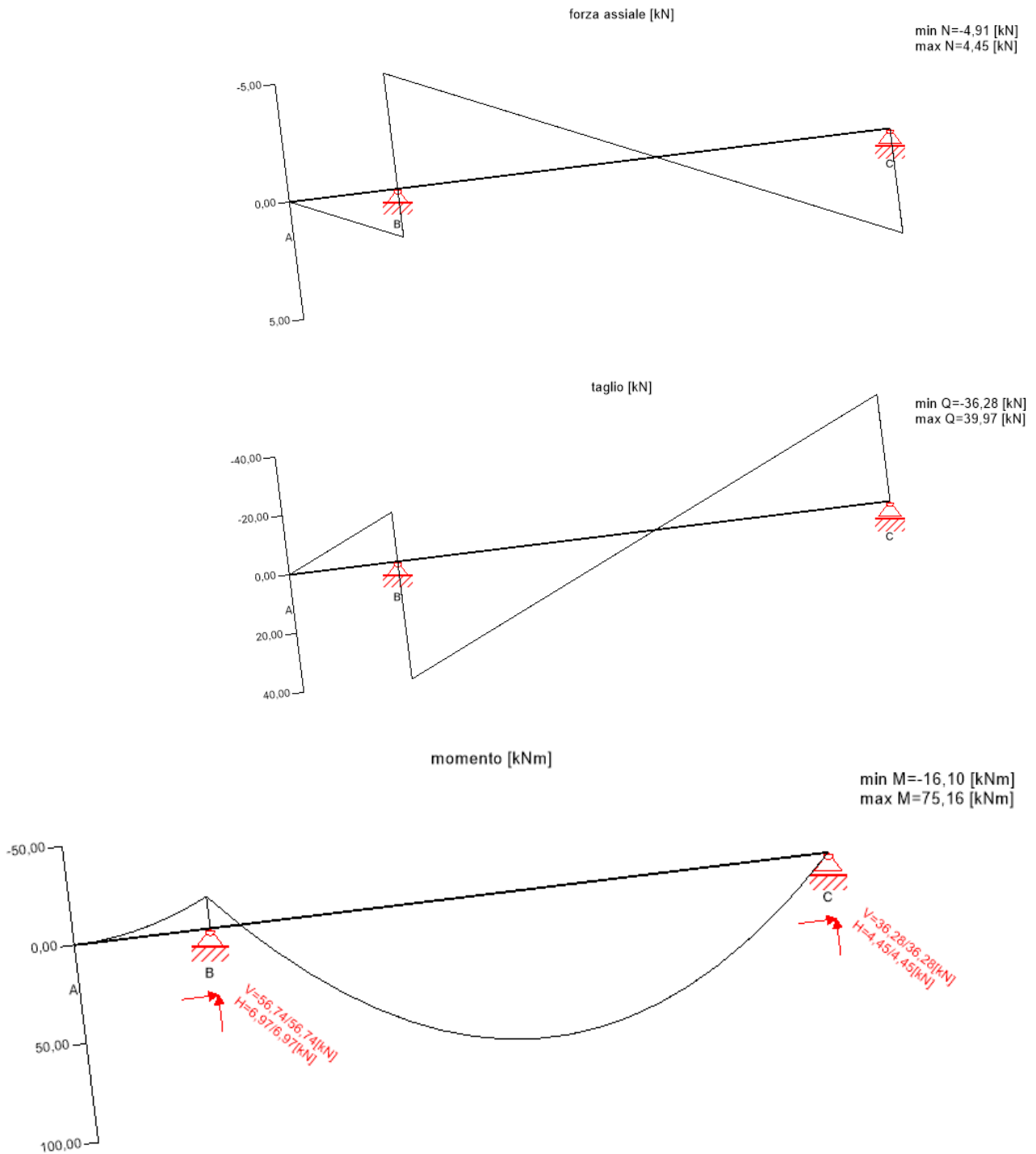
progetto per instabilità flessione-torsionale

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	I_{ef}	I_k	λ_y	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,m}$	β_c	k_y	$k_{c,y}$	$k_{h,m,y}$	$k_{h,m,z}$	k_l
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	1,92	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	0,900	1,000	6	0,09	0,23	0,1	0,49	1,00	1,00	1,10	1,00
2	4,37	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	0,900	1,000	6	0,09	0,23	0,1	0,49	1,00	1,00	1,10	1,00

$\sigma_{m,crit,y}$	$\sigma_{m,crit,z}$	k_{crit}	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	sfruttamento
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
470,94	4238,43	1,00	16,00	17,60	16,00	-35,61	0,00	0,00	0,00	2,97	0,00	19%
470,94	4238,43	1,00	16,00	17,60	16,00	173,59	0,00	-0,50	0,00	14,47	0,00	90%

Verifiche SLU - R30**Stato limite ultimo (SLU) - Fuoco - risultati della combinazione più gravosa**

combinazione: 1,00/1,00 * LC1:pesi propri strutturali + 1,00/1,00 * LC2:pesi permanenti portati



Stati limite ultimi (SLU) - fuoco - risultati (35 %)

verifica a flessione

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{t,0,k}$	γ_m	k_{mod}	k_{fi}	$k_{sys,y}$	$k_{h,m,y}$	$k_{h,m,z}$	k_l	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$f_{t,0,d}$
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1	1,92	24,00	24,00	19,20	1,00	1,00	1,15	1,00	1,00	1,10	1,00	27,73	30,36	27,60	22,08
2	4,8	24,00	24,00	19,20	1,00	1,00	1,15	1,00	1,00	1,10	1,00	27,73	30,36	27,60	22,08

campata	dist.	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{t,d}$	sfruttamento
	[m]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
1	1,92	-16,10	0,00	0,00	2,06	2,05	0,00	0,00	0,02	8%
2	4,8	75,13	0,00	0,00	0,24	9,57	0,00	0,00	0,00	35%

verifica a taglio

campata	dist.	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	k_{fi}	$k_{h,v}$	$f_{v,d}$	V_d	$\tau_{v,d}$	sfruttamento
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
1	1,35	3,50	1,00	1,00	1,15	1,00	2,87	11,77	0,21	7%
2	0,57	3,50	1,00	1,00	1,15	1,00	2,87	34,97	0,64	22%

progetto ad instabilità

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$k_{sys,z}$	$l_{k,y}$	$l_{k,z}$	λ_y	λ_z	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,z}$	β_c	$k_{h,m,y}$	k_l
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	1,92	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,920	1,000	12	24	0,19	0,38	0,1	1,00	1,00
2	4,37	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	1,00	8,730	1,000	53	24	0,84	0,38	0,1	1,00	1,00

campata	dist.	k_y	k_z	$k_{c,y}$	$k_{c,z}$	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	sfruttamento
	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
1	1,92	0,51	0,58	1,00	0,99	27,73	30,36	27,60	-16,10	0,00	0,00	0,00	2,05	0,00	7%
2	4,37	0,88	0,58	0,88	0,99	27,73	30,36	27,60	75,16	0,00	-0,23	0,00	9,57	0,00	35%

progetto per instabilità flesso-torsionale

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	l_{ef}	l_k	λ_y	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,m}$	β_c	k_y	$k_{c,y}$	$k_{h,m,y}$	$k_{h,m,z}$	k_l
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	1,92	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	0,900	1,000	6	0,10	0,30	0,1	0,49	1,00	1,00	1,10	1,00
2	4,37	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	0,900	1,000	6	0,10	0,30	0,1	0,49	1,00	1,00	1,10	1,00

$\sigma_{m,crit,y}$	$\sigma_{m,crit,z}$	k_{crit}	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	sfruttamento
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
264,28	4170,01	1,00	27,73	30,36	27,60	-16,10	0,00	0,00	0,00	2,05	0,00	7%
264,28	4170,01	1,00	27,73	30,36	27,60	75,16	0,00	-0,23	0,00	9,57	0,00	35%

Verifiche SLE – Deformazioni

Stati limite di esercizio (SLE) - risultati (92 %)

$$w_{inst} = w[char]$$

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0,6	3,8	$L/300 = 12,8$	0,0	0%
2	0,6	8,7	$L/300 = 29,1$	23,8	82%

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

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0,6	3,8	$L/250 = 15,4$	0,0	0%
2	0,6	8,7	$L/250 = 34,9$	32,3	92%

$$w_{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.] \cdot k_{def}$$

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0,6	3,8	$L/300 = 12,8$	0,0	0%
2	0,6	8,7	$L/300 = 29,1$	22,6	78%

Reazioni all'Appoggio

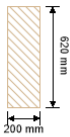
reazione all'appoggio

Categoria di carico	k_{mod}	B	C
		[kN]	[kN]
pesi propri strutturali	0,6	3,90	2,49
		3,90	2,49
pesi permanenti portati	0,6	53,27	34,06
		53,27	34,06
carico da neve altitudine < 1000 m s.l.m.	0,9	34,75	23,35
		0,00	-1,13
sovraccarico accidentale cat. H: coperture accessibili per sola manutenzione	0,9	14,03	9,43
		0,00	-0,46

9.3.4 Trave Primaria 200x620mm

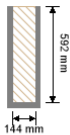
Date le azioni sopra riportate derivate dall'analisi del pannello tipo 2 e delle travi secondarie si riportano di seguito le dimensioni caratteristiche e le verifiche relative alla trave principale continua lungo l'asse 2. La trave con una lunghezza complessiva di 13,42m si sviluppa lungo 4 campate con luce massima di 3,98m.

sezione trave di legno 20/62



larghezza della sezione	altezza della sezione	area	ly	lz
[cm]	[cm]	[mm²]	[mm⁴]	[mm⁴]
20	62	124.000	3.972.134.000	413.333.300

sezione fuoco trave di legno 20/62 (R 30)



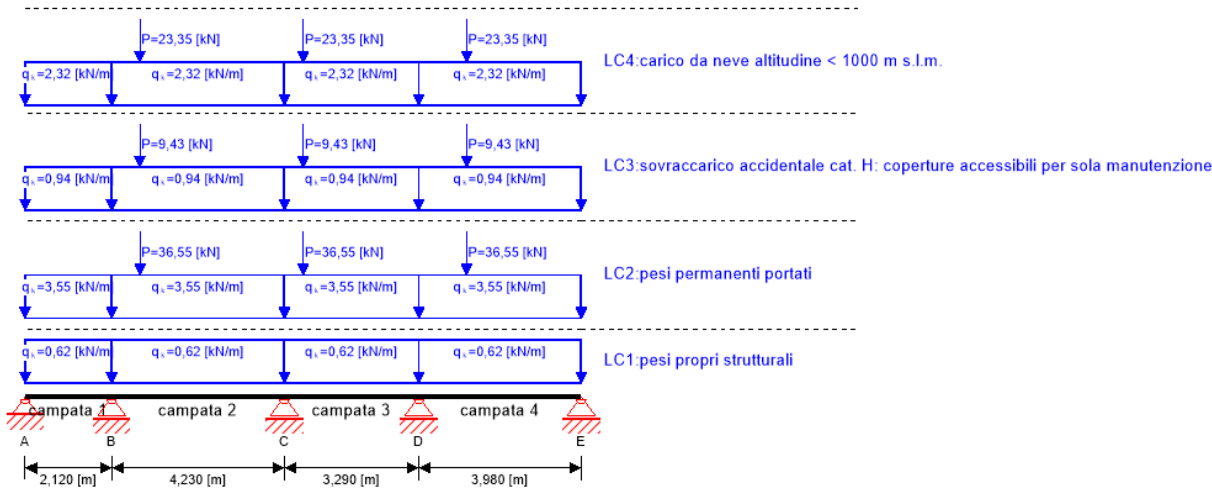
stratigrafia per la protezione al fuoco: nessun elemento aggiuntivo di protezione al fuoco

larghezza della sezione	altezza della sezione	area	ly	lz
[cm]	[cm]	[mm²]	[mm⁴]	[mm⁴]
14,4	59,2	85.248	2.489.696.000	147.308.500

k ₀	d ₀	β _n	d _{ef,v}	d _{ef,h}	larghezza della sezione	altezza della sezione
[-]	[mm]	[mm/min]	[mm]	[mm]	[cm]	[cm]
1	7	0,7	56,0	28,0	14,4	59,2

