

PROVINCIA DI BRESCIA

SETTORE DELL'EDILIZIA SCOLASTICA E DIREZIONALE

AREA DEL
TERRITORIO



PROGETTO ESECUTIVO

Intervento:

I.P.S.S.A.R. "MANTEGNA" – Via Ghislandi, 1
IN COMUNE DI BRESCIA

INTERVENTI ANTISISMICI E DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA

Oggetto:

Relazione di calcolo

Scala:

Numero:

DS01

Il Direttore del Settore dell'Edilizia Scolastica e Direzionale:

Dott. Arch. Giovan Maria Mazzoli

R.U.P.:

Direttore Lavori:

Dott. Arch. Margherita Colombini

Dott. Arch. Margherita Colombini

Progettista Architettonico

Progettista strutture e
coordinatore della sicurezza

Progettista Impianto Meccanico ed
Elettrico

Dott. Arch. Margherita Colombini,
Corso Matteotti n°8, 25122 Brescia
Tel. 030 3748807

Dott. Ing. Mauro Torquati. Via
Segheria n°3, 25062 Concesio
(BS), Tel. 030 2186162

Dott. Ing. Mauro Torquati. Via
Segheria n°3, 25062 Concesio (BS),
Tel. 030 2186162

Dott. Ing. Laura Boldi. Via G.
Rosa n°5, 25050 Passirano
(BS), Tel. 339 7200361

Nome File:

Redatto da:

Verificato da:

Dott. Ing. Mauro Torquati

Dott. Ing. Anna Rita Zecca
Corso Matteotti n°8, 25122 Brescia
Tel. 030 3748592

Data:

Data e numero revisione

Giugno 2021



INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	Documentazione progettuale di riferimento	5
1.2	Normative di riferimento	5
1.3	Bibliografia.....	6
2	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA E DEGLI INTERVENTI	7
3	METODO, CODICI E CRITERI DI CALCOLO	12
3.1	Criteri specifici per la valutazione della sicurezza sismica	14
3.1.1	Stati limite di riferimento considerati	14
3.1.2	Metodo d'analisi e criteri di verifica	14
3.1.3	Fattore di comportamento q	15
4	CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	16
4.1	Terreno di fondazione.....	16
4.2	Materiali ad uso strutturale e resistenze di calcolo	16
4.3	Livello di conoscenza, fattore di confidenza, resistenze dei materiali esistenti.....	19
	AZIONI DI RIFERIMENTO	26
4.4	Azioni per opere civili e industriali	26
4.4.1	Pesi propri dei materiali strutturali (G1)	26
4.4.2	Carichi permanenti non strutturali (G2).....	26
4.4.3	Carichi di precompressione (P).....	27
4.4.4	Carichi variabili (Qk)	27
4.5	Azioni ambientali	27
4.5.1	Azione sismica	27
4.5.2	Azione della neve.....	33
4.5.3	Azione del vento	35
4.6	COMBINAZIONI DI CARICO	42
5	VERIFICHE DI SICUREZZA	46
5.1	Valutazione della sicurezza strutture esistenti	46
5.1.1	Solaio di sottotetto	46
5.1.2	Copertura	53
5.2	Verifiche di sicurezza nuovo diaframma di piano	84



5.2.1	Correnti e lesene	85
5.2.2	Spinotti a taglio	90
5.2.3	Pannelli in multistrato fenolico	91
5.2.4	Tiranti anti-ribaltamento delle murature nel fuori piano	93
5.2.5	Verifiche di rigidezza	93
5.2.6	Validazione modello di calcolo e accettabilità dei risultati ottenuti	94
5.3	Valutazione dei meccanismi di collasso locale pre e post intervento	98



1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la progettazione esecutiva degli interventi di manutenzione straordinaria della scuola Mantegna di via Ghislandi n°1 a Brescia.

L'intervento strutturale riguarda una porzione limitata del fabbricato. Si intende realizzare un rinforzo a livello del piano di sottotetto in grado di migliorare il comportamento scatolare dell'intero edificio ed eseguire alcuni rinforzi locali sugli elementi esistenti delle capriate.

Di seguito seguente si riportano alcune immagini di inquadramento dell'edificio oggetto di intervento.



Figura 1 – Immagini di inquadramento del fabbricato oggetto di intervento

Si sono eseguiti più sopralluoghi finalizzati alla verifica della rispondenza geometrica dell'edificio con la documentazione fornita dalla stazione appaltante, alla verifica dello stato di conservazione delle strutture compresa la valutazione dell'eventuale stato fessurativo esistente. Sono stati inoltre eseguiti ulteriori rilievi al fine di ottenere tutte le informazioni necessarie alla progettazione.

Ai sensi delle norme tecniche per le costruzioni del 2018, l'intervento può essere inquadrato come “intervento locale”.



Si riporta l'estratto del cap. 8.4.1 di interesse per il caso in esame:

“Gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura. Essi non debbono cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a conseguire una o più delle seguenti finalità:

- ripristinare, rispetto alla configurazione precedente al danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate;*
- migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;*
- **impedire meccanismi di collasso locale;***
- modificare un elemento o una porzione limitata della struttura.*

Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati, documentando le carenze strutturali riscontrate e dimostrando che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non vengano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti.

La relazione di cui al § 8.3 che, in questi casi, potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento e a quelle con esse interagenti, dovrà documentare le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti, ed indicare le eventuali conseguenti limitazioni all'uso della costruzione.

Nel caso di interventi di rafforzamento locale, volti a migliorare le caratteristiche meccaniche di elementi strutturali o a limitare la possibilità di meccanismi di collasso locale, è necessario valutare l'incremento del livello di sicurezza locale.”

L'intervento in oggetto prevede specificatamente **l'impedimento dei meccanismi di collasso locale** tipici degli edifici in muratura, quali il ribaltamento fuori piano delle pareti.

La procedura di valutazione dello stato di fatto e del progetto è eseguita in accordo al capitolo 8 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018.

1.1 Documentazione progettuale di riferimento

Per le analisi, le valutazioni e i calcoli qui non specificatamente riportati si rimanda alle relazioni specialistiche e al materiale allegato alla documentazione progettuale:

- [1] Progetto architettonico. Ing. Mauro Torquati, Gennaio 2021;
- [2] Verifica di vulnerabilità sismica dell'I.P.S.S.A.R. Mantegna, via Ghislandi 1, Brescia. Arch. Fausto Baresi, Ing. Riccardo Manfredi, B+M Associati S.r.l., Aprile 2019;
- [3] Indagini diagnostiche sui materiali, START Apps SRL Unipersonale Via Sanson 49/51 Brescia, Febbraio 2019;
- [4] Relazione geologica e geotecnica, Geol. Federico Mori, Marzo 2019;
- [5] Relazione sopralluogo del 17.04.2019, Ing. Stefano Bergomi, Via A. Boito, n. 4, 25123 Brescia. Relazione per cedimento localizzato della pavimentazione esistente.

1.2 Normative di riferimento

Le analisi, le valutazioni e i calcoli contenuti nella presente relazione sono conformi alle normative e linee guida elencate nel seguito:



- [1] Legge 5/11/1971, n. 1086 – “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- [2] Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 11951, 14/02/1974 - “Istruzioni relative alla Legge 5 novembre 1971”;
- [3] Legge 02/02/1974, n. 64 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- [4] D.M. 16/02/2007 – “Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione – G.U. n.74 del 29/03/2007 – Suppl. Ordinario n.87”;
- [5] D.M. 17/01/2018 – “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni (NTC2018)»”;
- [6] Circolare 11/02/2019, n. 35 – “Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- [7] D.P.R. 06/06/2001 n. 380 - "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia".

Conformemente a quanto previsto dal paragrafo 12 del D.M. 17.01.2018 si sono considerati anche i seguenti riferimenti tecnici che si intendono coerenti con i principi del D.M. stesso:

- [8] Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici (2005);
- [9] Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 3: Strutture di contenimento liquidi (2006);
- [10] Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici (2005);
- [11] Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti (2005);
- [12] Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici (2005);
- [13] Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (2005);
- [14] Benestare tecnico europeo ETA-11/0493 del 3 Febbraio 2017
Linea guida per il Benestare Tecnico Europeo di “Ancoraggi metallici da utilizzare nel calcestruzzo”
ETAG 001 Allegato C: “Ancoraggi metallici nel calcestruzzo”, Aprile 2013.

1.3 Bibliografia

- [15] Non presente

Nei paragrafi successivi, le informazioni acquisite dai documenti di riferimento di cui sopra, quindi riportate nel contenuto della presente relazione, sono citate con la rispettiva referenza “[n°]”.



2 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA E DEGLI INTERVENTI

L'edificio, risalente ai primi del '900, è composto da un piano seminterrato e da due livelli fuori terra con una superficie in pianta di circa 520 mq ed un'altezza di circa 16.5 m.

Le strutture verticali sono composte da murature portanti realizzate in muratura in pietra a spacco di buona tessitura con ricorsi in mattoni ogni 2/3 corsi di pietra, tale assunzione è stata avvalorata dal rilievo effettuato con termocamera presente nelle relazione di indagine fornita [3]. Gli spessori di tali murature variano a seconda del livello considerato: piano seminterrato spessori tra 60 a 70 cm, piano terra 60 cm, piano primo tra 50 cm. I primi due orizzontamenti sono stati sostituiti probabilmente negli anni 60/70 e sono realizzati con travi IPE 240 a passo 100 cm con voltini in laterizio, mentre l'ultimo impalcato ed il manto di copertura sono realizzati in legno.

Si riportano nelle seguenti immagini le piante dei tre livelli.