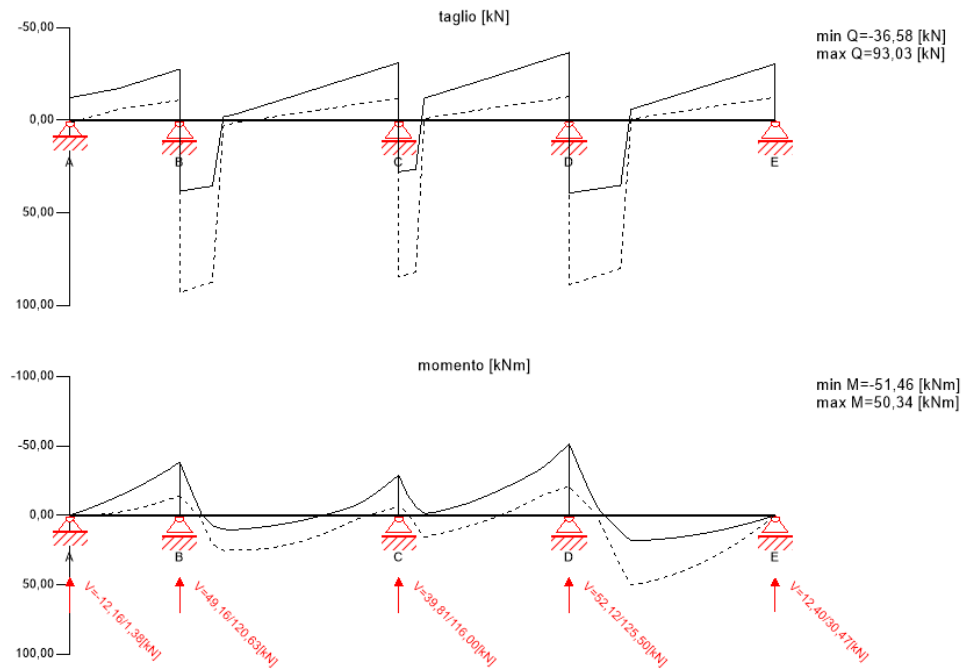
Analisi dei Carichi

geometria e carichi agenti



Verifiche SLU**Stato limite ultimo (SLU) - risultati della combinazione più gravosa**

combinazione: 1,30/1,00 * LC1:pesi propri strutturali + 1,30/1,00 * LC2:pesi permanenti portati + 1,50/0,00 * LC4:carico da neve altitudine < 1000 m s.l.m.

**Stati limite ultimi (SLU) - risultati (64 %)**

verifica a flessione

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{t,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$k_{h,m,y}$	$k_{h,m,z}$	k_l	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$f_{t,0,d}$
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1	2,12	24,00	24,00	19,20	1,35	0,90	1,00	1,00	1,10	1,00	16,00	17,60	16,00	12,80
2	0,0	24,00	24,00	19,20	1,35	0,90	1,00	1,00	1,10	1,00	16,00	17,60	16,00	12,80
3	3,29	24,00	24,00	19,20	1,35	0,90	1,00	1,00	1,10	1,00	16,00	17,60	16,00	12,80
4	0,0	24,00	24,00	19,20	1,35	0,90	1,00	1,00	1,10	1,00	16,00	17,60	16,00	12,80

campata	dist.	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{t,d}$	sfruttamento
	[m]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
1	2,12	-38,50	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00	0,00	0,00	19%
2	0,0	-38,50	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00	0,00	0,00	19%
3	3,29	-51,46	0,00	0,00	0,00	4,02	0,00	0,00	0,00	25%
4	0,0	-51,46	0,00	0,00	0,00	4,02	0,00	0,00	0,00	25%

verifica a taglio

campata	dist.	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{h,v}$	$f_{v,d}$	V_d	$\tau_{v,d}$	sfruttamento
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
1	1,5	3,50	1,35	0,90	1,00	1,67	22,08	0,27	16%
2	0,62	3,50	1,35	0,90	1,00	1,67	87,52	1,06	64%
3	2,67	3,50	1,35	0,90	1,00	1,67	31,06	0,38	23%
4	0,62	3,50	1,35	0,90	1,00	1,67	83,40	1,01	61%

progetto ad instabilità

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$k_{sys,z}$	$l_{k,y}$	$l_{k,z}$	λ_y	λ_z	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,z}$	β_c	$k_{h,m,y}$	k_i
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2,12	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	1,00	2,120	1,000	12	17	0,19	0,28	0,1	1,00	1,00
2	0,0	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	1,00	4,230	1,000	24	17	0,38	0,28	0,1	1,00	1,00
3	3,29	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	1,00	3,290	1,000	18	17	0,29	0,28	0,1	1,00	1,00
4	0,0	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	1,00	3,980	1,000	22	17	0,35	0,28	0,1	1,00	1,00

campata	dist.	k_y	k_z	$k_{c,y}$	$k_{c,z}$	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	sfruttamento
	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
1	2,12	0,51	0,54	1,00	1,00	16,00	17,60	16,00	-38,50	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00	19%
2	0,0	0,57	0,54	0,99	1,00	16,00	17,60	16,00	-38,50	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00	19%
3	3,29	0,54	0,54	1,00	1,00	16,00	17,60	16,00	-51,46	0,00	0,00	0,00	4,02	0,00	25%
4	0,0	0,57	0,54	0,99	1,00	16,00	17,60	16,00	-51,46	0,00	0,00	0,00	4,02	0,00	25%

progetto per instabilità flessio-torsionale

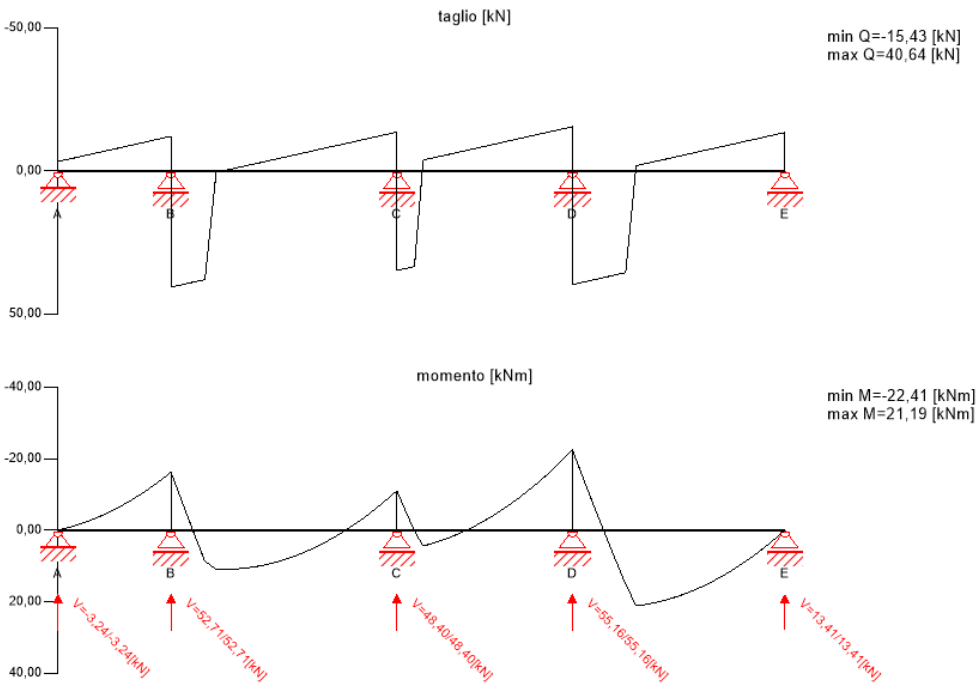
campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	l_{ef}	l_k	λ_y	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,m}$	β_c	k_y	$k_{c,y}$	$k_{h,m,y}$	$k_{h,m,z}$	k_i
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2,12	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	0,900	1,000	6	0,09	0,23	0,1	0,49	1,00	1,00	1,10	1,00
2	0,0	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	0,900	1,000	6	0,09	0,23	0,1	0,49	1,00	1,00	1,10	1,00
3	3,29	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	0,900	1,000	6	0,09	0,23	0,1	0,49	1,00	1,00	1,10	1,00
4	0,0	24,00	24,00	1,35	0,90	1,00	0,900	1,000	6	0,09	0,23	0,1	0,49	1,00	1,00	1,10	1,00

$\sigma_{m,crit,y}$	$\sigma_{m,crit,z}$	k_{crit}	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	sfruttamento
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
457,69	4398,45	1,00	16,00	17,60	16,00	-38,50	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00	19%
457,69	4398,45	1,00	16,00	17,60	16,00	-38,50	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00	19%
457,69	4398,45	1,00	16,00	17,60	16,00	-51,46	0,00	0,00	0,00	4,02	0,00	25%
457,69	4398,45	1,00	16,00	17,60	16,00	-51,46	0,00	0,00	0,00	4,02	0,00	25%

Verifiche SLU - R30

Stato limite ultimo (SLU) - Fuoco - risultati della combinazione più gravosa

combinazione: 1,00/1,00 * LC1:pesi propri strutturali + 1,00/1,00 * LC2:pesi permanenti portati



Stati limite ultimi (SLU) - fuoco - risultati (23 %)

verifica a flessione

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{t,0,k}$	γ_m	k_{mod}	k_{fi}	$k_{sys,y}$	$k_{h,m,y}$	$k_{h,m,z}$	k_l	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$f_{t,0,d}$
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1	2,12	24,00	24,00	19,20	1,00	1,00	1,15	1,00	1,00	1,10	1,00	27,64	30,36	27,60	22,08
2	0,0	24,00	24,00	19,20	1,00	1,00	1,15	1,00	1,00	1,10	1,00	27,64	30,36	27,60	22,08
3	3,29	24,00	24,00	19,20	1,00	1,00	1,15	1,00	1,00	1,10	1,00	27,64	30,36	27,60	22,08
4	0,0	24,00	24,00	19,20	1,00	1,00	1,15	1,00	1,00	1,10	1,00	27,64	30,36	27,60	22,08

campata	dist.	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{t,d}$	sfruttamento
	[m]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
1	2,12	-16,23	0,00	0,00	0,00	1,93	0,00	0,00	0,00	7%
2	0,0	-16,23	0,00	0,00	0,00	1,93	0,00	0,00	0,00	7%
3	3,29	-22,41	0,00	0,00	0,00	2,66	0,00	0,00	0,00	10%
4	0,0	-22,41	0,00	0,00	0,00	2,66	0,00	0,00	0,00	10%

verifica a taglio

campata	dist.	$f_{v,k}$	γ_m	k_{mod}	k_{fi}	$k_{h,v}$	$f_{v,d}$	V_d	$\tau_{v,d}$	sfruttamento
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
1	1,53	3,50	1,00	1,00	1,15	1,00	2,87	9,61	0,17	6%
2	0,59	3,50	1,00	1,00	1,15	1,00	2,87	38,17	0,67	23%
3	2,7	3,50	1,00	1,00	1,15	1,00	2,87	12,96	0,23	8%
4	0,59	3,50	1,00	1,00	1,15	1,00	2,87	37,26	0,66	23%

progetto ad instabilità

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$k_{sys,z}$	$l_{k,y}$	$l_{k,z}$	λ_y	λ_z	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,z}$	β_c	$k_{h,m,y}$	k_i
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2,12	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	1,00	2,120	1,000	12	24	0,20	0,38	0,1	1,00	1,00
2	0,0	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	1,00	4,230	1,000	25	24	0,39	0,38	0,1	1,00	1,00
3	3,29	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	1,00	3,290	1,000	19	24	0,31	0,38	0,1	1,00	1,00
4	0,0	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	1,00	3,980	1,000	23	24	0,37	0,38	0,1	1,00	1,00

campata	dist.	k_y	k_z	$k_{c,y}$	$k_{c,z}$	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	sfruttamento
	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
1	2,12	0,51	0,58	1,00	0,99	27,64	30,36	27,60	-16,23	0,00	0,00	0,00	1,93	0,00	7%
2	0,0	0,58	0,58	0,99	0,99	27,64	30,36	27,60	-16,23	0,00	0,00	0,00	1,93	0,00	7%
3	3,29	0,55	0,58	1,00	0,99	27,64	30,36	27,60	-22,41	0,00	0,00	0,00	2,66	0,00	10%
4	0,0	0,57	0,58	0,99	0,99	27,64	30,36	27,60	-22,41	0,00	0,00	0,00	2,66	0,00	10%

progetto per instabilità flessione-torsionale

campata	dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	l_{ef}	l_k	λ_y	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,m}$	β_c	k_y	$k_{c,y}$	$k_{h,m,y}$	$k_{h,m,z}$	k_i
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2,12	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	0,900	1,000	6	0,09	0,31	0,1	0,49	1,00	1,00	1,10	1,00
2	0,0	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	0,900	1,000	6	0,09	0,31	0,1	0,49	1,00	1,00	1,10	1,00
3	3,29	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	0,900	1,000	6	0,09	0,31	0,1	0,49	1,00	1,00	1,10	1,00
4	0,0	24,00	24,00	1,00	1,00	1,00	0,900	1,000	6	0,09	0,31	0,1	0,49	1,00	1,00	1,10	1,00

$\sigma_{m,crit,y}$	$\sigma_{m,crit,z}$	k_{crit}	$f_{m,y,d}$	$f_{m,z,d}$	$f_{c,0,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	sfruttamento
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
256,17	4329,53	1,00	27,64	30,36	27,60	-16,23	0,00	0,00	0,00	1,93	0,00	7%
256,17	4329,53	1,00	27,64	30,36	27,60	-16,23	0,00	0,00	0,00	1,93	0,00	7%
256,17	4329,53	1,00	27,64	30,36	27,60	-22,41	0,00	0,00	0,00	2,66	0,00	10%
256,17	4329,53	1,00	27,64	30,36	27,60	-22,41	0,00	0,00	0,00	2,66	0,00	10%

Verifiche SLE – Deformazioni

Stati limite di esercizio (SLE) - risultati (9 %)

$$w_{inst} = w[char]$$

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0,6	2,1	$L/300 = 7,1$	0,0	0%
2	0,6	4,2	$L/300 = 14,1$	0,6	4%
3	0,6	3,3	$L/300 = 11,0$	0,1	1%
4	0,6	4,0	$L/300 = 13,3$	1,1	8%

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

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0,6	2,1	$L/250 = 8,5$	0,0	0%
2	0,6	4,2	$L/250 = 16,9$	0,8	5%
3	0,6	3,3	$L/250 = 13,2$	0,1	0%
4	0,6	4,0	$L/250 = 15,9$	1,5	9%

$$w_{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.] \cdot k_{def}$$

campata	K_{def}	L_{ref}	valore limite	modulo di sezione	sfruttamento
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0,6	2,1	$L/300 = 7,1$	0,0	0%
2	0,6	4,2	$L/300 = 14,1$	0,5	4%
3	0,6	3,3	$L/300 = 11,0$	0,0	0%
4	0,6	4,0	$L/300 = 13,3$	1,0	8%

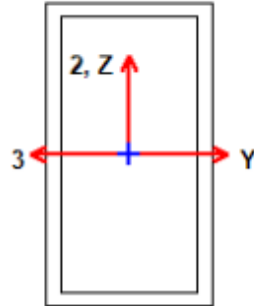
9.4 Travi in acciaio

L'unico elemento di copertura realizzato in carpenteria metallica è la pensilina sull'ingresso principale dell'edificio. L'elemento principale con una campata unica pari a 7,90m è formato da un profilo scatolare 120x220x10mm.

L'elemento risulta caricato da una struttura leggera formata da pannelli di compensato che spaziano su circa 1 m di luce. Per tali elementi si è quindi considerato un peso proprio permanente non strutturale pari a 1,00kN/m².

ETABS Steel Frame Design

Italian NTC 2018 Steel Section Check (Strength Summary)



Element Details

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type	Element Type	Section
Story1	B6	19	8127,4	7171,2	SLU2	Beam	DCH MRF	120x220x10

Classification	MultiResponse	P-Delta Done?	Rolled	Consider Torsion?
Class 1	Step-by-Step - All	No	No	No

Design Code Parameters

γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}	A_n / A_g	LLRF	PLLF	D/C Limit
1	1	1,25	1	1	0,75	0,95

Section Properties

A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (mm)	W _{el,y} (cm ³)	A _{v,z} (cm ²)	W _{pl,y} (cm ³)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁴)	I _{yz} (cm ⁴)
64	3981,3	78,9	361,9	48	452	3335,1	0	0

I _z (cm ⁴)	i _z (mm)	W _{el,z} (cm ³)	A _{v,y} (cm ²)	W _{pl,z} (cm ³)	h (mm)
1501,3	48,4	250,2	24	292	220

A _{ef} (cm ²)	e _{Ny} (mm)	e _{Nz} (mm)	W _{el,y} (cm ³)	W _{el,z} (cm ³)	Angle of principal axes (deg)
64	0	0	361,9	250,2	0

Material Properties

E (MPa)	f _y (MPa)	f _u (MPa)
210000	355	510

Stress Check Forces and Moments (Part 1 of 2)

Location (mm)	N _{Ed} (kN)	M _{y,Ed} (kN-m)	M _{z,Ed} (kN-m)	V _{y,Ed} (kN)	V _{z,Ed} (kN)	T _{Ed} (kN-m)
7171,2	-160,6542	18,6125	3,8192	12,9439	0,5669	0,0808

Stress Check Forces and Moments (Part 2 of 2)

$M_{y,span,Ed}$ (kN-m)	$M_{z,span,Ed}$ (kN-m)	$M_{y,m,Ed}$ (kN-m)	$M_{z,m,Ed}$ (kN-m)	$M_{y,eq,Ed}$ (kN-m)
18,6125	3,8192	8,8038	1,5153	13,9594

Demand/Capacity (D/C) Ratio NTC Eq C4.2.38

D/C Ratio =	$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} + k_{zy} \frac{M_{y,span,Ed}}{M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,span,Ed}}{M_{z,Rk}}$
0,531 =	0,424 + 0,082 + 0,026

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L_{cr}/i
Y-Y	1	1	8127,4	103,045
Y-Y Braced	1	1	8127,4	103,045
Z-Z	1	1	8127,4	167,804
Z-Z Braced	1	1	8127,4	167,804
LTB	1	1	8127,4	167,804

Axial Force Design

	N_{Ed} (kN)	$N_{c,Rd}$ (kN)	$N_{t,Rd}$ (kN)
Axial	-160,6542	2272	2272

$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{u,Rd}$ (kN)	$N_{cr,T}$ (kN)	$N_{cr,TF}$ (kN)	A_n/A_g (Unitless)
2272	2350,08	314440,1938	471,0797	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	α	N_{cr} (kN)	λ	ϕ	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)
Y-Y	c	0,49	1249,2398	1,349	1,691	0,369	838,2087
Y-Y Braced	c	0,49	1249,2398	1,349	1,691	0,369	838,2087
Z-Z	c	0,49	471,0797	2,196	3,401	0,167	378,8682
Z-Z Braced	c	0,49	471,0797	2,196	3,401	0,167	378,8682
Torsional TF	c	0,49	471,0797	2,196	3,401	0,167	378,8682

Moment Design

	M_{Ed} (kN-m)	$M_{Ed,span}$ (kN-m)	$M_{c,Rd}$ (kN-m)	$M_{y,Rd}$ (kN-m)	$M_{z,Rd}$ (kN-m)	$M_{b,Rd}$ (kN-m)
Y-Y	1,6336	18,6125	160,46	160,46	160,46	145,2601
Z-Z	3,2771	3,8192	103,66	103,66	103,66	

Compactness

Section	Flange	Web	ϵ	α	ψ
Class 1	Class 1	Class 1	0,814	0,586	-0,859

LTB Factors

Curve	α_{LT}	λ_{LT}	ϕ_{LT}	χ_{LT}	I_w (cm ⁴)	M_{cr} (kN-m)
d	0,76	0,358	0,624	0,905	0	1248,5313

k_w	ψ	C_2	C_3	z_a (mm)	z_s (mm)	z_g (mm)	z_z (mm)	z_j (mm)
1	1,132	0,459	0,525	110	0	110	0	0

C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}
0,92	0,517	0,92	1,062	0,416	0,637	0,693

	V_{Ed} (kN)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$	ρ
2-Axis	12,9439	983,8044	0,013	1
3-Axis	0,5669	491,9022	0,001	1

Shear Design

	V_{Ed} (kN)	T_{Ed} (kN-m)	$V_{c,Rd}$ (kN)	Stress Ratio	Status Check
2-Axis	12,9439	0,0808	983,8044	0,013	OK
3-Axis	0,5669	0,0808	491,9022	0,001	OK

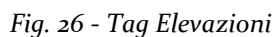
	$V_{pl,Rd}$ (kN)	η	λ_{bar}	χ
2-Axis	983,8044	1,2	0,282	1,2
3-Axis	491,9022	1,2	0	1

End Reaction Shear Forces along 2-Axis

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
55,3156	SLV3	55,42	SLV3

10 Elevazioni

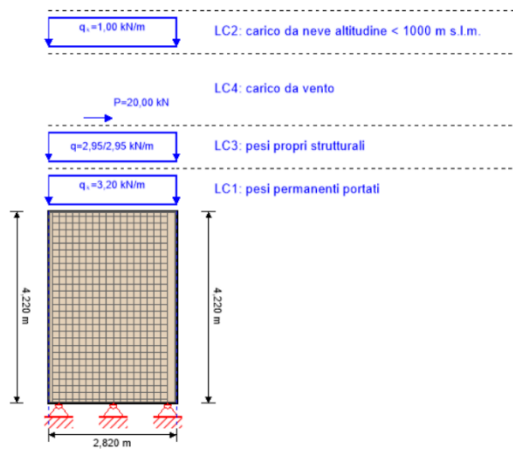
La copertura dell'edificio è sostenuta da muri in CLT (cross laminated timber) lungo tutto il perimetro e le partizioni dei locali interni. La copertura sfrutta inoltre alcuni appoggi puntuali realizzati con tubolari in carpenteria metallica. Questi ultimi fungono solo da ritegno per i carichi verticali.