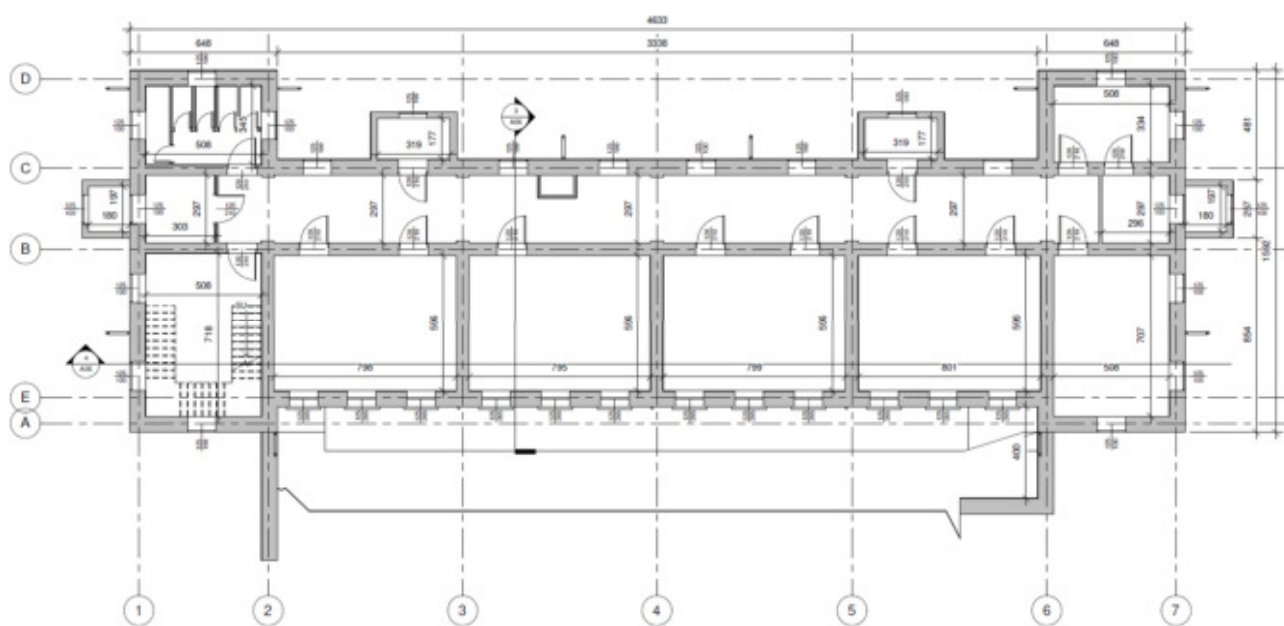


Figura 2 – Pianta piano interrato

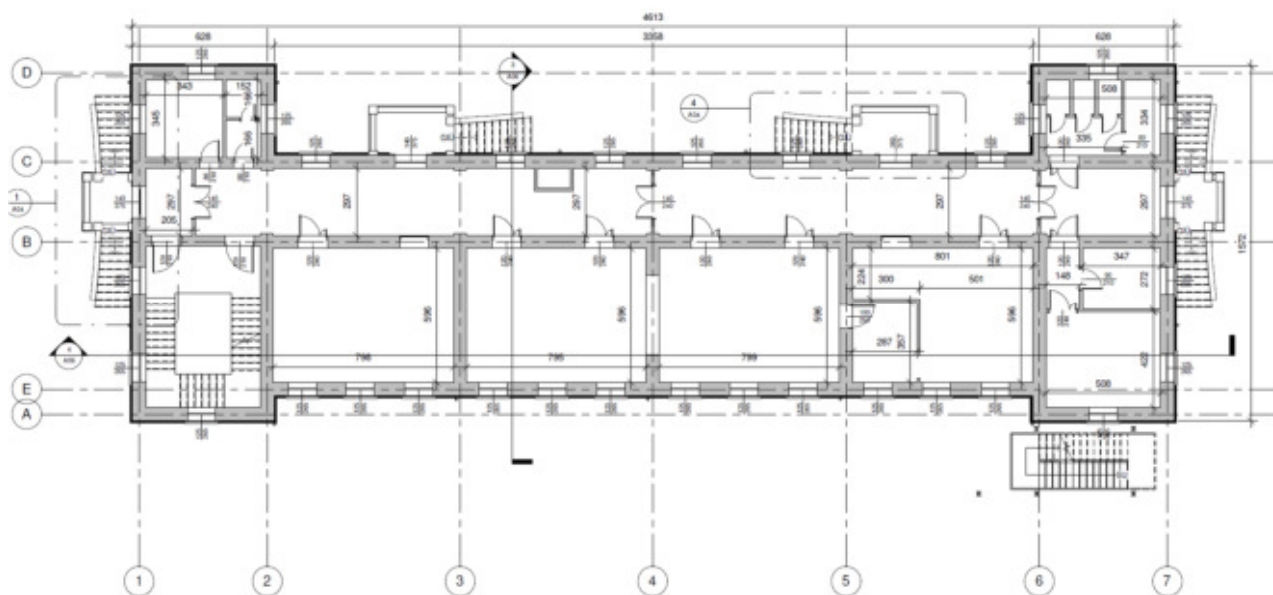


Figura 3 – Pianta piano rialzato

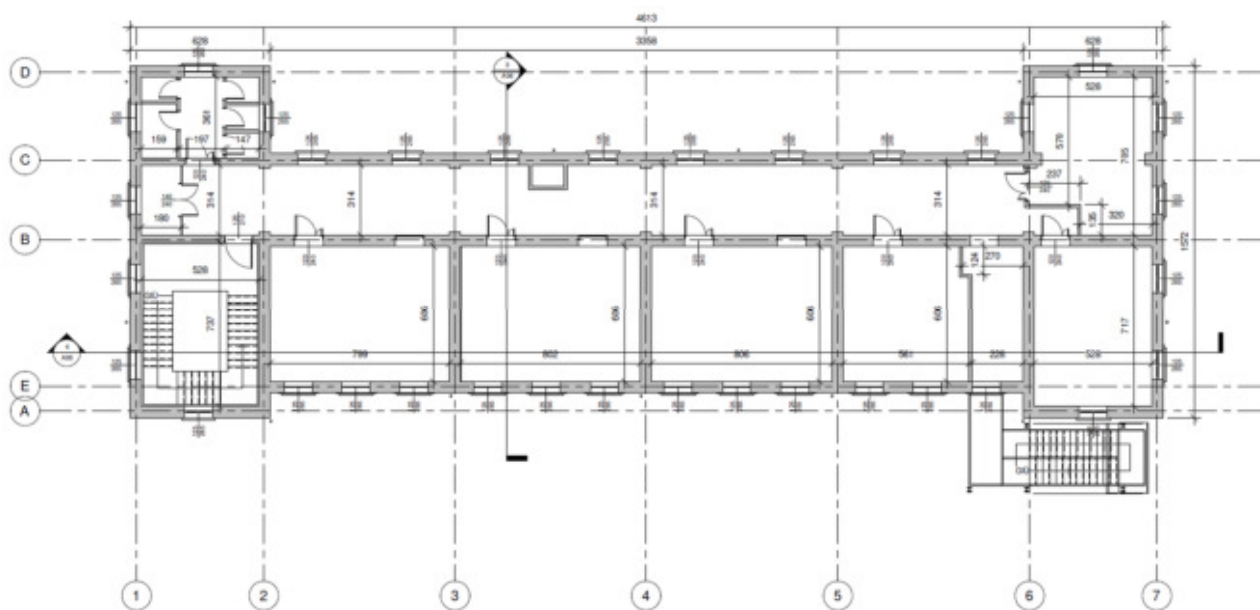


Figura 4 – Pianta piano primo

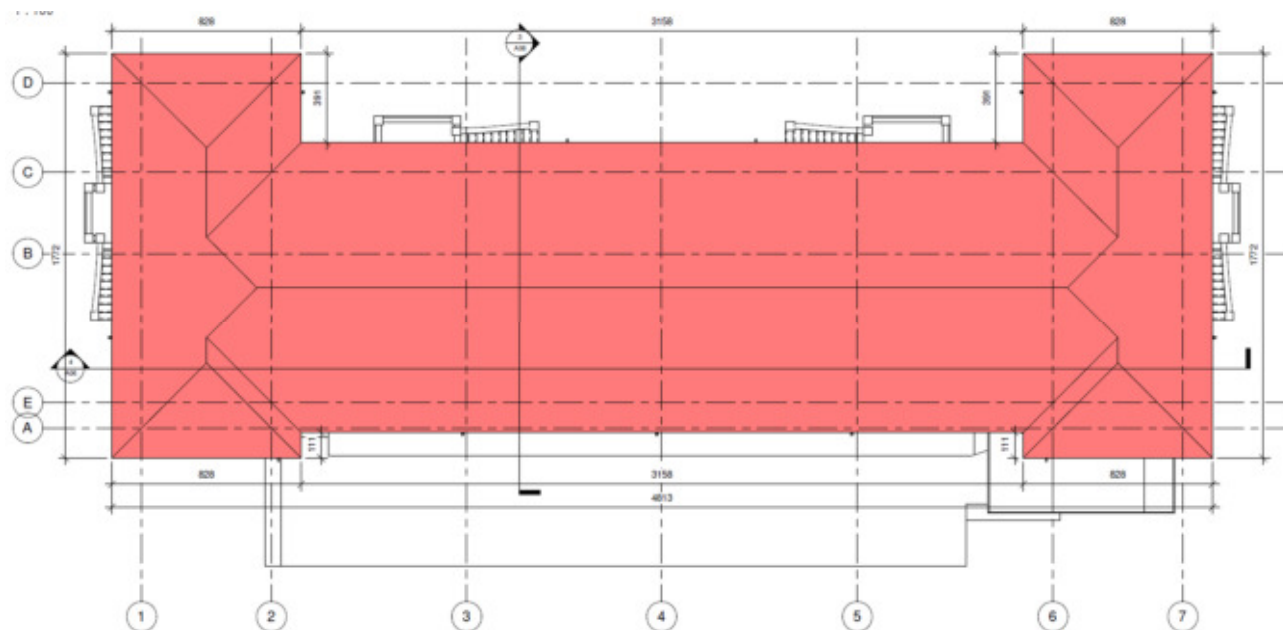


Figura 5 – Pianta di copertura

Nella figura seguente si riporta infine una pianta della copertura, per comprenderne l'orditura e l'organizzazione strutturale. Si specifica come i travetti della copertura non siano per lo più continui da gronda a colmo, ma siano spezzati in corrispondenza della terza.

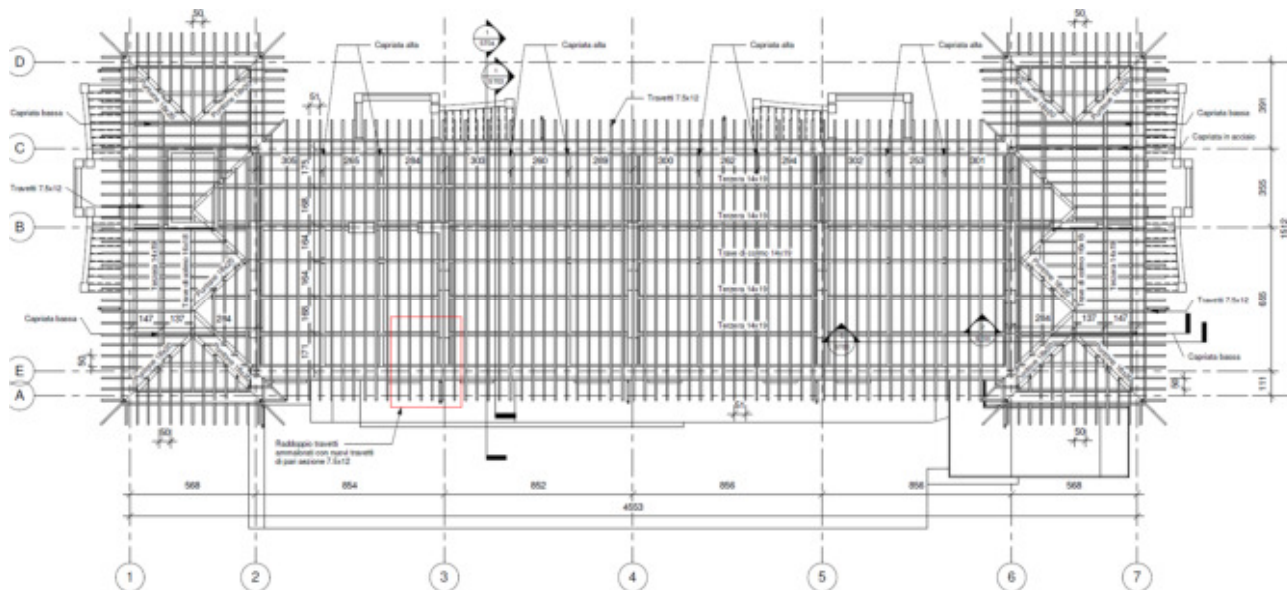


Figura 6 – Orditura della copertura

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici, parte integrante della presente relazione di calcolo.



Durante i sopralluoghi effettuati si è potuto constatare che l'edificio è in buono stato di conservazione e manutenzione, non si evidenziano, per quanto è stato possibile visionare, quadri fessurativi tali da presagire deficit strutturali e/o problemi statici.

L'intervento prevede l'irrigidimento dell'impalcato di sottotetto esistente utilizzando pannelli multistrato fenolici di spessore totale pari a 30mm. Tali pannelli sono fissati alla struttura esistente tramite chiodatura/avvitatura a piatti e profili a L in acciaio, questi ultimi ancorati alla muratura esistente tramite spinotti in acciaio. I pannelli sono uniti fra loro attraverso bandelle metalliche chiodate, secondo lo schema proposto in figura. Si è deciso di intervenire al piano di sottotetto piuttosto che in copertura in quanto l'intervento risulta più efficace per la funzione che deve svolgere. La quota di imposta della copertura rispetto al piano di sottotetto differisce solamente infatti di circa 80cm.

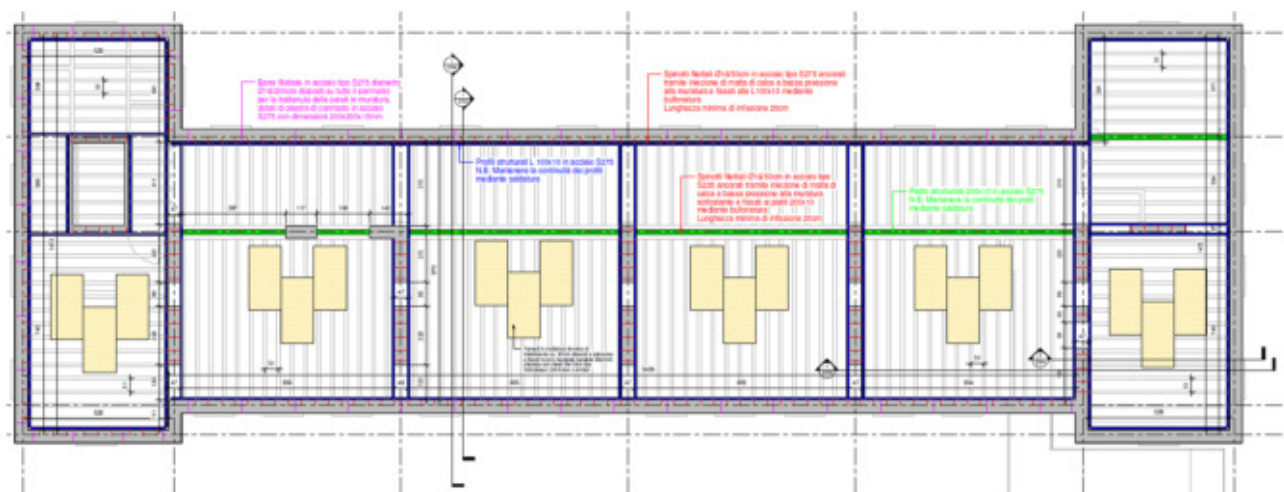


Figura 7 – Pianta del sottotetto con indicazione dell'intervento

Relativamente i travetti di copertura, probabilmente a causa di una infiltrazione di acqua, sono presenti alcuni travetti ammalorati. Se ne prevede il raddoppio mediante affiancamento a quelli esistenti.

Oltre agli interventi sopra descritti, si prevedono anche una serie di rinforzi locali sulle capriate esistenti, al fine di assicurare un corretto trasferimento delle sollecitazioni nelle zone di connessione fra gli elementi strutturali primari. Nella figura seguente si riportano le immagini degli interventi previsti.

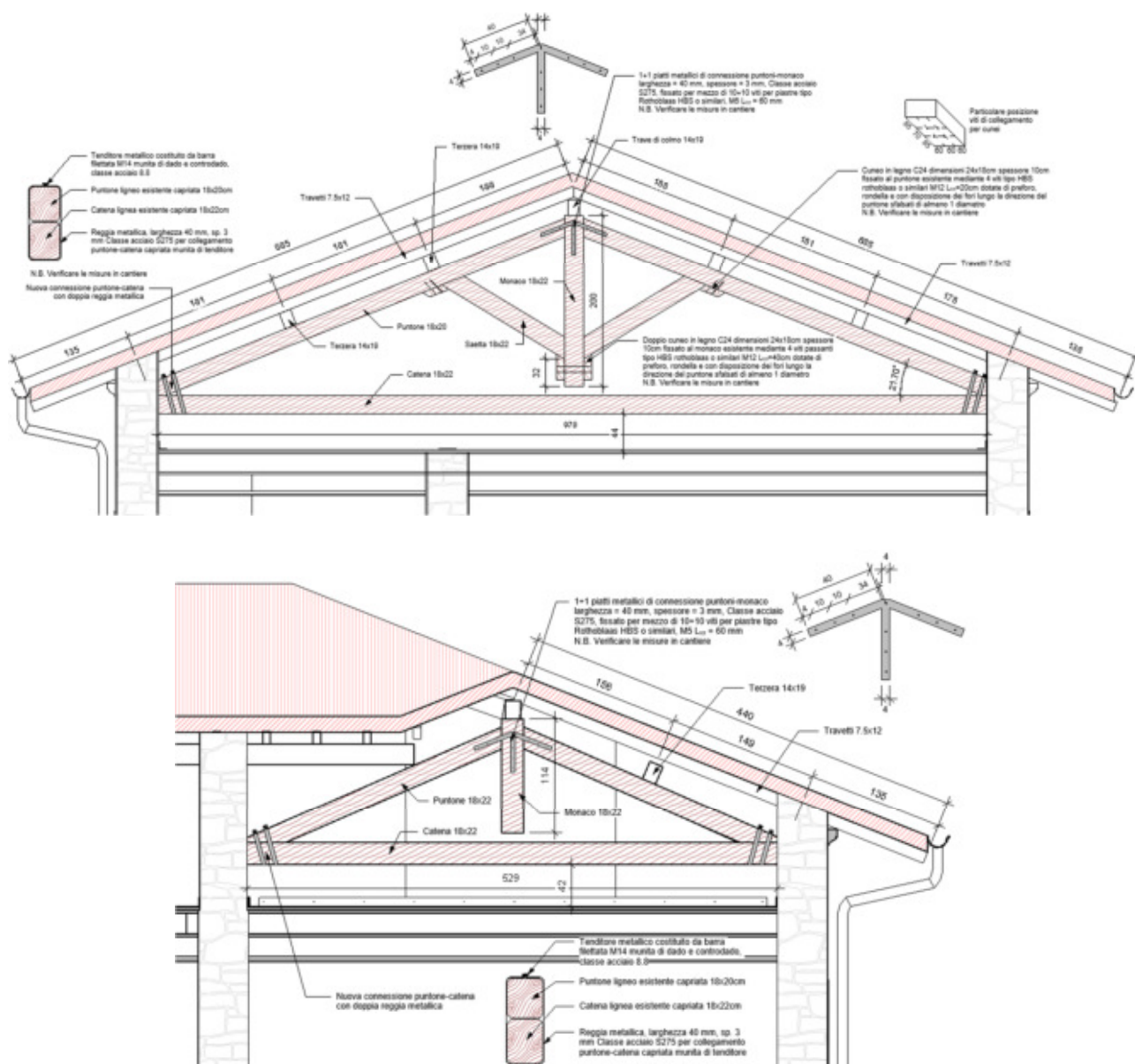


Figura 8 – Indicazione degli interventi di rinforzo dei nodi delle capriate

Data la grande variabilità della conformazione delle capriate allo stato di fatto, sarà necessario in fase esecutiva valutare puntualmente l'intervento in funzione della situazione riscontrata.

Per maggiori dettagli si vedano le indicazioni presenti nelle tavole di progetto.



3 METODO, CODICI E CRITERI DI CALCOLO

I calcoli sono stati condotti adottando il metodo semiprobabilistico agli stati limite; sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo (anche sotto l'azione sismica) e allo stato limite di esercizio. Per quanto riguarda le azioni sismiche sono state esaminate anche le deformazioni relative.

La schematizzazione della procedura progettuale adottata può essere così sinteticamente riassunta:

- Individuazione della classe d'uso dell'opera e della sua vita utile;
- Definizione delle azioni agenti in condizioni statiche e dinamiche attraverso l'individuazione delle condizioni di carico;
- Predisposizione delle combinazioni di carico (con i relativi coefficienti di combinazione) per i vari stati limite considerati;
- Stima dell'involuppo delle azioni agenti;
- Predimensionamento delle membrature strutturali;
- Eventuale applicazione dei criteri della gerarchia delle resistenze e scelta delle soluzioni strutturali che impediscono rotture fragili;
- Verifica della funzionalità allo stato limite di danno delle strutture progettate.

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli stati limite sopra definiti in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme; in quanto intervento su edificio esistente, il riferimento sarà il capitolo 8 delle NTC 2018, il quale specifica come per edifici esistente sia sufficiente limitare le valutazioni della sicurezza unicamente agli stati limite ultimi.

In particolare si verificherà:

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU e SLV) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dalle NTC per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati saranno riportati nel seguito;
- la robustezza nei confronti di opportune azioni accidentali in modo da evitare danni sproporzionati in caso di incendi, urti, esplosioni, errori umani.

Per quando riguarda le fasi costruttive intermedie la struttura non risulta sollecitata in maniera più gravosa della fase finale.

L'analisi strutturale condotta è stata del tipo **statica lineare** per i carichi gravitazionali e sismici.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale. Tali codici sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

In particolare, sono stati utilizzati i seguenti programmi di calcolo:

Midas GEN 2020

Caratteristiche: Programma di calcolo strutturale agli elementi finiti che esegue il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono e/o bidimensionali anche con non linearità di materiale o con effetti dinamici

Produttore: Midas Information Technology co

Distributore: CSP Fea

Versione: 1.2



VcaSlu, Profili V6, 1CAMP, Telaio2D, TraveConDwg, SIMQKE GR, Muro

Caratteristiche: Programmi di calcolo strutturale per la verifica di sezioni in c.a., l'analisi di profili in acciaio, l'analisi di strutture bidimensionali agli elementi finiti, l'analisi di soluzioni di trave continua, la generazione di accelerogrammi artificiali, l'analisi di muri controterra

Produttore: Prof. Piero Gelfi (Università di Brescia)

Distributore: Distribuzione libera – Vietata la vendita

CA.LI.ffe.

Caratteristiche: Valutazione del carico limite delle fondazioni superficiali

Produttore: Software sviluppato in rete dagli utenti Zax2013, Afazio e Reversi. Per maggiori informazioni visitare <http://bar-ingegneria.forumfree.it>

Distributore: Distribuzione libera – Vietata la vendita

Versione: 1.1 – Agosto 2015

Fixperience

Caratteristiche: Programma di calcolo per la verifica di ancoranti

Produttore: Fischer Italia SRL

Distributore: Fischer Italia SRL

Hilti PROFIS Anchor Channel

Caratteristiche: Programma di calcolo per la verifica degli ancoraggi tramite profili canale

Produttore: Hilti

Distributore: Hilti

MY PROJECT Calculation software

Caratteristiche: Programma di calcolo per la verifica di ancoraggi metallici tra elementi lignei e in calcestruzzo

Produttore: Rothoblaas

Distributore: Rothoblaas

Versione: 4.20

Il sottoscritto ha esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. Tale documentazione, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati.

Il sottoscritto, inoltre, ha verificato l'affidabilità del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

La valutazione dell'attendibilità del software ha, inoltre, compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo dimensionamento della struttura.

Ciascuna verifica, la cui “domanda” (sollecitazioni da analisi E_d) risulti maggiore della “capacità” (resistenze R_d), si ritiene non soddisfatta. Sono soddisfatte quelle verifiche per cui il **fattore di sicurezza (FS)**, dato dal rapporto tra sollecitazione e resistenza, è minore di 1. Per soddisfare tale condizione, i valori delle azioni sollecitanti e i valori di resistenza degli elementi dovranno pertanto rispettare la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$



3.1 Criteri specifici per la valutazione della sicurezza sismica

3.1.1 Stati limite di riferimento considerati

Per edifici esistenti, sotto l'effetto delle azioni sismiche, è consentito garantire il rispetto dei soli stati limite ultimi, individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso.

Si riporta la seguente indicazione normativa (cap. 8.3 D.M. 17/01/2018 - NTC 2018):

“La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.

Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al § 7.3.6”.

Pertanto la valutazione della sicurezza può essere eseguita nei confronti del solo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

3.1.2 Metodo d'analisi e criteri di verifica

Come già anticipato, per analizzare la risposta sismica degli interventi in oggetto, si sceglie di adottare il metodo dell'analisi statica lineare, attenendosi alle specifiche istruzioni espresse dalle NTC 2018.

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare la domanda sismica nel caso di comportamento strutturale sia non dissipativo sia dissipativo. In entrambi i casi, la domanda sismica è calcolata, quale che sia la modellazione utilizzata per l'azione sismica, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto, per ogni stato limite, assumendo per il fattore di comportamento q .

L'analisi lineare statica consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino specifici requisiti, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per il caso specifico, a favore di sicurezza, si considererà un periodo di vibrazione compreso tra T_B e T_C , in modo da massimizzare le accelerazioni sismiche in gioco.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum z_j W_j}$$

dove:

$F_h = S_d(T_1) W \lambda / g$

F_i è la forza da applicare alla massa i -esima;

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j ;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j ;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se $T_1 < 2T_C$ e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1,0 in tutti gli altri casi;
 g è l'accelerazione di gravità.

Per gli edifici, gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo.



3.1.3 Fattore di comportamento q

Per il calcolo delle azioni sollecitanti allo SLV per il dimensionamento del diaframma di piano, si adotta un valore del fattore di comportamento **q=2.0**.

Tale valore deriva dalle seguenti considerazioni contenute nei par. 7.3.1 e 7.8.3.1 delle NTC 2018:

$$q = 1.75 \alpha_w / \alpha_1 = 1.75 \times 1.7 = 2.975$$

Tenuto conto della necessaria sovrarresistenza da assegnare all'impalcato ($g = 1.3$), si ottiene:

$$q = 2.975 / 1.3 = 2.29 \quad \rightarrow \quad \text{Si adotta } q = 2.0$$



4 CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

4.1 Terreno di fondazione

I parametri del terreno di fondazione ai fini sismici sono desunti dalla relazione geologica prodotta dal Geol. Federico Mori [4].

Si classifica il terreno con **categoria di sottosuolo ai fini sismici di tipo C** e una categoria topografica **T1**, essendo in prossimità di una superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i non maggiore di 15° .

Si riportano nel seguito le tabelle per la caratterizzazione della categoria di sottosuolo e per la definizione della categoria topografica ai sensi delle NTC18 (Tabella 1 e Tabella 2).

Tabella 1 – Categorie di sottosuolo di riferimento.

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
<u>C</u>	<u>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</u>
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m

Tabella 2 – Categorie topografiche.

Categoria	Descrizione
<u>T1</u>	<u>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i non maggiore di 15°</u>
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media compresa tra 15° e 30°
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

4.2 Materiali ad uso strutturale e resistenze di calcolo

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

- **Pannelli multistrato pino fenolico** spessore 30mm;
- **Chiodi e viti** tipo Rothoblaas o similari;
- **Acciaio** strutturale tipo **S275JR**;



Nelle tabelle seguenti, si riportano le caratteristiche di maggiore interesse dei materiali utilizzati per gli elementi di nuova costruzione.

Tabella 3 – Proprietà calcestruzzo gettato in opera classe C32/40.