Date le azioni generalizzate integrate sui setti più sollecitati (MU.01 e MU.03) si è verificata la condizione più gravosa dovuta all'azione sismica.

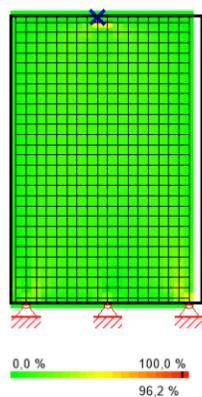
strato	spessore	orientazione	materiale
1	40,0 mm	90°	Abete C24 ETA (2022)
2	20,0 mm	0°	Abete C24 ETA (2022)
3	20,0 mm	90°	Abete C24 ETA (2022)
4	20,0 mm	0°	Abete C24 ETA (2022)
5	40,0 mm	90°	Abete C24 ETA (2022)
t _{CLT}	140,0 mm		

Analisi dei Carichi



Verifiche SLU

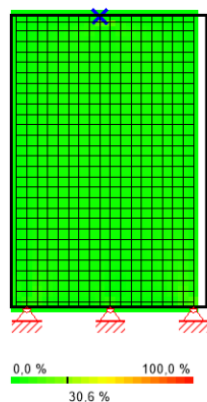
Gradi di sfruttamento a taglio nel piano riferito alla sezione netta



LCO4

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{IP,Netto,k}$	Q	$\tau_{IP,Net,d}$	rapporto
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
531	1,275	4,2	0,9	3,9	-15,00	2,50	96%

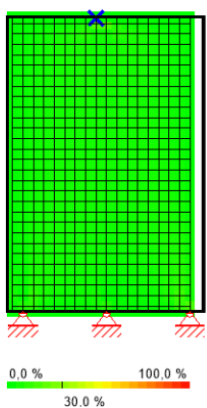
Gradi di sfruttamento a taglio nel piano riferito alla sezione lorda



LCO4

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{v,IP,Brutto}$	Q	$\tau_{IP,Gross,d}$	rapporto
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
531	1,275	4,2	0,9	3,5	-15,00	0,71	31%

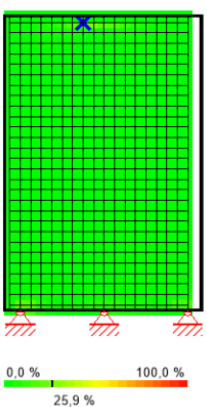
Gradi di sfruttamento a taglio-torsione sulla superficie di incollaggio fra le tavole



LCO4

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{v,IP,T,k}$	Q	$\tau_{T,Node,d}$	rapporto
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
531	1,275	4,2	0,9	2,5	-15,00	0,50	30%

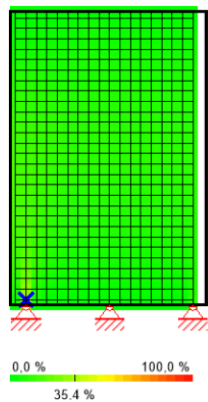
grado di sfruttamento per l'azione assiale orizzontale



LCO4

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{t,0,d}$	$N_{h,max}$	$\sigma_{h,max}$	rapporto
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
512	1,125	4,125	0,9	9,33	14,49	2,41	26%

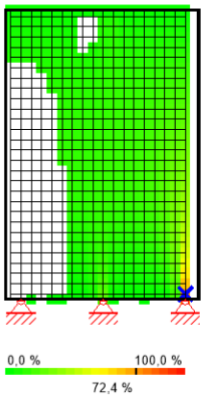
grado di sfruttamento per l'azione assiale verticale



LCO4

Id	X	Z	k _{mod}	f _{t,0,d}	N _{v,max}	σ _{v,max}	rapporto
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm²]	[kN]	[N/mm²]	[%]
20	0,225	0,075	0,9	9,33	48,73	3,25	35%

Gradi di sfruttamento per l'instabilità

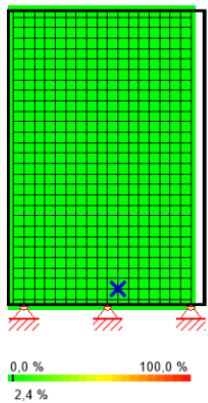


LCO5

Id	X	Z	l _k	λ _y	β _c	k _{c,y}	f _{c,0,d}	σ _{c,0,d}	σ _{m,y,d}	rapporto
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[N/r]	[N/r]	[N/r]	[%]
36	2,625	0,075	4,22	92	0,2	0,382	14,0	- 3,84	0,09	72%

Verifiche SLU - R30

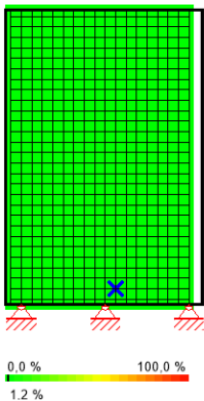
Gradi di sfruttamento a taglio nel piano riferito alla sezione netta



LCO1

Id	X	Z	k _{mod}	f _{IP,Netto,k}	Q	τ _{IP,Net,d}	rapporto
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm²]	[kN]	[N/mm²]	[%]
47	1,575	0,225	1	3,9	0,64	0,11	2%

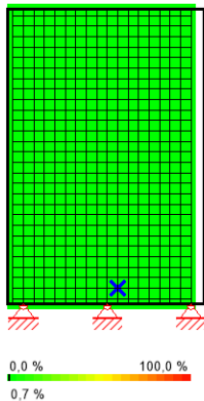
Gradi di sfruttamento a taglio nel piano riferito alla sezione lorda



LCO1

Id	X	Z	k _{mod}	f _{v,IP,Brutto}	Q	τ _{IP,Gross,d}	rapporto
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
47	1,575	0,225	1	3,5	0,64	0,05	1%

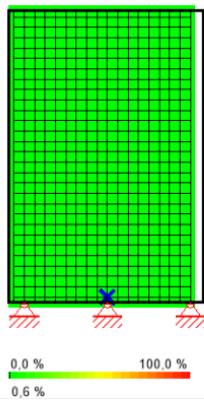
Gradi di sfruttamento a taglio-torsione sulla superficie di incollaggio fra le tavole



LCO1

Id	X	Z	k _{mod}	f _{v,IP,T,k}	Q	τ _{T,Node,d}	rapporto
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
47	1,575	0,225	1	2,5	0,64	0,02	1%

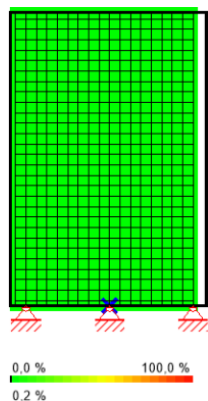
grado di sfruttamento per l'azione assiale orizzontale



LCO1

Id	X	Z	k _{mod}	f _{c,0,d}	N _{h,max}	σ _{h,max}	rapporto
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
28	1,425	0,075	1	24,15	-0,80	-0,13	1%

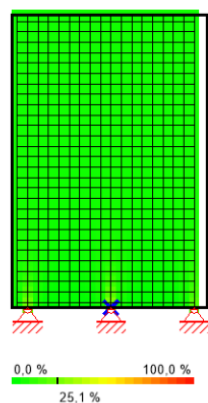
grado di sfruttamento per l'azione assiale verticale



LCO1

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{c,0,d}$	$N_{v,max}$	$\sigma_{v,max}$	rapporto
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
10	1,425	0	1	24,15	-7,00	-0,97	0%

Gradi di sfruttamento per l'instabilità

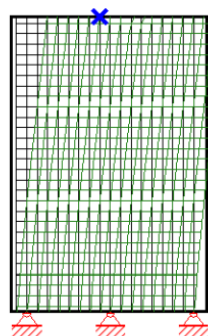


LCO1

Id	X	Z	l_k	λ_y	β_c	$k_{c,y}$	$f_{c,0,d}$	$\sigma_{c,0,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	rapporto
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[N/r]	[N/r]	[N/r]	[%]
10	1,425	0	4,22	147	0,2	0,16	24,15	-0,97	0,00	25%

Verifiche SLE – Deformazioni

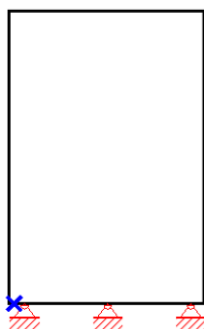
deformazione orizzontale



LCO3

Id	X	Z	w_{limit}	valore limite	$V_{h,max}$	rapporto
[-]	[m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]
549	1,275	4,22	14,1	$L/300 = 14,1$	1,2051	8,6%

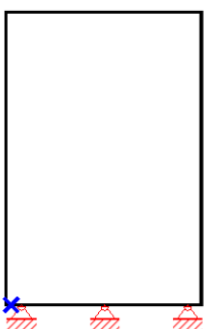
$$w_{inst} = w[char]$$



LCO3

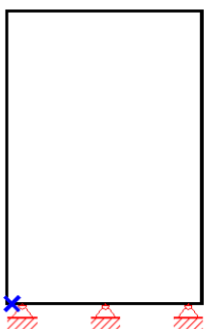
Id	X	Z	K _{def}	L _{ref}	valore limite	w _{limit}	modu di sezior	rapporto
[-]	[m]	[m]		[m]	[-]	[mm]	[mm]	
1	0,075	0	0,8	0,4	1/300	1,3	0,1	7%

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



Id	X	Z	K _{def}	L _{ref}	valore limite	w _{limit}	modu di sezior	rapporto
[-]	[m]	[m]		[m]	[-]	[mm]	[mm]	
1	0,075	0	0,8	0,4	1/250	1,6	0,1	6%

$$w_{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.] \cdot k_{def}$$



Id	X	Z	K _{def}	L _{ref}	valore limite	w _{limit}	modu di sezior	rapporto
[-]	[m]	[m]		[m]	[-]	[m]	[mm]	
1	0,075	0	0,8	0,4	L/300	1,3	0,0	1%

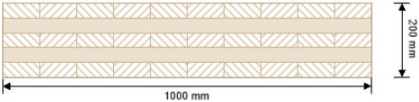
Le verifiche delle pareti in CLT sp. 14cm risultano soddisfatte.

10.2 Pannelli CLT sp.20cm

Date le azioni generalizzate integrate sui setti più sollecitati (MU.01 e MU.03) si è verificata la condizione più gravosa dovuta all'azione sismica.

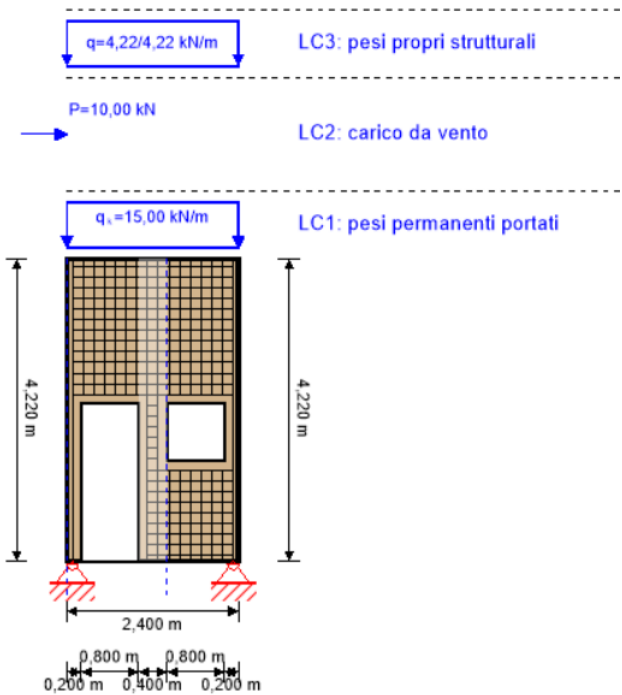
Si verifica la parete in CLT sp. 20cm maggiormente sollecitata, denominata parete P37, avente larghezza 2.4m e altezza 4.22m.

sezione: CLT 200 L5s



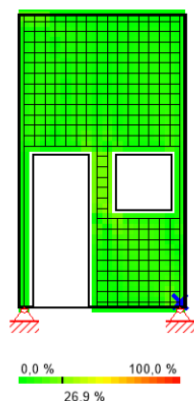
strato	spessore	orientazione	materiale
1	40,0 mm	0°	Abete C24 ETA (2022)
2	40,0 mm	90°	Abete C24 ETA (2022)
3	40,0 mm	0°	Abete C24 ETA (2022)
4	40,0 mm	90°	Abete C24 ETA (2022)
5	40,0 mm	0°	Abete C24 ETA (2022)
t _{CLT}	200,0 mm		

Analisi dei Carichi



Verifiche SLU

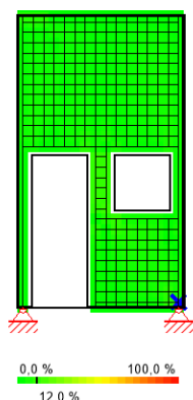
Gradi di sfruttamento a taglio nel piano riferito alla sezione netta



LCO2

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{IP,Netto,k}$	Q	$\tau_{IP,Net,d}$	rapporto
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
32	2,325	0,075	0,9	3,9	-8,40	0,70	27%

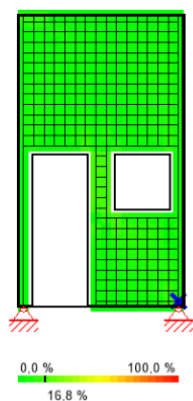
Gradi di sfruttamento a taglio nel piano riferito alla sezione lorda



LCO2

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{v,IP,Brutto}$	Q	$\tau_{IP,Gross,d}$	rapporto
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
32	2,325	0,075	0,9	3,5	-8,40	0,28	12%

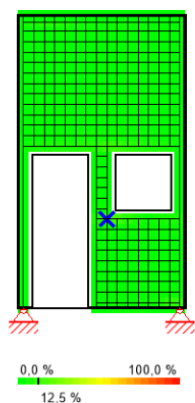
Gradi di sfruttamento a taglio-torsione sulla superficie di incollaggio fra le tavole



LCO2

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{v,IP,T,k}$	Q	$\tau_{T,Node,d}$	rapporto
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
32	2,325	0,075	0,9	2,5	-8,40	0,28	17%

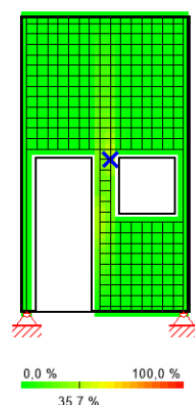
grado di sfruttamento per l'azione assiale orizzontale



LCO2

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{c,0,d}$	$N_{h,max}$	$\sigma_{h,max}$	rapporto
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
153	1,275	1,275	0,9	14,0	-21,04	-1,75	13%

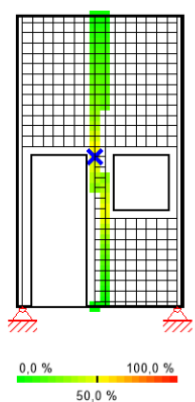
grado di sfruttamento per l'azione assiale verticale



LCO2

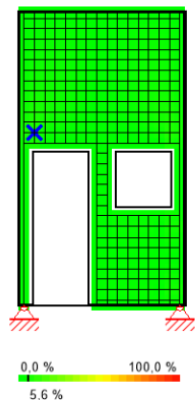
Id	X	Z	k_{mod}	$f_{t,0,d}$	$N_{v,max}$	$\sigma_{v,max}$	rapporto
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
249	1,275	2,175	0,9	9,33	25,19	1,40	36%

Gradi di sfruttamento per l'instabilità

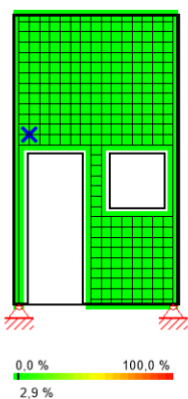


LCO2

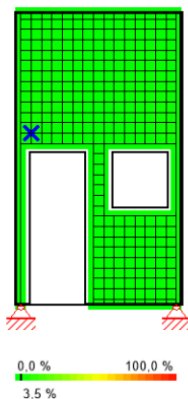
Id	X	Z	l_k	λ_y	β_c	$k_{c,y}$	$f_{c,0,d}$	$\sigma_{c,0,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	rapporto
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[N/r]	[N/r]	[N/r]	[%]
248	1,125	2,175	4,22	64	0,2	0,663	14,0	-2,72	3,32	50%

Verifiche SLU - R30**Gradi di sfruttamento a taglio nel piano riferito alla sezione netta****LCO1**

Id	X	Z	k_{mod}	f IP,Netto,k	Q	τ IP,Net,d	rapporto
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
274	0,225	2,475	1	3,9	2,57	0,25	6%

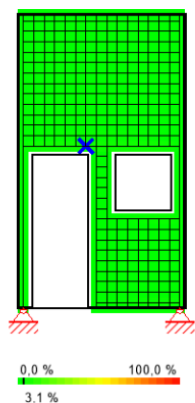
Gradi di sfruttamento a taglio nel piano riferito alla sezione lorda**LCO1**

Id	X	Z	k_{mod}	f v,IP,Brutto	Q	τ IP,Gross,d	rapporto
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
274	0,225	2,475	1	3,5	2,57	0,12	3%

Gradi di sfruttamento a taglio-torsione sulla superficie di incollaggio fra le tavole**LCO1**

Id	X	Z	k_{mod}	f v,IP,T,k	Q	τ T,Node,d	rapporto
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
274	0,225	2,475	1	2,5	2,57	0,10	4%

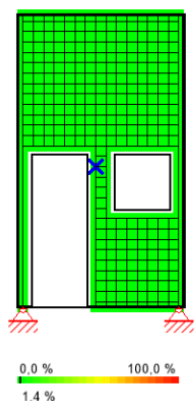
grado di sfruttamento per l'azione assiale orizzontale



LCO1

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{t,0,d}$	$N_{h,max}$	$\sigma_{h,max}$	rapporto
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
263	0,975	2,325	1	16,1	5,92	0,49	3%

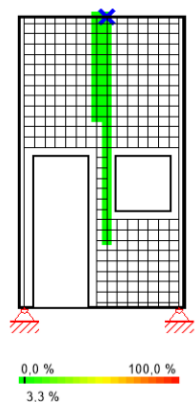
grado di sfruttamento per l'azione assiale verticale



LCO1

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{t,0,d}$	$N_{v,max}$	$\sigma_{v,max}$	rapporto
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
232	1,125	2,025	1	16,1	2,25	0,22	1%

Gradi di sfruttamento per l'instabilità

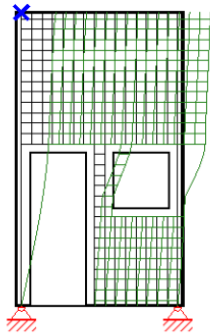


LCO1

Id	X	Z	l_k	λ_y	β_c	$k_{c,y}$	$f_{c,0,d}$	$\sigma_{c,0,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	rapporto
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[N/r]	[N/r]	[N/r]	[%]
357	1,275	4,22	4,22	96	0,2	0,354	24,15	-0,28	0,00	3%

Verifiche SLE – Deformazioni

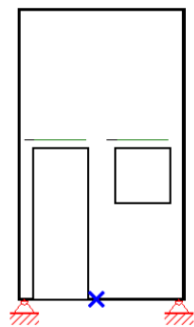
deformazione orizzontale



LCO2

Id	X	Z	W _{limit}	valore limite	V _{h,max}	rapporto
[-]	[m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]
349	0,075	4,22	14,1	L/300 = 14,1	1,9370	13,8%

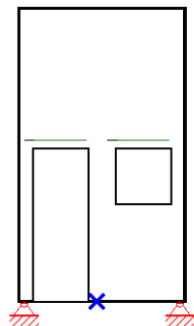
$w_{inst} = w[char]$



LCO1

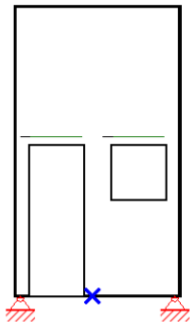
Id	X	Z	K _{def}	L _{ref}	valore limite	w _{limit}	modu di sezior	rapporto
[-]	[m]	[m]		[m]	[-]	[mm]	[mm]	
8	1,125	0	0,8	2,3	1/300	7,7	0,4	5%

$w_{rin} = w[char] + w[q.p.] \cdot k_{def}$



Id	X	Z	K _{def}	L _{ref}	valore limite	w _{limit}	modu di sezior	rapporto
[-]	[m]	[m]		[m]	[-]	[mm]	[mm]	
8	1,125	0	0,8	2,3	1/250	9,2	0,7	8%

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



Id	X	Z	K _{def}	L _{ref}	valore limite	w _{limit}	modu di sezior	rapporto
[-]	[m]	[m]		[m]	[-]	[m]	[mm]	
8	1,125	0	0,8	2,3	L/300	7,7	0,7	9%

Le verifiche delle pareti in CLT sp. 20cm risultano soddisfatte.