Acciaio S275JR	
Resistenza caratteristica a snervamento f_{yk}	275 MPa
Tensione caratteristica a rottura f_{tk}	430MPa
Modulo di Young E_{cm}	200GPa
Coefficiente di Poisson ν	0.3
Densità ρ	78.5kN/mc












Table 3-5. Conifer plywood, thin veneers							Characteristic strength						Mean modulus of elasticity			
	Section properties						Bending		Compression		Tension		Bending		Tension and compression	
	Lay-up	Nominal thickness	Number of plies	t mean mm	A mm²/mm	W mm³/mm	I mm⁴/mm	$f_{m \parallel}$ N/mm²	$f_{m \perp}$ N/mm²	$f_{c \parallel}$ N/mm²	$f_{c \perp}$ N/mm²	$f_{t \parallel}$ N/mm²	$f_{t \perp}$ N/mm²	$E_{m \parallel}$ N/mm²	$E_{m \perp}$ N/mm²	$E_{t/c \parallel}$ N/mm²
	4	3	3.6	3.6	2.16	3.89	37.6	6.0	22.0	14.0	17.1	10.9	12235	765	7944	5056
	6.5	5	6.4	6.4	6.83	21.8	29.1	16.6	20.3	15.8	15.8	12.3	9462	3538	7313	5688
	9	7	9.2	9.2	14.1	64.9	26.0	18.3	19.6	16.4	15.2	12.8	8465	4535	7065	5935
	12	9	12.0	12.0	24.0	144	24.5	19.0	19.2	16.8	14.9	13.1	7963	5037	6933	6067
	15	11	14.8	14.8	36.5	270	23.6	19.3	19.0	17.0	14.8	13.2	7683	5337	6851	6149
	18	13	17.6	17.6	51.6	454	23.0	19.5	18.8	17.2	14.6	13.4	7464	5536	6795	6205
	21	15	20.4	20.4	69.4	707	22.5	19.6	18.7	17.3	14.5	13.5	7323	5677	6755	6245
	24	17	23.2	23.2	89.7	1041	22.2	19.7	18.6	17.4	14.5	13.5	7218	5782	6724	6276
	27	19	26.0	26.0	113	1465	22.0	19.7	18.6	17.4	14.4	13.6	7137	5863	6700	6300
	30	21	28.8	28.8	136	1991	21.8	19.8	18.5	17.5	14.4	13.6	7072	5926	6681	6319

Table 3-10. Conifer plywood, thin veneers								
Nominal thickness	Characteristic strength				Mean modulus of rigidity			
	Panel shear		Planar shear		Panel shear		Planar shear	
	$f_{v \parallel}$	$f_{v \perp}$	$f_{r \parallel}$	$f_{r \perp}$	$G_{v \parallel}$	$G_{v \perp}$	$G_{r \parallel}$	$G_{r \perp}$
mm	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
4	7.0	7.0	1.77	—	530	530	56	—
6.5	7.0	7.0	2.05	1.14	530	530	66	41
9	7.0	7.0	1.72	1.51	530	530	69	52
12	7.0	7.0	1.78	1.42	530	530	69	57
15	7.0	7.0	1.68	1.53	530	530	69	59
18	7.0	7.0	1.71	1.50	530	530	69	61
21	7.0	7.0	1.66	1.55	530	530	69	62
24	7.0	7.0	1.68	1.53	530	530	69	63
27	7.0	7.0	1.65	1.56	530	530	68	63
30	7.0	7.0	1.66	1.54	530	530	68	64

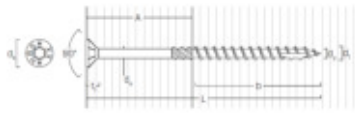
Figura 9 – Caratteristiche meccaniche dei pannelli in multistrato fenolico

GEOMETRIA E CARATTERISTICHE MECCANICHE | LBA

Diametro nominale	d_f	[mm]	4	6
Diametro testa	d_s	[mm]	8,00	12,00
Diametro esterno	d_e	[mm]	4,40	6,65
Spessore testa	t_s	[mm]	1,40	2,00
Diametro preforo	d_p	[mm]	3,0	4,5
Momento caratteristico di acciamento	$M_{k,s}$	[Nm]	6,5	19,0
Parametro caratteristico di resistenza ad estrazione	$f_{k,s}$	[N/mm ²]	7,5	7,5
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{t,k,s}$	[N]	6,9	11,4

geometria		TAGLIO acciaio-legno (1)										TRAZIONE estrazione filetto (2)	
d_f	L	b	$R_{k,s}$ [N]										$R_{k,s}$ [N]
[mm]	[mm]	[mm]											
4	40	30		2,05	2,03	2,02	2,00	1,98	1,95	1,90	1,90	0,97	
	50	40		2,54	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54	1,30	
	60	50	$f_{k,s}$ 2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	1,62	
	75	60	$f_{k,s}$ 2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	1,94	
	100	80	$f_{k,s}$ 2,99	2,99	2,99	2,99	2,99	2,99	2,99	2,99	2,99	2,59	
	80	50	$f_{k,s}$ 2,59	2,57	2,57	2,57	2,57	2,57	2,57	2,57	2,57	2,45	
6	80	70	$f_{k,s}$ 3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	3,40	
	100	80	$f_{k,s}$ 4,30	4,30	4,30	4,30	4,30	4,30	4,30	4,30	4,30	3,89	



GEOMETRIA E CARATTERISTICHE MECCANICHE									
									
Diametro nominale	d_1	[mm]	3,5	4	4,5	5	6	8	10
Diametro testa	d_2	[mm]	7,00	8,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00
Diametro nocciuolo	d_3	[mm]	2,25	2,55	2,80	3,40	3,95	5,40	6,40
Diametro gambo	d_4	[mm]	2,45	2,75	3,35	3,65	4,30	5,80	6,90
Spessore testa	L	[mm]	2,20	2,80	2,80	3,30	4,50	5,80	7,20
Diametro preforo	d_5	[mm]	2,0	2,5	3,0	3,0	4,0	5,0	6,0
Momento caratteristico di snervamento	$M_{0,2}$	[Nm]	2143	3033	4119	5407	9494	20057	35830
Parametro caratteristico di resistenza ad estrazione	f_{ax}	[N/mm²]	11,7	11,7	11,7	11,7	11,7	11,7	11,7
Parametro caratteristico di penetrazione della testa	f_{pen}	[N/mm²]	10,5	10,5	10,5	10,5	10,5	10,5	10,5
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{t,k}$	[MPa]	5,8	5,0	6,4	7,9	11,3	20,1	31,4

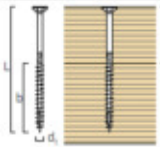
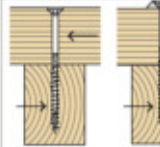
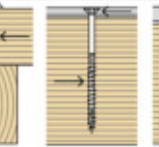
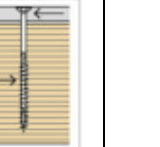

TAGLIO									
geometria	legno-legno	legno-legno con rondella	acciaio-legno piastra sottile ⁽²⁾	acciaio-legno piastra spessa ⁽³⁾					
									
d_1 [mm]	L [mm]	b [mm]	A [mm]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]
80	52	28		2,59	3,31		4,00		5,11
100	52	48		3,28	4,00		4,00		5,11
120	60	60		3,28	4,20		4,20		5,31
140	60	80		3,28	4,20		4,20		5,31
160	80	80		3,28	4,45		4,70		5,81
180	80	100		3,28	4,45		4,70		5,81
200	80	120		3,28	4,45		4,70		5,81
220	80	140		3,28	4,45		4,70		5,81
240	80	160		3,28	4,45		4,70		5,81
260	80	180		3,28	4,45		4,70		5,81
280	80	200		3,28	4,45		4,70		5,81
300	100	200		3,28	4,45		5,21		6,32
320	100	220		3,28	4,45		5,21		6,32
340	100	240		3,28	4,45		5,21		6,32
360	100	260		3,28	4,45		5,21		6,32
380	100	280		3,28	4,45		5,21		6,32
400	100	300		3,28	4,45		5,21		6,32
440	100	340		3,28	4,45		5,21		6,32
480	100	380		3,28	4,45		5,21		6,32
520	100	420		3,28	4,45		5,21		6,32

Figura 10 – Caratteristiche meccaniche delle viti e dei chiodi considerati

Si riportano quindi le resistenze di calcolo utilizzate per i differenti materiali:

- per l'**acciaio strutturale**, di classe **S275JR**, considerando un coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza $\gamma_s = 1.05$, la resistenza di calcolo vale:
 - $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 275/1.05 = 261.9$ MPa: resistenza di calcolo dell'acciaio di armatura.
- per il **pannello in multistrato fenolico**, considerando un coefficiente parziale di sicurezza per legno lamellare incollato $\gamma_{M1} = 1.45$ e delle unioni $\gamma_{M2} = 1.50$, i valori di calcolo X_d di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) sono definite dalla relazione $X_d = (k_{mod} \times X_k)/\gamma_M$. Nella tabella seguente si riportano i valori del coefficiente k_{mod} , dipendenti dalla durata del carico agente e dall'umidità dell'ambiente.



Tabella 4 – Valori di k_{mod} in funzione della classe di servizio e di durata del carico

Materiale	Riferimento		Classe di servizio	Classe di durata del carico				
				Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio Legno lamellare incollato	EN 14081-1 EN 14080		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
			2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
			3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	EN 636	Parti 1, 2, 3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Parti 2, 3	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Parte 3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		OSB/3 - OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
			2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Pannello di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
		MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
			2	-	-	-	0,45	0,80
	EN 622-5	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80

Per il caso in esame, la resistenza a taglio dei pannelli è così calcolata:

- $f_{vd} = (k_{mod} \times X_k) / \gamma_M = (0,9 \times 1,66) / 1,45 = 1,03 \text{ MPa}$: resistenza di calcolo a taglio nel piano dei pannelli.
- Per i **chiodi** $\phi 4$ tipo LBA-Anker di rothoblaas o similari:
 - $R_d = (R_k \times k_{mod}) / \gamma_M = 2,34 \times 0,90 / 1,25 = 1,68 \text{ kN}$
- Per i **viti** $\phi 6$ tipo HBS o similari:
 - $R_d = (R_k \times k_{mod}) / \gamma_M = 5,11 \times 0,90 / 1,25 = 3,70 \text{ kN}$

4.3 Livello di conoscenza, fattore di confidenza, resistenze dei materiali esistenti

La valutazione delle resistenze secondo cui effettuare le verifiche di sicurezza di un edificio esistente deve essere effettuata in funzione del grado di conoscenza e affidabilità dei dati disponibili al progettista sulla struttura.

Per strutture nuove, è necessario inserire una serie di coefficienti di sicurezza al fine di includere il grado di incertezza insito dal passaggio del dato di progetto all'effettiva realizzazione. Per le strutture esistenti, vengono utilizzati nuovi coefficienti di sicurezza, detti fattori di confidenza (FC), definiti sulla base del livello di conoscenza acquisito.

Le informazioni da acquisire devono principalmente riguardare:

- geometria;
- dettagli strutturali;
- proprietà meccaniche dei materiali.



Per l'edificio in oggetto, oltre a un rilievo dettagliato delle strutture e dei dettagli, sono stati eseguite delle valutazioni sulle strutture al fine di verificare lo stato di conservazione del legno massiccio della copertura. Tali valutazioni hanno mostrato un buono stato di conservazione di tutte le strutture, a meno di pochi travetti che saranno sostituiti.

Nelle immagini seguenti si riportano alcune immagini relative allo stato di conservazione della copertura.







Tabella 5 – Livelli di conoscenza (in funzione delle informazioni disponibili in merito a geometria, dettagli strutturali e proprietà dei materiali) con conseguente identificazione del fattore di confidenza e dei metodi di analisi adottabili per la valutazione della sicurezza strutturale per edifici in muratura.

Livello di conoscenza	Geometria	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi d'analisi	FC
LC1		verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.35
			Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC2			Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).	Tutti	
					1.00
LC3	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo	verifiche in situ estese ed esaustive			



Tabella 6 – Livelli di conoscenza (in funzione delle informazioni disponibili in merito a geometria, dettagli strutturali e proprietà dei materiali) con conseguente identificazione del fattore di confidenza e dei metodi di analisi adottabili per la valutazione della sicurezza strutturale per edifici in c.a.

Livello di conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi d'analisi	FC
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in- situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Le proprietà meccaniche del legno esistente sono ricavate da valori consueti per l'epoca di realizzazione del tetto, adottando i criteri della **norma italiana UNI 11119 "Beni culturali – Manufatti lignei – Strutture portanti degli edifici – Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera"**.

Si riportano nella tabella seguente i valori di resistenza da considerare ai fini delle verifiche, in funzione della tipologia di legname.

TABELLE PER LA CLASSIFICAZIONE E LA VERIFICA STATICA

Tabella 1 - Regole di classificazione per elementi strutturali lignei in opera (UNI 11119:2004).