10.3 Pilastri in acciaio

I pilastri in acciaio presentano tutti la medesima sezione tubolare $\varnothing 127$ sp.10mm. Essi fungono da ritegno verticale per l'azione verticale, mentre i muri come definito in precedenza hanno anche lo scopo di resistere alle azioni orizzontali-

Le verifiche sono state condotte con riferimento alla resistenza SLU/SLV.

Verifiche SLU/SLV

Le verifiche vengono effettuate con il design tool presente all'interno del software ETABS. Di seguito si riportano le verifiche inerenti all'elemento più sollecitato.

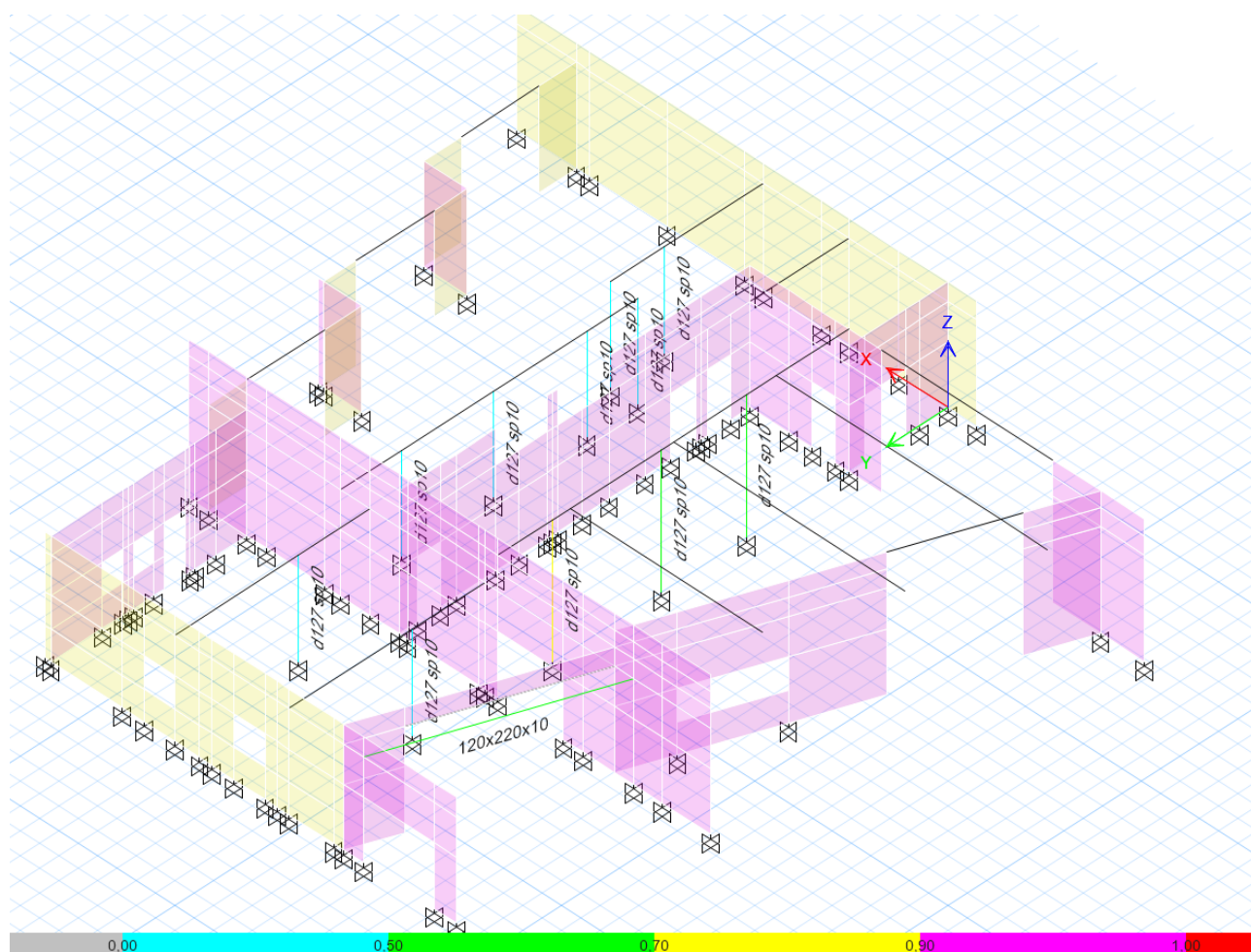
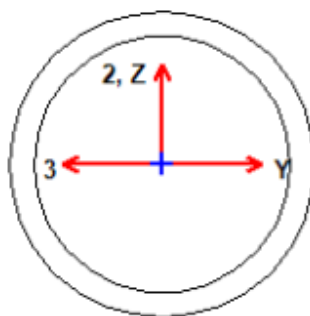


Fig. 27 - Fattori di sfruttamento Pilastri in acciaio

ETABS Steel Frame Design

Italian NTC 2018 Steel Section Check (Strength Summary)



Element Details

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type	Element Type	Section
Story3	C2	4	5100	0	SLU10	Column	DCH MRF	d127 sp10

Classification	MultiResponse	P-Delta Done?	Rolled	Consider Torsion?
Class 1	Step-by-Step - All	No	No	No

Design Code Parameters

γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}	A_n / A_g	LLRF	PLLF	D/C Limit
1	1	1,25	1	0,851	0,75	0,95

Section Properties

A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (mm)	W _{el,y} (cm ³)	A _{v,z} (cm ²)	W _{pl,y} (cm ³)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁴)	I _{yz} (cm ⁴)
36,8	633,5	41,5	99,8	23,4	137,2	1267,1	0	0

I _z (cm ⁴)	i _z (mm)	W _{el,z} (cm ³)	A _{v,y} (cm ²)	W _{pl,z} (cm ³)	h (mm)
633,5	41,5	99,8	23,4	137,2	127

A _{eff} (cm ²)	e _{Ny} (mm)	e _{Nz} (mm)	W _{el,y} (cm ³)	W _{el,z} (cm ³)	Angle of principal axes (deg)
36,8	0	0	99,8	99,8	0

Material Properties

E (MPa)	f _y (MPa)	f _u (MPa)
210000	355	510

Stress Check Forces and Moments (Part 1 of 2)

Location (mm)	N _{Ed} (kN)	M _{y,Ed} (kN-m)	M _{z,Ed} (kN-m)	V _{z,Ed} (kN)	V _{y,Ed} (kN)	T _{Ed} (kN-m)
0	-81,5411	0,2893	0,1707	0,1718	0,1019	0,022

Stress Check Forces and Moments (Part 2 of 2)

$M_{y,span,Ed}$ (kN-m)	$M_{z,span,Ed}$ (kN-m)	$M_{y,Ed}$ (kN-m)	$M_{z,Ed}$ (kN-m)	$M_{y,eq,Ed}$ (kN-m)
0,2893	0,1707	-0,1488	-0,089	0,2364

Demand/Capacity (D/C) Ratio NTC Eq C4.2.37

D/C Ratio =	$\frac{N_{Ed}}{(\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1})} + \text{Sqrt}[(k_{yy} [M_{y,span,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})])^2 + (k_{yz} [M_{z,span,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})])^2]$
0,749 =	$0,747 + \text{Sqrt}[(0,003)^2 + (0,001)^2]$

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L_{cr} / i
Y-Y	2	1	5100	245,651
Y-Y Braced	0,699	1	5100	85,928
Z-Z	2	1	5100	245,651
Z-Z Braced	0,699	1	5100	85,928
LTB	2	1	5100	245,651

Axial Force Design

	N_{Ed} (kN)	$N_{c,Rd}$ (kN)	$N_{t,Rd}$ (kN)
Axial	-81,5411	1304,8605	1304,8605

$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{u,Rd}$ (kN)	$N_{cr,T}$ (kN)	$N_{cr,TF}$ (kN)	A_n / A_g (Unitless)
1304,8605	1349,7036	296880,5058	126,2456	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	α	N_{cr} (kN)	λ	ϕ	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)
Y-Y	c	0,49	126,2456	3,215	6,407	0,084	109,2103
Y-Y Braced	c	0,49	1031,7718	1,125	1,359	0,471	615,0254
Z-Z	c	0,49	126,2456	3,215	6,407	0,084	109,2103
Z-Z Braced	c	0,49	1031,7718	1,125	1,359	0,471	615,0254
Torsional TF	c	0,49	126,2456	3,215	6,407	0,084	109,2103

Moment Design

	M_{Ed} (kN-m)	$M_{Ed,span}$ (kN-m)	$M_{c,Rd}$ (kN-m)	$M_{y,Rd}$ (kN-m)	$M_{n,Rd}$ (kN-m)	$M_{b,Rd}$ (kN-m)
Y-Y	0,2893	0,2893	48,7143	48,7143	48,7143	48,7143
Z-Z	0,1707	0,1707	48,7143	48,7143	48,7143	

Compactness

Section	Flange	Web	ϵ	α	ψ
Class 1	Class 1	Class 1	0,814	0,59	-0,875

LTB Factors

Curve	α_{LT}	λ_{LT}	ϕ_{LT}	χ_{LT}	I_w (cm ⁴)	M_{cr} (kN-m)
d	0,76	0,241	0,544	1	0	841,2597

k_w	ψ	C_2	C_3	z_a (mm)	z_s (mm)	z_g (mm)	z_z (mm)	z_j (mm)
1	2,34	0	0,674	63,5	0	63,5	0	0

C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}
0,403	0,404	0,403	0,446	0,268	0,267	0,447

	V_{Ed} (kN)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$	ρ
2-Axis	0,1718	479,6046	3,582E-04	1
3-Axis	0,1019	479,6046	2,124E-04	1

Shear Design

	V_{Ed} (kN)	T_{Ed} (kN-m)	$V_{o,Rd}$ (kN)	Stress Ratio	Status Check
2-Axis	0,1718	0,022	479,6046	3,582E-04	OK
3-Axis	0,1019	0,022	479,6046	2,124E-04	OK

	$V_{pl,Rd}$ (kN)	η	λ_{bar}	X
2-Axis	479,6046	1,2	0	1
3-Axis	479,6046	1,2	0	1

11 Connessioni

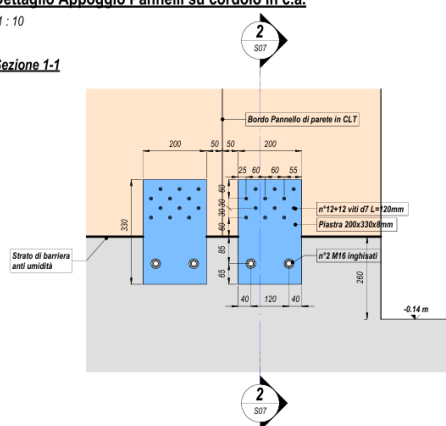
11.1 Connessione di Base Pannello

Si verifica di seguito la connessione di base tra pannello CLT e cordoli di fondazione in c.a.

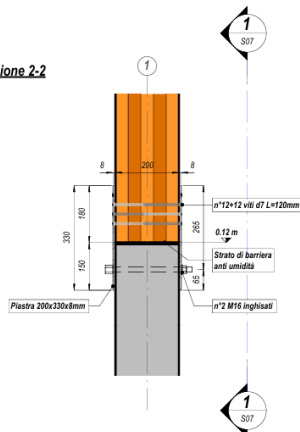
Dettaglio Appoggio Pannelli su cordolo in c.a.

1 : 10

Sezione 1-1



Sezione 2-2



Vista 3D

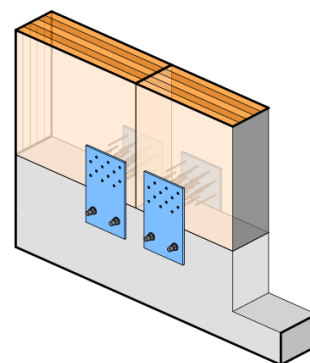


Fig. 28 – Connessione di base pannello

La connessione viene realizzata mediante 2M16 nel cordolo in c.a. e 12viti per lato sul pannello CLT. La piastra avrà spessore 8mm e dimensioni bxh=20x33cm.

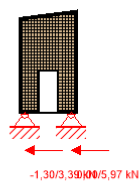
Sono utilizzate le seguenti viti VGS $\varnothing 7 \times 120$

Di seguito sono verificate a taglio le viti nel pannello CLT:

d	7 mm	diametro vite
f _{u,k}	1000 MPa	resistenza vite
M _{y,Rk}	14200 Nmm	momento snervamento vite
ρ _k	380 kg/m ³	densità legno
f _{h,0,k}	28.9788 MPa	resistenza a rifollamento 0°
α	0 °	0°-360° 0° = ovest nel disegno
α	0.000 rad	
legno	conifere	
c ₁	1.35	
k ₉₀	1.455	
f _{h,α,k}	29.0 MPa	
t _w	200 mm	spessore legno
F _{ax,Rk}	9.7 kN	capacità caratteristica ad estrazione
C ₂	1	limitazione per viti effetto cordata
TIPO	1	
t _s	8 mm	spessore piastra
t _{s1}	4 mm	limite sup. piastre sottili
t _{s2}	7 mm	limite inf. piastre spesse
F _{v,Rk1}	5.2 kN	capacità portante per piastre sottili
F _{v,Rk2}	6.3 kN	capacità portante per piastre spesse
F _{v,Rk}	6.3 kN	capacità portante caratteristica per singola vite
n _f	6	n° file
n _b	4	n° viti per fila
n _s	1	n° piani di taglio
a ₁	30 mm	spaziatura di progetto
n _{ef,0}	2.6	numero efficace di viti 0°
n _{ef,90}	4	numero efficace di viti 90°
α	0 °	
n _{ef}	15.8	numero efficace totale di viti di progetto
F _{v,ef,Rk}	100.3 kN	capacità a taglio caratteristica della connessione

$$R_{v,d} = (R_{v,k} \times k_{mod}) / \gamma_M = 108.1 \times 1 / 1.35 = 74.3 \text{ kN}$$

reazione vincolare orizzontale min/max

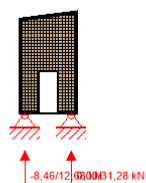


1,30/1,00 * LC1:pesi permanenti portati + 1,30/1,00 * LC3:pesi propri strutturali + 1,50/0,00 * LC2:carico da vento

nodo selezionato

Id	X	Z	Min	Max
[-]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
17	2,475	0	0	5,968934

reazione vincolare verticale min/max



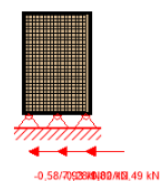
1,30/1,00 * LC1:pesi permanenti portati + 1,30/1,00 * LC3:pesi propri strutturali + 1,50/0,00 * LC2:carico da vento

1,30/1,00 * LC1:pesi permanenti portati + 1,30/1,00 * LC3:pesi propri strutturali

nodo selezionato

Id	X	Z	Min	Max
[-]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
2	0,225	0	-8,46155	12,6806

reazione vincolare orizzontale min/max

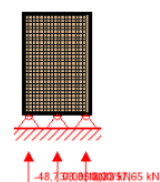


1,30/1,00 * LC1:pesi permanenti portati + 1,30/1,00 * LC3:pesi propri strutturali + 1,50/0,00 * LC4:carico da vento + 1,50/0,00 * 0,50 * LC2:carico da neve altitudine < 1000 m s.l.m.

nodo selezionato

Id	X	Z	Min	Max
[-]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
18	2,625	0	0	12,48887

reazione vincolare verticale min/max



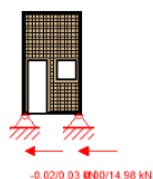
1,30/1,00 * LC1:pesi permanenti portati + 1,30/1,00 * LC3:pesi propri strutturali + 1,50/0,00 * LC4:carico da vento

1,30/1,00 * LC1:pesi permanenti portati + 1,30/1,00 * LC3:pesi propri strutturali + 1,50/0,00 * LC2:carico da neve altitudine < 1000 m s.l.m.

nodo selezionato

Id	X	Z	Min	Max
[-]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
2	0,225	0	-48,72578	8,846003

reazione vincolare orizzontale min/max

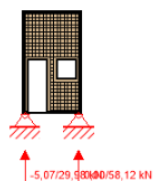


1,30/1,00 * LC1:pesi permanenti portati + 1,30/1,00 * LC3:pesi propri strutturali +
1,50/0,00 * LC2:carico da vento

nodo selezionato

Id	X	Z	Min	Max
[-]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
16	2,325	0	0	14,9752

reazione vincolare verticale min/max



1,30/1,00 * LC1:pesi permanenti portati + 1,30/1,00 * LC3:pesi propri strutturali +
1,50/0,00 * LC2:carico da vento

1,30/1,00 * LC1:pesi permanenti portati + 1,30/1,00 * LC3:pesi propri strutturali

nodo selezionato

Id	X	Z	Min	Max
[-]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	0,075	0	-5,069325	29,9832

Fig. 29 – Reazione agli appoggi

L'azione di taglio massima sulla connessione risulta $V_{Ed}=48.72\text{ kN}$

$F.S.=V_{Ed}/V_{Rd}=48.7/74.3=0.65$

11.2 Appoggio trave su pannello in CLT

Si verifica di seguito il dettaglio in appoggio tra travi e pannelli CLT, realizzati mediante connessione Alumega HV H240mm con 4+4 viti d9 L=180mm

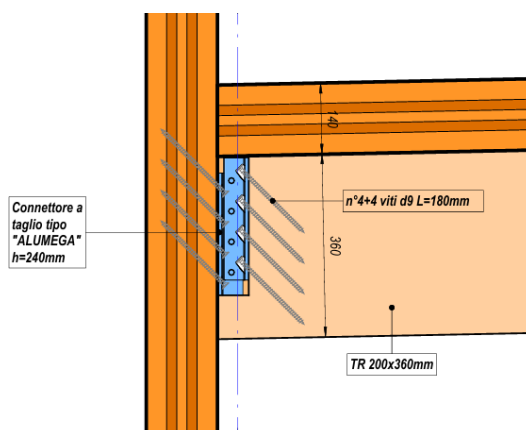


Fig. 30 – Appoggio trave pannello CLT

La resistenza della connessione a taglio risulta $R_{v,k} \text{ timber} = 122 \text{ kN}$

$$R_{v,d} = (R_{v,k} \times k_{mod}) / \gamma_M = (122 \times 0.8) / 1.35 = 72.30 \text{ kN}$$

H [mm]	$R_{v,k}$						$R_{ax,k}$			$R_{up,k}$
	$R_{v,k} \text{ screw}$				$R_{v,k} \text{ alu}$		$R_{ax,k} \text{ timber}^{(3)}$	$R_{ax,k} \text{ alu}$		$R_{up,k} \text{ timber}^{(2)}$
	$R_{v,k} \text{ timber}^{(1)(2)(4)}$				fissaggio totale	per bullone		fissaggio totale	per bullone	
	VGS Ø9 x 180 [kN]	VGS Ø9 x 240 [kN]	VGS Ø9 x 300 [kN]	$R_{tens,45,k}$ VGS Ø9 [kN]	MEGABOLT M12 [kN]	MEGABOLT M12 [kN]		MEGABOLT M12 [kN]	MEGABOLT M12 [kN]	
240	122	-	-	179	188	47,0	$38 + 0.8 \cdot F_{v,Ek}$	100	33,4	32
360	166	-	-	244	286	47,7	$57 + 0.8 \cdot F_{v,Ek}$	167	33,4	48
480	221	308	-	325	384	48,0	$76 + 0.8 \cdot F_{v,Ek}$	234	33,4	64
600	276	385	-	406	483	48,3	$94 + 0.8 \cdot F_{v,Ek}$	300	33,4	80
720	332	463	593	488	581	48,4	$113 + 0.8 \cdot F_{v,Ek}$	367	33,4	96
840	387	540	692	569	679	48,5	$132 + 0.8 \cdot F_{v,Ek}$	434	33,4	112

Fig. 31 – Alumega HV

La massima azione di taglio agente sulla connessione risulta $V_{Ed} = 53.64 \text{ kN}$

$$F.S. = V_{Ed} / V_{Rd} = 53.64 / 75.08 = 0.74 \text{ OK}$$

11.3 Appoggio di continuità trave su pilastri metallici

Dettaglio Appoggio Trave Continua

1 : 10

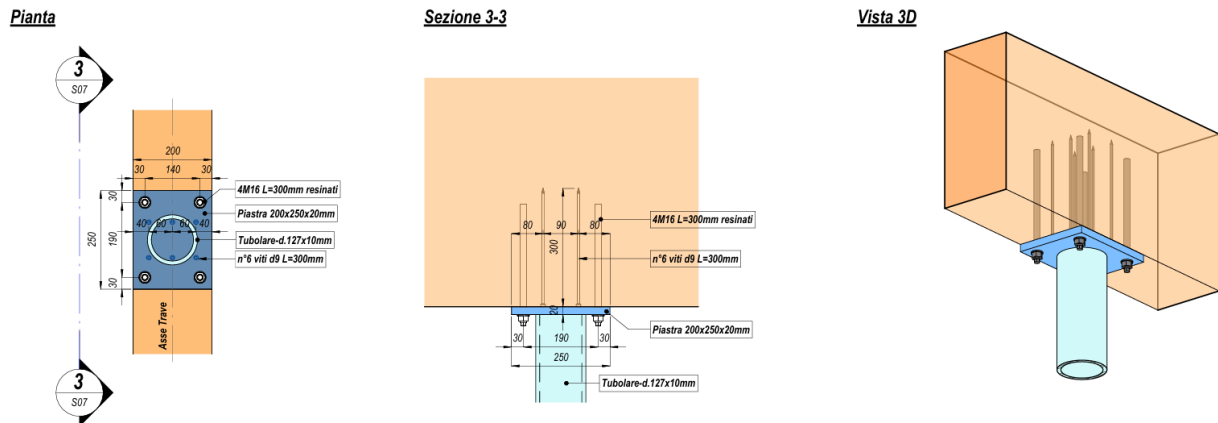


Fig. 32 – Appoggio di continuità

Viene verificata la trave a schiacciamento sugli appoggi di continuità sui pilastri metallici.