CARATTERISTICA		CATEGORIA IN OPERA		
		I	II	III
Smussi		$\leq 1/8$	$\leq 1/5$	$\leq 1/3$
Lesioni varie, Cretti da gelo, Cipollature		assenti	assenti	ammissibili, se limitate
Nodi singoli		$\leq 1/5 \leq 50 \text{ mm}$	$\leq 1/3 \leq 70 \text{ mm}$	$\leq 1/2$
Gruppi di nodi		$\leq 2/5$	$\leq 2/3$	$\leq 3/4$
Inclinazione della fibratura (pendenza %)	in sez. radiale	$\leq 1/14$ ($\approx 7\%$)	$\leq 1/8$ ($\approx 12\%$)	$\leq 1/5$ (20%)
	in sezione tangenziale	$\leq 1/10$ (10%)	$\leq 1/5$ (20%)	$\leq 1/3$ ($\approx 33\%$)
Fessurazioni radiali da ritiro		ammissibili, purché non passanti		



Tabella 2 - Tensioni massime per l'applicazione del metodo delle tensioni ammissibili e moduli medi di elasticità a flessione per le categorie in opera delle principali specie legnose, applicabili per umidità del legno = 12% (UNI 11119:2004).

SPECIE	categoria in opera	TENSIONI MASSIME (N/mm ²)					
		compressione		flessione statica	trazione parallela alla fibratura (*)	taglio parallelo alla fibratura	modulo di elasticità a flessione
		parallela alla fibratura	perpendicolare alla fibratura				
Abete bianco (Abies alba Mill.)	I	11	2,0	11,5	11	0,9	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,8	12 000
	III	7	2,0	7,5	6	0,7	11 000
Abete rosso (Picea abies Karst.)	I	10	2,0	11	11	1,0	12 500
	II	8	2,0	9	9	0,9	11 500
	III	6	2,0	7	6	0,8	10 500
Larice (Larix spp.)	I	12	2,5	13	12	1,1	15 500
	II	10	2,2	11	9,5	1,0	14 500
	III	7,5	2,0	8,5	7	0,9	13 500
Pini (Pinus spp.)	I	11	2,0	12	11	1,0	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,9	12 000
	III	7	2,0	8	6	0,8	11 000
Castagno (Castanea sativa Mill.)	I	11	2,0	12	11	0,8	10 000
	II	9	2,0	10	9	0,7	9 000
	III	7	2,0	8	6	0,6	8 000
Pioppo (Populus spp.)	I	10	1,5	10,5	9	0,6	9 000
	II	8	1,5	8,5	7	0,5	8 000
	III	6	1,5	6,5	4,5	0,4	7 000
Quercia (Quercus spp.)	I	12	3,0	13	12	1,2	13 500
	II	10	2,5	11	10	1,0	12 500
	III	7,5	2,2	8,5	7	0,9	11 500

(*) La tensione massima a trazione perpendicolare alla fibratura si assume convenzionalmente uguale a zero.

È quindi possibile effettuare una correlazione per ottenere i valori di resistenza caratteristici secondo le seguenti equazioni:

$$f_{c,0,k,parall} = \sigma_{c,0,parall} \times \gamma_M \times \gamma_{G,Q} / k_{mod} = 8 \text{ MPa} \times 1.50 \times 1.45 / 0.90 = 19.33 \text{ MPa (resistenza a flessione caratteristica)}$$

$$f_{c,0,k,perp} = \sigma_{c,0,perp} \times \gamma_M \times \gamma_{G,Q} / k_{mod} = 2 \text{ MPa} \times 1.50 \times 1.45 / 0.90 = 4.83 \text{ MPa (resistenza a flessione caratteristica)}$$

$$f_{t,0,k,parall} = \sigma_{t,0,parall} \times \gamma_M \times \gamma_{G,Q} / k_{mod} = 9 \text{ MPa} \times 1.50 \times 1.45 / 0.90 = 21.8 \text{ MPa (resistenza a flessione caratteristica)}$$

$$f_{k,flex} = \sigma_{amm} \times \gamma_M \times \gamma_{G,Q} / k_{mod} = 9 \text{ MPa} \times 1.50 \times 1.45 / 0.90 = 21.8 \text{ MPa (resistenza a flessione caratteristica)}$$

$$f_{vk} = \tau_{amm} \times \gamma_M \times \gamma_{G,Q} / k_{mod} = 0.9 \text{ MPa} \times 1.50 \times 1.45 / 0.90 = 2.18 \text{ MPa (resistenza a taglio caratteristica)}$$

La classe di servizio considerata è la 2, ai sensi della tabella 4.4.II delle NTC 2018.

Si possono quindi assumere le seguenti resistenze di progetto da utilizzare nei calcoli:

- per il **legno strutturale massiccio**, le resistenze di progetto per valgono:
 - $f_{flex,d} = f_{k,flex} / \gamma_M = (21.8 \text{ MPa} / 1.5) = 14.53 \text{ MPa}$: resistenza di progetto a flessione;
 - $f_{v,d} = f_{vk} / \gamma_M = (2.18 \text{ MPa} / 1.45) = 1.45 \text{ MPa}$: resistenza di progetto a taglio.

Per carichi permanenti sarà necessario considerare un $k_{mod} = 0.6$, mentre per carichi di breve durata (neve) sarà possibile utilizzare un $k_{mod} = 0.9$. Le resistenze di cui sopra saranno quindi ulteriormente ridotte come segue:

- $f_{flex,d,perm} = 8.72 \text{ MPa}$: resistenza di progetto a flessione per carichi permanenti;
- $f_{v,d,perm} = 0.87 \text{ MPa}$: resistenza di progetto a taglio per carichi permanenti;



- $f_{flex,d,brevi} = 13.08 \text{ MPa}$: resistenza di progetto a flessione per carichi brevi;
- $f_{v,d,brevi} = 1.31 \text{ MPa}$: resistenza di progetto a taglio per carichi brevi.



AZIONI DI RIFERIMENTO

Nel seguito si illustrano i carichi e le combinazioni di carico prescritti dalle NTC18 per le strutture esistenti, progettate in accordo al metodo prestazionale degli stati limite. Tali carichi costituiscono le “azioni di riferimento” nelle verifiche esposte ai paragrafi a seguire.

4.4 Azioni per opere civili e industriali

4.4.1 Pesì propri dei materiali strutturali (G1)

Per il calcolo del peso proprio di elementi strutturali principali e secondari, si fa riferimento ai valori di densità di volume indicati in Tabella 7. Nel modello ad elementi finiti gli elementi principali sono stati inseriti come *beam* o *plate* di sezioni corrispondenti alla realtà, per cui il peso proprio degli elementi strutturali è direttamente computato dal programma di calcolo.

Tabella 7 – Densità volumica di peso dei materiali ad uso strutturale

Materiale	Densità [kN/m ³]
Legno massiccio	6.00
Acciaio	78.5

I travetti dell'orditura secondaria e l'assito della copertura esistente sono stati considerati unicamente in termini di peso. Il valore considerato è il seguente:

$$G_{1,cop} = (b_{trav} \times h_{trav} + i \times h_{ass}) \times 6.00 \text{ kN/m}^3 / i = (0.075 \times 0.12 + 0.50 \times 0.025) \times 600 / 0.50 = 0.258 \text{ kN/m}^2$$

Anche per il solaio di sottotetto non è presente un modello di calcolo che computi in modo automatico i pesi della struttura. Il valore considerato è il seguente:

$$G_{1,sottotetto} = (b_{trav} \times h_{trav} + i \times h_{ass}) \times 6.00 \text{ kN/m}^3 / i = (0.12 \times 0.21 + 0.50 \times 0.025) \times 600 / 0.50 = 0.45 \text{ kN/m}^2$$

Ai fini della computazione delle masse sismiche si considera una densità della muratura in pietra di 2100kg/m³.

4.4.2 Carichi permanenti non strutturali (G2)

I carichi permanenti non strutturali gravanti sulla struttura sono indicati nelle tabelle seguenti.

Tabella 8 – Carichi permanenti non strutturali G₂ - Copertura

Solaio di copertura	
Tipologia di carico	Valore
Tegole + guaina impermeabilizzante	0.50kN/m ²
Totale G2:	0.50N/m²



Tabella 9 – Carichi permanenti non strutturali G_2 - Solaio di sottotetto

Solaio di sottotetto	
Tipologia di carico	Valore
Controsoffitto in cartongesso	0.15 kN/m ²
Tavelloni sp. 3cm	0.24 kN/m ²
Totale G_2:	0.39 kN/m²

4.4.3 Carichi di precompressione (P)

Ai fini della presente indagine non sono considerati eventuali carichi di precompressione agenti sugli elementi prefabbricati esistenti orizzontali.

4.4.4 Carichi variabili (Q_k)

Data la destinazione d'uso dell'edificio in oggetto, la struttura, secondo le attuali NTC, è catalogata come edificio di **Categoria C1 - Scuole**, con valore caratteristico pari a 3.00 kN/m²; per il caso in esame, essendo il sottotetto accessibile per la sola manutenzione, è possibile considerare i carichi variabili riferiti alla **Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione**, attribuendo un valore pari a 0.50 kN/m².

Per i carichi derivanti dalle azioni ambientali di sisma, neve e vento si rimanda ai paragrafi seguenti.

4.5 Azioni ambientali

L'edificio in oggetto è classificabile come opera ordinaria di dimensioni contenute e importanza normale: in accordo alle attuali NTC, vi si attribuisce una vita nominale $V_N = 50$ anni.

Definire la vita nominale dell'edificio, come illustrato nel seguito, è funzionale al quantificare il tempo di ritorno di ciascuna azione ambientale cui fare riferimento.

4.5.1 Azione sismica

Classe d'uso e periodo di riferimento dell'edificio

In riferimento alle azioni sismiche, le costruzioni vanno ulteriormente classificate in funzione delle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso: alla struttura in oggetto, data la destinazione d'uso, si attribuisce una **Classe d'Uso III¹**, cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1.50$.

¹ *Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;

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

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica. Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per



Il periodo di riferimento dell'edificio, necessario al calcolo del tempo di ritorno delle azioni sismiche di riferimento, risulta pari a:

$$V_R = V_N \times C_u = 75 \text{ anni}$$

Stati limite: probabilità di superamento e tempi di ritorno

Le NTC18 prescrivono le probabilità di superamento, nel periodo di riferimento dell'edificio V_R , da considerare per il calcolo dei tempi di ritorno caratterizzanti le azioni sismiche di riferimento. I valori delle probabilità di superamento P_{VR} sono riportati in Tabella 10; i tempi di ritorno T_R che ne derivano sono quindi calcolati mediante la seguente relazione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Tabella 10 – Probabilità di superamento e tempi di ritorno per le azioni sismiche associate agli stati limite di riferimento

Stati limite		Probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R [%]	Tempo di ritorno T_R [anni]
Stati limite di esercizio	SLO	81	45
	SLD	63	75
Stati limite ultimi	SLV	10	712
	SLC	5	1462

Pericolosità sismica di base

La struttura oggetto della presente relazione è localizzata in:

- Comune: Brescia
- Provincia: Brescia
- Regione: Lombardia
- Latitudine: 45.5178986799656N;
- Longitudine: 10.17671014587633E.