La massima azione assiale risulta $V_{Ed} = 128 \text{ kN}$

γ_M	1.35	
γ_{M1}	1.05	
$f_{c,90,k}$	2.5 MPa	
$k_{c,90}$	1.75	EC5 6.1.5 (2014)
b	200 mm	larghezza appoggio
l	250 mm	lunghezza appoggio (limite 400mm da EC5 6.1.5)
l_{ef1}	280 mm	
A_{ef1}	56000 mm ²	
n	6	numero viti
$F_{ax,k}$	20.2 kN	resistenza ad estrazione vite
$F_{ki,k}$	40.0 kN	resistenza ad instabilità vite
l_s	180 mm	
l_{ef2}	460 mm	
A_{ef2}	92000 mm ²	

Combo	$F_{c,Ed}$ [kN]	k_{mod}	$f_{c,90,d}$ [MPa]	$F_{v,d}$ [kN]	$F_{c,Rd}$ [kN]	COMPRESSIONE
Us6	128	0.8	1.5	12.0	217.2	0.59
SLV1	50	1	1.9	15.0	271.5	0.18
Qpu	41	0.6	1.1	9.0	162.9	0.25

11.4 Dettaglio Giunto di continuità TR 200x600mm

Si verifica il dettaglio del giunto di continuità riferito alla trave 200x600mm rappresentato di seguito:

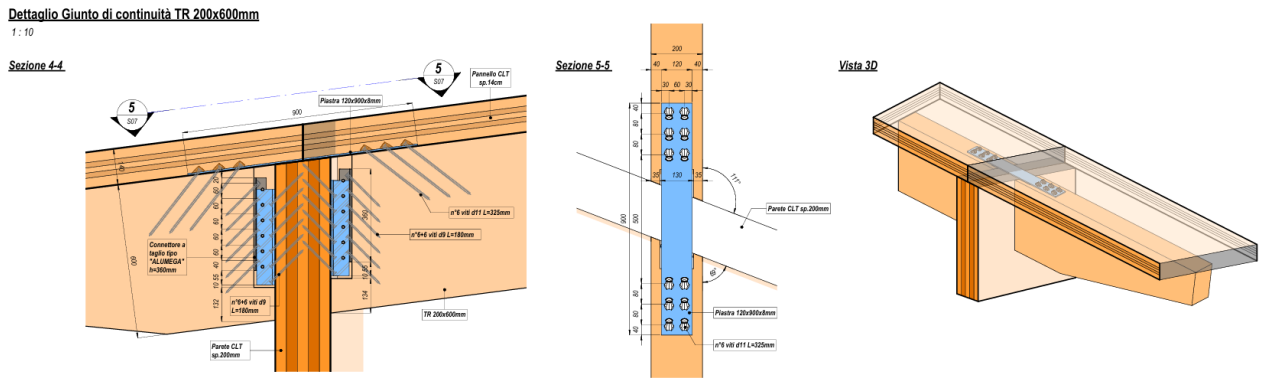


Fig. 33 – Dettaglio giunto di continuità

Le azioni di taglio nella connessione verticale e di momento sono rappresentate nello schema statico seguente:

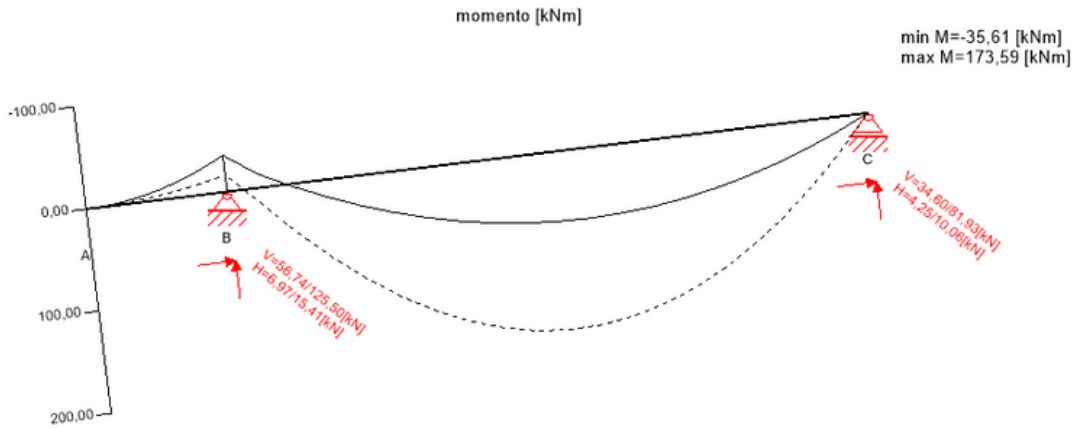


Fig. 34 - Azioni di design

$$V_{Ed}=125,50\text{ kN}$$

$$M_{Ed}=35,65\text{ kNm}$$

$$N_{Ed}=M_{Ed}/0,8h=35,65/(0,8 \times 0,6)=74,27\text{ kN}$$

Verifica a taglio della connessione

La connessione viene realizzata con n°2 Alumega JV (H 360mm) e viti VGS $\varnothing 9 \times 180$.

	R _{v,k}						R _{ax,k}			R _{up,k}	
H	R _{v,k} screw				R _{tens,45,k}	R _{v,k} alu		R _{ax,k} timber ⁽³⁾	R _{ax,k} alu		R _{up,k} timber ⁽²⁾
	R _{v,k} timber ⁽¹⁾⁽²⁾⁽⁴⁾			fissaggio totale		per bullone	fissaggio totale		per bullone		
	VGS Ø9 x 180	VGS Ø9 x 240	VGS Ø9 x 300	VGS Ø9		MEGABOLT M12	MEGABOLT M12		VGS Ø9	MEGABOLT M12	
[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
240	122	-	-	179	188	47,0	38 + 0,8·F _{v,Ek}	100	33,4	32	
360	166	-	-	244	286	47,7	57 + 0,8·F _{v,Ek}	167	33,4	48	
480	221	308	-	325	384	48,0	76 + 0,8·F _{v,Ek}	234	33,4	64	
600	276	385	-	406	483	48,3	94 + 0,8·F _{v,Ek}	300	33,4	80	
720	332	463	593	488	581	48,4	113 + 0,8·F _{v,Ek}	367	33,4	96	
840	387	540	692	569	679	48,5	132 + 0,8·F _{v,Ek}	434	33,4	112	

Fig. 35 - Alumega JV

$$R_{v,k}=166\text{ kN}$$

$$R_{v,d}=2 \times (R_{v,k} \times k_{mod})/\gamma_M=2 \times (166 \times 0,8)/1,35=196,74\text{ kN}$$

$$F.S.=V_{Ed}/R_{v,d}=125,50/196,74=0,64\text{ OK}$$

Verifica viti piastra a trazione

Sono utilizzate 6 VGS $\varnothing 11 \times 325$ con le seguenti caratteristiche meccaniche di resistenza a scorrimento:

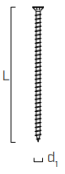
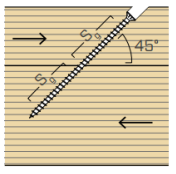
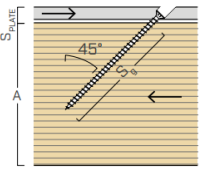
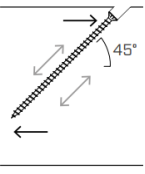
SCORRIMENTO											
geometria		legno-legno				acciaio-legno				trazione acciaio	
											
d_1 [mm]	L [mm]	S_g [mm]	A [mm]	B_{min} [mm]	$R_{V,k}$ [kN]	S_{PLATE} [mm]	S_g [mm]	A_{min} [mm]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{tens,45,k}$ [kN]	
11	80	25	35	50	2,46	18	60	60	5,89	26,87	
	100	35	40	55	3,44		80	75	7,86		
	125	48	50	65	4,67		105	95	10,31		
	150	60	60	75	5,89		130	110	12,77		
	175	73	65	80	7,12		155	130	15,22		
	200	85	75	90	8,35		180	145	17,68		
	225	98	85	100	9,58		205	165	20,13		
	250	110	95	110	10,80		230	185	22,59		
	275	123	100	115	12,03		255	200	25,04		
	300	135	110	125	13,26		280	220	27,50		
	325	148	120	135	14,49		305	235	29,96		
	350	160	130	145	15,71		330	255	32,41		
	375	173	140	155	16,94		355	270	34,87		
	400	185	145	160	18,17		380	290	37,32		
	425	198	155	170	19,40		405	305	39,78		
	450	210	165	180	20,63		430	325	42,23		
	475	223	175	190	21,85		455	340	44,69		
	500	235	180	195	23,08		480	360	47,14		
	525	248	190	205	24,31		505	375	49,60		
	550	260	200	215	25,54		530	395	52,05		
	575	273	210	225	26,76		555	410	54,51		
	600	285	215	230	27,99		580	430	56,96		
	650	305	230	245	29,96		-	-	-		
	700	330	250	265	32,41		-	-	-		
	750	330	250	265	32,41		-	-	-		
	800	380	285	300	37,32		-	-	-		
	850	405	300	315	39,78		-	-	-		
	900	430	320	335	42,23		-	-	-		
	950	455	335	350	44,69		-	-	-		
	1000	480	355	370	47,14		-	-	-		

Fig. 36 – VGS $\varnothing 11 \times L325$

$$R_{v,k}=29.96\text{kN}$$

$$R_{v,d} \text{ (singola vite)} = (R_{v,k} \times k_{mod}) / \gamma_M = (29.96 \times 0.8) / 1.35 = 17.75 \text{ kN}$$

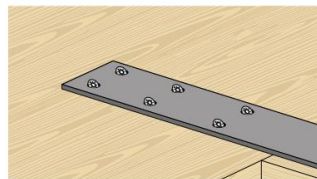
Il numero efficace delle viti risulta essere pari a 5.4

NUMERO EFFICACE PER VITI SOLLECITATE ASSIALMENTE

La capacità portante di un collegamento realizzato con più viti, tutte dello stesso tipo e dimensione, può essere minore della somma delle capacità portanti del singolo mezzo di unione.

Per una connessione con viti inclinate, la capacità portante caratteristica efficace a scorrimento per una fila di n viti è pari a:

$$R_{ef,v,k} = n_{ef,ax} \cdot R_{v,k}$$



Il valore di n_{ef} è riportato nella tabella sottostante in funzione di n (numero di viti in una fila).

n	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$n_{ef,ax}$	1,87	2,70	3,60	4,50	5,40	6,30	7,20	8,10	9,00

Fig. 37 – Numero efficace di viti utilizzate

$$R_{v,d} = 5.4 \times R_{v,d} \text{ (singola vite)} = 5.4 \times 17.75 = 95.85 \text{ kN}$$

$$F.S. = NEd / R_{v,d} = 74.27 / 95.85 = 0.77 \text{ OK}$$

Le verifiche delle connessioni risultano soddisfatte.

Prof. Ing. Antonio Capsoni
(Ord. Ing. di Como n.1488)