In Figura 11 è mostrata la vista aerea del sito.

l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

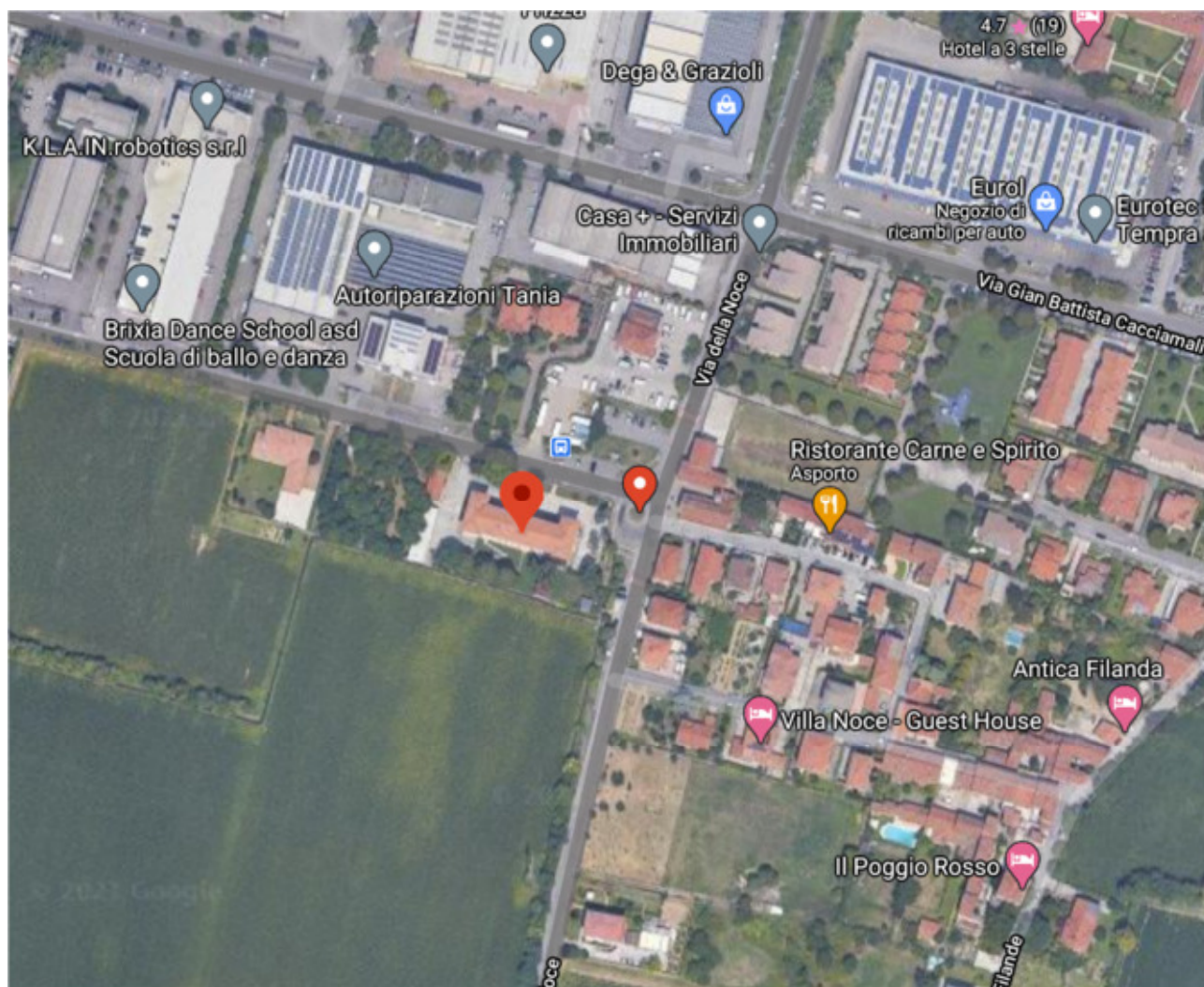


Figura 11 - Vista aerea sito (Google Earth)

In base al reticolo di riferimento per la definizione della pericolosità sismica su territorio italiano, e alle rispettive relazioni di interpolazione geografica, per il sito in oggetto sono definiti i parametri di pericolosità sismica riportati in Tabella 11.



Tabella 11 – Parametri di definizione della pericolosità sismica per il sito in oggetto.

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [sec]
30	0.040	2.468	0.213
50	0.054	2.433	0.233
72	0.064	2.443	0.249
101	0.076	2.430	0.257
140	0.089	2.411	0.261
201	0.105	2.403	0.265
475	0.147	2.421	0.277
975	0.189	2.448	0.285
2475	0.261	2.436	0.297

A partire dai valori indicati in Tabella 11, si ottengono i parametri di definizione dell'azione sismica per i tempi di ritorno interessanti il caso in oggetto (Tabella 12).

Tabella 12 – Parametri di definizione della pericolosità sismica per i tempi di ritorno interessanti il caso in oggetto.

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [sec]
45	0.051	2.440	0.229
75	0.066	2.441	0.250
712	0.169	2.436	0.281
1462	0.218	2.442	0.290

Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Come anticipato precedentemente, al terreno di fondazione dell'edificio in oggetto si attribuisce la **categoria di sottosuolo C**. A livello topografico, l'edificio è costruito su un terreno pianeggiante, classificabile quindi con la **categoria topografica T1** [1].

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Ai fini delle verifiche strutturali, l'azione sismica è convenzionalmente schematizzata come un'azione con tre componenti traslazionali, due orizzontali, una verticale. Salvo condizioni particolari o specifiche indicazioni, nell'analisi strutturale di opere civili, gli effetti della componente verticale possono essere trascurati nella modellazione² (nello specifico, il sito ricade in **zona sismica 3**); in ragione di ciò, per ciascuno stato limite di riferimento, ci si limita ad identificare lo spettro di risposta in accelerazione associato alle componenti orizzontali, secondo:

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

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

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

² Se ne terrà conto in forma qualitativa nella valutazione della vulnerabilità sismica.



$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right) \quad T \geq T_D$$

dove:

- a_g , F_0 e T_c^* sono i parametri di pericolosità sismica definiti per i diversi stati limite di riferimento (Tabella 12);
- S è un coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche precedentemente descritte:

$$S = S_s \cdot S_r$$

- η è un fattore che considera gli effetti associati allo smorzamento di natura viscosa:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

- T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro:

$$T_c = C_c \cdot T_c^*$$

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro:

$$T_B = \frac{T_c}{3}$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro:

$$T_D = 4.0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$$

Lo spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali è illustrato in Figura 12.

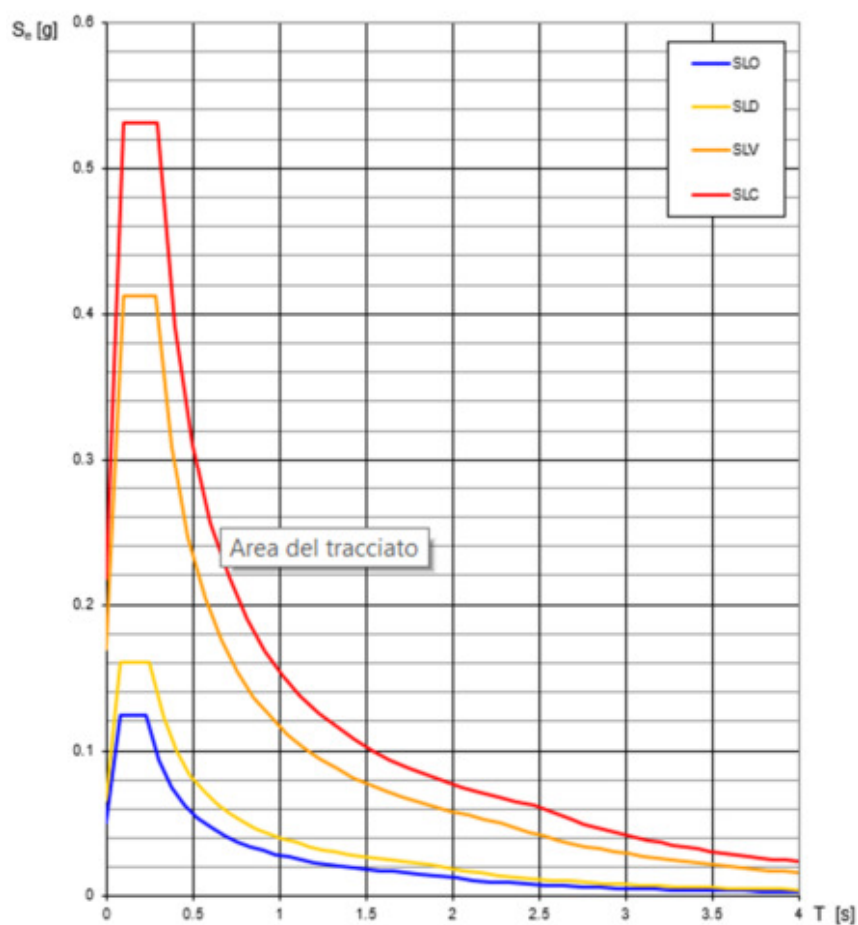


Figura 12 – Spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali (Spettri NTC v1.0.3).

In funzione del fattore di comportamento q individuato, si ottiene il seguente spettro di progetto e di verifica.

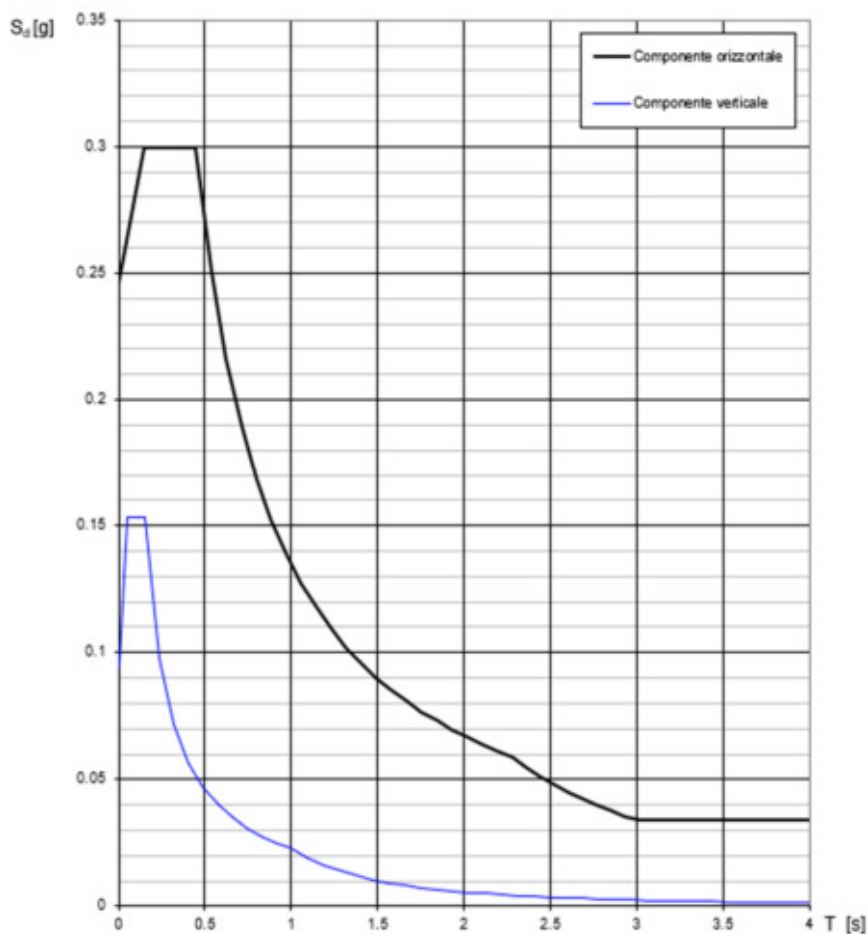


Figura 13 – Spettri di risposta di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali e verticali (Spettri NTC v1.0.3).

4.5.2 Azione della neve

Il carico da neve di progetto è stato valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_T$$

dove:

q_s è il carico neve di progetto;

μ_i è il coefficiente di forma;

q_{sk} valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_T è il coefficiente termico.

Nel caso in esame si ha:

- Regione: Lombardia
- Periodo di ritorno: 50 anni
- Altezza S.L.M.: 133 metri
- Inclinazione della falda: 21.70°



- $C_E = 1$
- $C_T = 1$

Risulta pertanto:

- Zona: II
- $\mu_1 = 0.8$

Carico neve al suolo: $q_{sk} = 1.50 \text{ kN/mq}$

Il carico neve risulta pertanto pari a: $q_s = 1.20 \text{ kN/mq}$



4.5.3 Azione del vento

AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)



Classe di rugosità del terreno:

A) Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):

130	[m]
100	[km]
50	[anni]
V	

Distanza dalla costa

T_R (Tempo di ritorno):

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa mare	2 km	10 km	30 km	500m	750m
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
	costa mare	2 km	10 km	30 km	500m
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	costa mare	1,5 km	0,5 km
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8			

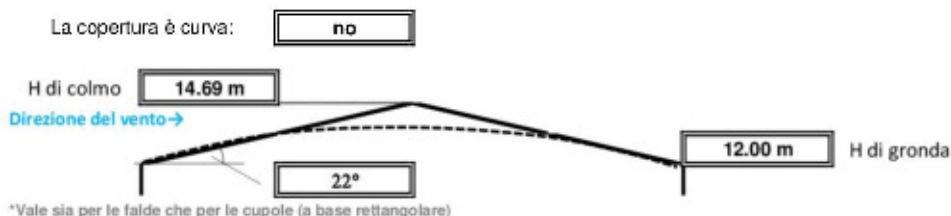
ZONA 9		
	costa mare	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I



Categoria III in zona 7

Altezza del colmo della copertura, rispetto al suolo e inclinazione della falda sopravvento

E' consigliabile calcolare la pressione del vento per ogni facciata del fabbricato modificando i parametri per ogni caso. Nel caso di studio su prospetto di timpano, la valutazione della pressione del vento si conduce come se la copertura fosse piana e la parete alta fino alla linea di colmo. Nel caso di coperture a padiglione, la valutazione delle pressioni si esegue su ogni facciata del fabbricato utilizzando di volta in volta l'angolo della falda investito dal vento. Nel caso di coperture curve, si deve inserire l'angolo della retta tangente al bordo della copertura, in sostanza l'angolo di attacco della copertura. (per cupole a tutto sesto l'angolo è di 90°; per cupole a sesto ribassato è minore di 90°). Nel caso di studio su prospetto piano l'analisi si conduce come su prospetto di timpano. Si osserva che oltre alle pressioni andrebbe considerata anche la forza tangenziale esercitata dal vento sul fabbricato. Generalmente essa si trascura, è necessaria modellarla solo per grandi coperture piane ad esempio: coperture di grandi capannoni industriali. Il foglio di calcolo è utilizzabile per fabbricati a base rettangolare.



CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_a
1	25	1000	0.4	1.000

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

$c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$
 $c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) **25.00 m/s**

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

c_r coefficiente di ritorno 1.00
 v_r (velocità di riferimento) **25.02 m/s**

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

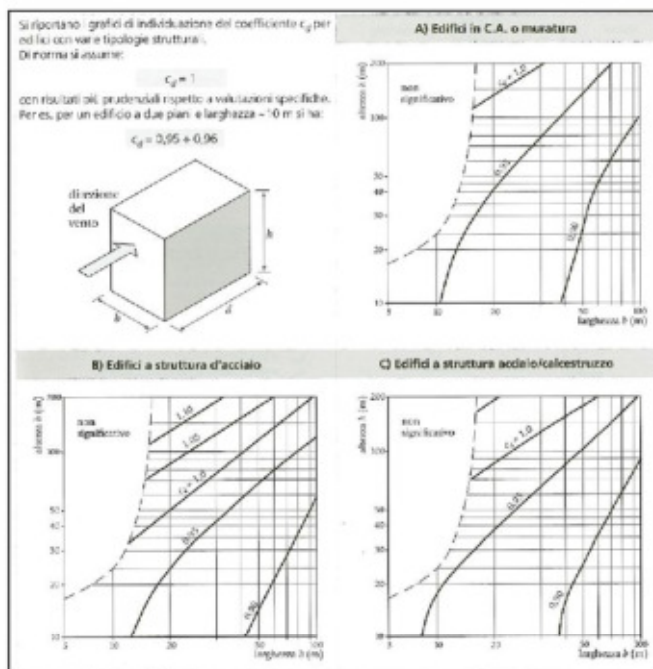
q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 $q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2$ ($\rho = 1.25$ kg/m³)
 Pressione cinetica di riferimento q_r **391.20** [N/m²]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico §3.3.8

C_d

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.



Coefficiente Topografico (Orografico)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:

1	2	3			
Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina	Costruzioni ubicate sul livello superiore	Costruzioni ubicate su di un pendio			
$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{x}{H}\right) \geq 1$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \frac{h}{H}$			
Coefficiente β		Coefficiente γ			
per: $\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$	per: $\frac{H}{D} \leq 0,10$	$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$	$\frac{H}{D} > 0,3$
$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$	$\gamma = 0$	$\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$	$\gamma = 1$

Caso selezionato:

Condizione non isolata



Il coefficiente topografico vale: c_t 1.00

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

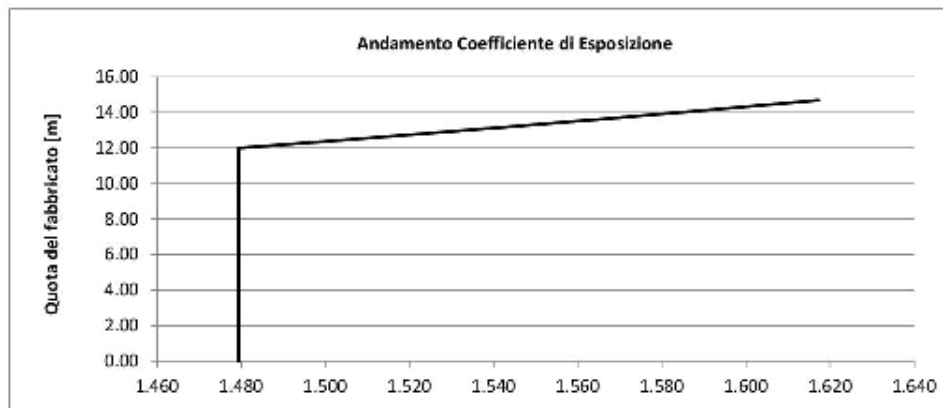
Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di $z=200m$ valgono le seguenti espressioni

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

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

k_t	z_0 [m]	z_{min} [m]
0.23	0.70	12.00

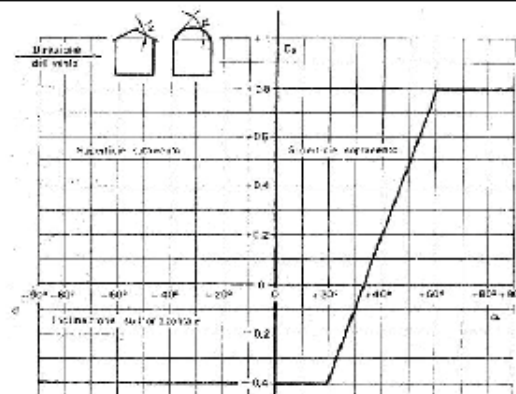
Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,min}$	1.48	$z < 12.00$
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,gronda}$	1.48	$z = 12.00$
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,colmo}$	1.62	$z = 14.69$

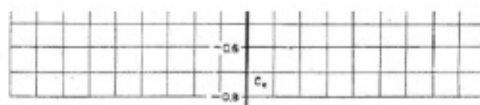


Coefficiente di forma

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.





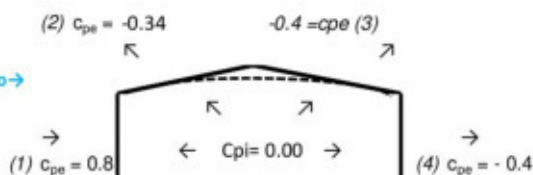
Costruzioni completamente stagne

Configurazione più svantaggiosa

Configurazione A

(1) parete sopravvento	C_p
	0.80
(2) copertura sopravvento	C_p
	-0.34
(3) copertura sottovento	C_p
	-0.40
(4) parete sottovento	C_p
	-0.40

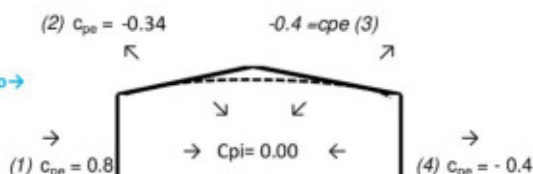
Direzione del vento →



Configurazione A

(1) parete sopravvento	C_p
	0.80
(2) copertura sopravvento	C_p
	-0.34
(3) copertura sottovento	C_p
	-0.40
(4) parete sottovento	C_p
	-0.40

Direzione del vento →



Configurazione B

PRESSIONI DEL VENTO

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

Valori massimi della pressione per ogni elemento

p (pressione del vento) = $q_s \cdot C_d \cdot C_t \cdot C_e \cdot C_p$

C_d (coefficiente dinamico) C_t (coefficiente topografico) C_e (coefficiente di esposizione)

C_p (coefficiente di forma)

	p [kN/m ²]	C_d	C_t	C_e	C_p	P [kN/m ²]
(1) par. sopravent.	0.391	1.00	1.00	1.479	0.80	0.46
(2) cop. sopravent.	0.391	1.00	1.00	1.617	-0.34	-0.22
(3) cop. Sottovent.	0.391	1.00	1.00	1.617	-0.40	-0.25
(4) par. sottovent.	0.391	1.00	1.00	1.479	-0.40	-0.23

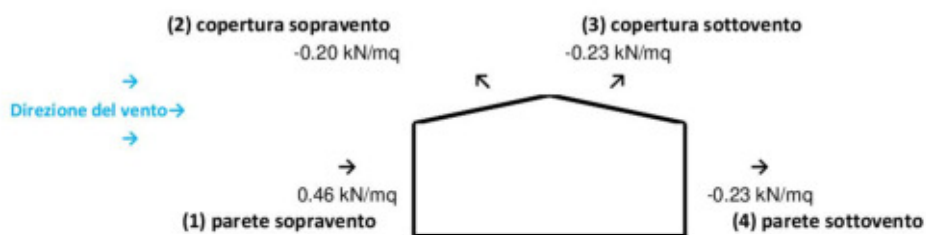
(2) copertura sopravvento
-0.22 kN/mq

(3) copertura sottovento
-0.25 kN/mq

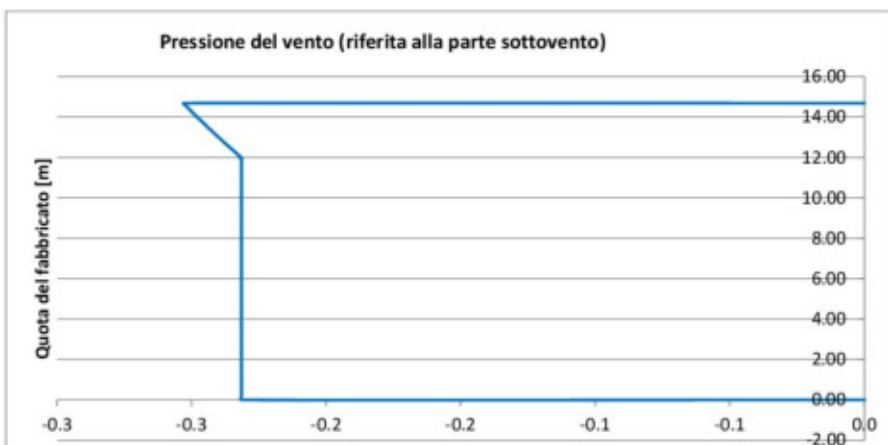
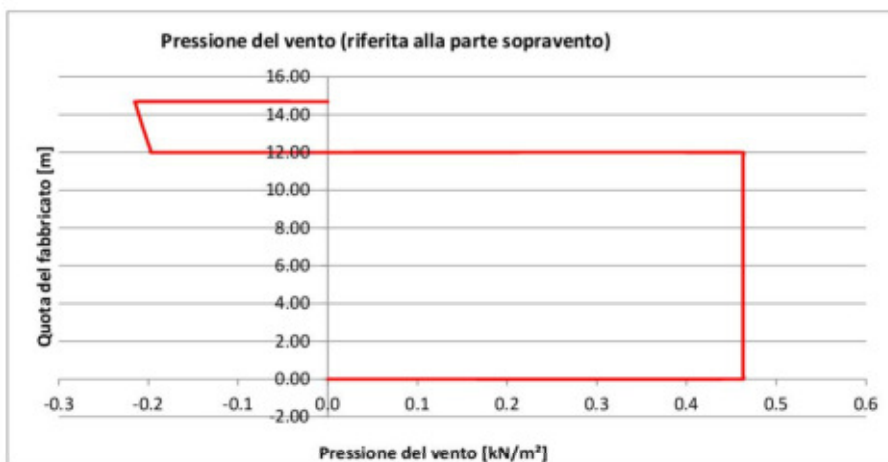




Valori medi della pressione per ogni elemento (da utilizzare per caricare il modello FEM)



Andamento delle pressioni più svataggiose





Pressione del vento [kN/m²]

PRESSIONI DEL VENTO IN DIREZIONE TANGENZIALE [§3.3.5]

Tipo di superficie:

Scabra

Pressione tangenziale del vento q_{tan} 12.65 [N/m²]

*Si applica solitamente alle superfici piane di grande estensione



4.6 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai Paragrafi 4.4 e 4.5 della presente relazione sono indicati i valori caratteristici delle diverse azioni elementari di riferimento; si illustra quindi come tali azioni vadano combinate nel definire, ai vari stati limite, le sollecitazioni di riferimento per le verifiche di sicurezza.

Le NTC2018 prescrivono le seguenti combinazioni delle azioni:

- a) combinazione fondamentale, impiegata per le verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

- b) combinazione caratteristica (rara), impiegata per le verifiche di sicurezza agli stati limite d'esercizio irreversibili (SLE-rara):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

- c) combinazione frequente, impiegata per le verifiche di sicurezza agli stati limite d'esercizio reversibili (SLE-frequente):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- d) combinazione quasi permanente, impiegata per le verifiche di sicurezza nei confronti degli effetti a lungo termine (SLE-quasi permanente):

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- e) combinazione sismica, impiegata per le verifiche di sicurezza sia agli stati limite d'esercizio (SLO e SLD) che agli stati limite ultimi (SLV e SLC) specificatamente definiti per l'azione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- f) combinazione eccezionale, impiegata per le verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto:

$$A_d + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- le azioni elementari G_1 , G_2 , P e Q_k sono definite precedentemente;
- l'azione elementare E rappresenta gli effetti dell'azione sismica. Tali effetti vanno calcolati per ciascuno degli stati limite di riferimento specificatamente definiti per l'azione sismica;
- l'azione elementare A_d rappresenta gli effetti connessi alle azioni eccezionali di progetto;
- i termini γ sono coefficienti parziali di sicurezza;



- i termini ψ sono coefficienti di combinazione;

Si specifica inoltre che gli effetti E dell'azione sismica sono valutati, per ciascuno dei suoi stati limite di riferimento, considerando:

- le masse sismiche associate ai carichi gravitazionali di cui alla seguente combinazione:

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} fanno riferimento alla tabella 2.5.I delle NTC 2018.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Le combinazioni di carico considerate sono tali da massimizzare le azioni sui diversi elementi strutturali. Nelle tabelle seguenti si presentano le combinazioni di carico utilizzate per le verifiche di sicurezza.



Tabella 13 – Combinazione di carico allo SLU

Combinazione di carico statiche SLU			
Combinazioni	Permanenti (G1)	Permanenti Non strutturali (G2)	Carico neve
SLU	1.3	1.5	1.5

Tabella 14 – Combinazione di carico statica SLE - Rara

Combinazioni di carico statiche SLE - Rara			
Combinazioni	Permanenti (G1)	Permanenti Non strutturali (G2)	Carico neve
SLE - Rara	1	1	1

Tabella 15 – Combinazione di carico statica SLE - Frequente

Combinazione di carico statiche SLE - Frequenti			
Combinazioni	Permanenti (G1)	Permanenti Non strutturali (G2)	Carico neve
SLE - Freq	1	1	0.2

Tabella 16 – Combinazione di carico statica SLE – Quasi permanente

Combinazione di carico statiche SLE - Frequenti			
Combinazioni	Permanenti (G1)	Permanenti Non strutturali (G2)	Carico neve
SLE – Quasi Perm	1	1	0

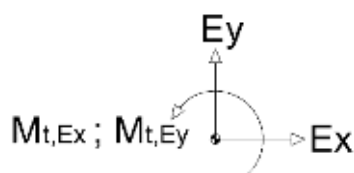
Tabella 17 – Combinazione sismica SLV

Combinazione di carico sismica SLV				
Combinazioni	Permanenti (G1)	Permanenti Non strutturali (G2)	Carico neve	Carico accidentale Cat A
SLV - Sisma	1	1	0	0.3



Tabella 18 – Sub-combinazioni per la valutazione degli effetti dell'azione sismica.

Sub-combinazione	Effetti dati dall'azione sismica orizzontale agente in direzione X (Ex)	Effetti dati dall'azione sismica orizzontale agente in direzione Y (Ey)
1	1.0000	0.3000
2	-1.0000	0.3000
3	1.0000	-0.3000
4	-1.0000	-0.3000
5	0.3000	1.0000
6	0.3000	-1.0000
7	-0.3000	1.0000
8	-0.3000	-1.0000





5 VERIFICHE DI SICUREZZA

La valutazione della sicurezza è suddivisa in due parti. Nella prima parte si eseguono le verifiche sulle strutture esistenti, mentre nella seconda parte si presenta la progettazione del diaframma di piano in pannelli multistrato fenolico.

5.1 Valutazione della sicurezza strutture esistenti

Nel presente paragrafo si eseguono tutte le verifiche di sicurezza necessarie per valutare lo stato di sollecitazione del solaio di sottotetto e del solaio di copertura.

5.1.1 Solaio di sottotetto

Il solaio di sottotetto, come già anticipato, è costituito da travetti in legno massello di sezione 12x21 cm e interasse pari a 50 cm. La luce massima di tali travetti è pari a 5.54 m nelle ali laterali, pari a 6.55 m nella zona centrale.

Si eseguono nelle seguenti tabelle le verifiche di sicurezza. Ai fini delle verifiche, si considerano le proprietà meccaniche definite nel par. 4.3.



Verifica secondo le NTC 2018 di elementi lignei rettangolari - Travetti ali laterali

Classe di resistenza **C22**

Sezione		
b=	120	mm
h=	210	mm
Prof. Appoggio=	100	mm
Geometria		
α_{trave} =	0	°
$L_{campata}$ =	5540	mm
L_{sbalzo} =	0	mm
L_{totale} =	5540	mm
Peso proprio=	4.1	kN/m ³
G_{1k} =	0.10332	kN/m

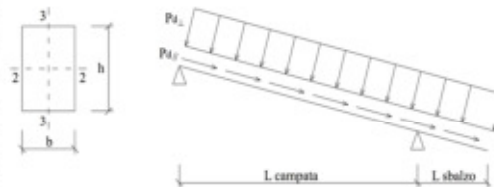
Carichi agenti		
Passo travetti o tratto di carico=	510	mm
G_{2k} =	0.54	kN/m ²
Q_k =	0.5	kN/m ²
Classe di servizio:	2	
Durata carico var.:	breve	
Ψ_{2k} carico variabile:	0	
$k_{mod,permanenti}$ =	0.6	
$k_{mod,neve}$ =	0.9	
k_{def} =	0.8	

Proprietà della sezione		
A =	25200	mm ²
$J_{22}=bh^3/12$ =	92610000	mm ⁴
$J_{33}=hb^3/12$ =	30240000	mm ⁴
$W_{22}=bh^2/6$ =	882000	mm ³
$W_{33}=hb^2/6$ =	504000	mm ³
Luci di calcolo		
$L_{0,c}=L_{campata}/\cos\alpha$ =	5540.00	mm
$L_{0,s}=L_{sbalzo}/\cos\alpha$ =	0.00	mm
$L_{0,tot}=L_{totale}/\cos\alpha$ =	5540.00	mm

Verifiche di resistenza (verificato se ≤ 1)		
Flessione	$\sigma_{m,2,d}/f_{m,d}$ =	0.31
Stabilità	$\sigma_{m,2,d}/(k_{crit} \cdot f_{m,d})$ =	0.31
Taglio	$\sigma_{m,2,d}/f_{m,d}$ =	0.12
Compr. Appoggio	$\sigma_{m,2,d}/f_{m,d}$ =	0.03

Proprietà del legno secondo normative europee EN1194-2000 (lamellare), EN338-2003		
Valori caratteristici di resistenza (N/mm ²)		
Flessione	$f_{m,k}$ =	21.8
Traz. Parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$ =	21.8
Traz. Perpendicolare alle fibre	$f_{t,90,k}$ =	0.4
Compr. Parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$ =	19.33
Compr. Perpendicolare alle fibre	$f_{c,90,k}$ =	4.83
Taglio e torsione	$f_{v,k}$ =	2.18
Valori caratteristici di rigidità (N/mm ²)		
Mod. Elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$ =	10500
Mod. Elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$ =	6700
Mod. Elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$ =	330
Modulo di taglio medio	G_{mean} =	630

Lunghezza efficace		
$l_{s,eff}$ =	2900	mm



Carichi al metro lineare perpendicolarmente all'asse		
$G_{1k,\perp}=G_{1k}\cos\alpha$ =	0.10	kN/m
$G_{2k,\perp}=\text{passo} \cdot G_{2k}\cos\alpha$ =	0.28	kN/m
$Q_{k,\perp}=\text{passo} \cdot Q_k\cos\alpha$ =	0.26	kN/m
Carichi al metro lineare parallelamente all'asse		
$G_{1k,\parallel}=G_{1k}\sin\alpha$ =	0.00	kN/m
$G_{2k,\parallel}=\text{passo} \cdot G_{2k}\sin\alpha$ =	0.00	kN/m
$Q_{k,\parallel}=\text{passo} \cdot Q_k\sin\alpha$ =	0.00	kN/m

Verifiche di deformabilità (verificato se ≤ 1)		
Freccia istantanea $u_{2,ist}/u_{2,ist,lim}$	0.18	Campata
Freccia netta finale $u_{0,et,fin}/u_{0,et,fin,lim}$	0.44	Campata
Freccia istantanea $u_{2,ist}/u_{2,ist,lim}$	-	Sbalzo
Freccia netta finale $u_{0,et,fin}/u_{0,et,fin,lim}$	-	Sbalzo



Verifiche di resistenza e stabilità

Calcolo delle tensioni di esercizio agli SLU

Carichi di progetto: $p_{d1} = 0.93 \text{ kN/m}$ $p_{d2} = 0.00 \text{ kN/m}$ *Carichi di progetto valutati considerando la combinazione di carico più sfavorevole tra soli carichi permanenti (k_{mod} durata permanente) e carichi totali compresa neve (k_{mod} media o breve durata)*

Sollecitazioni agenti $R_{assiale} = 0.00 \text{ kN}$ Reazione assiale concentrata su un appoggio
 $R_A = 2.58 \text{ kN}$ Reazione verticale in A
 $R_B = 2.58 \text{ kN}$ Reazione verticale in B
 $V_A = 2.58 \text{ kN}$ Taglio in A
 $V_{B,campata} = -2.58 \text{ kN}$ Taglio in B lato campata
 $V_{B,sbalzo} = 0.00 \text{ kN}$ Taglio in B lato sbalzo
 $M = 0.00 \text{ kNm}$ Momento massimo appoggio
 $x^+ = 2.77 \text{ m}$ Posizione momento massimo campata
 $M^+ = 3.57 \text{ kNm}$ Momento massimo campata

Sollecitazioni massime

$V_3 = 2.57586732 \text{ kN}$ $\Rightarrow \tau_d = 1.5 V_3/A = 0.15 \text{ MPa}$
 $M_{22} = 3.567576238 \text{ kNm}$ $\Rightarrow \sigma_{m,2,d} = M_{22}/W_{22} = 4.04 \text{ MPa}$
 $\sigma_{c,90,d} = R_B/(b l_{app}) = 0.21 \text{ MPa}$

Tensioni

Coefficienti

$k_{mod} = 0.9$ $f_{m,d} = f_{m,k} k_{mod}/\gamma_M = 13.08 \text{ MPa}$
 $\gamma_M = 1.5 \Rightarrow f_{v,d} = f_{v,k} k_{mod}/\gamma_M = 1.31 \text{ MPa}$
 $K_{mod}/\gamma_M = 0.60$ $f_{c,90,d} = f_{c,90,k} k_{mod}/\gamma_M = 2.90 \text{ MPa}$

Sbandamento laterale k_{crit} nel piano debole

$k_{crit} = 1$
 $\lambda_{rel,m} = (f_{m,k}/\sigma_{m,crit})^{0.5} = 0.42$
 $\sigma_{m,crit} = (\pi^2 b^2 / (l_{3,eff} h)) E_{0.05} (G_{mean}/E_{mean})^{0.5} = 121.91 \text{ MPa}$

Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale $k_{c,90}$

$k_{c,90} = (2.38 - l_{app}/250)(1 + h/(12 l_{app})) \leq 4$ 2.33 Formule in 6.1.5. EC5

Verifica di resistenza a flessione

$\eta = \sigma_{m,2,d}/f_{m,d} \leq 1$ $\eta = 0.31$

Verifica di stabilità (svergolamento)

$\eta = \sigma_{m,2,d}/(k_{crit} f_{m,d}) \leq 1$ $\eta = 0.31$

Verifica di resistenza a taglio

$\eta = \tau_d/f_{v,d} \leq 1$ $\eta = 0.12$

Verifica a compressione dell'appoggio

$\eta = \sigma_{c,90,d}/(k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1$ $\eta = 0.03$



Verifiche di deformazione

Valori di deformata in campata >0 se verso il basso

Valori di deformata dello sbalzo >0 se verso l'alto

Componenti della freccia di inflessione

u_1 freccia dovuta ai carichi permanenti

u_2 freccia dovuta ai carichi variabili

$u_{net}=u_1+u_2$ freccia netta (o freccia totale)

Limiti

campata	$u_{2,ist,lim} \leq l_{0,c} /$	300	=	18.47 mm
	$u_{net,fin,lim} \leq l_{0,c} /$	200	=	27.70 mm
sbalzo	$u_{2,ist,lim} \leq l_{0,s} /$	150	=	0.00 mm
	$u_{net,fin,lim} \leq l_{0,s} /$	100	=	0.00 mm

Verifica della freccia istantanea $u_{2,ist}$ per i soli carichi variabili

$$q=Q_{v,k}=0.26 \text{ kN/m}$$

Campata (deformata a taglio approssimata)

$$u_{2,ist}=q l_{0,c}^2 (5 l_{0,c}^2 - 12 l_{0,s}^2) / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1.2 q l_{0,c}^2 / (8 G_{mean} A) = 3.29 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{2,ist} / u_{2,ist,lim} \leq 1 \quad \eta = 0.18$$

Sbalzo (deformata a taglio ignorata)

$$u_{2,ist} = (q l_{c,0}^3 l_{s,0} - q l_{s,0}^3 (4 l_{c,0} + 3 l_{s,0})) / (24 E_{0,mean}) = 0.00 \text{ mm}$$

Freccia verso il basso

$$\eta = u_{2,ist} / u_{2,ist,lim} \leq 1 \quad \eta = \text{#####}$$

Verifica della freccia totale finale $u_{net,fin}$

$$q=G_k(1+k_{def})+Q_{v,k}(1+\Psi_{2i} k_{def})=0.94 \text{ kN/m}$$

Campata (deformata a taglio approssimata)

$$u_{net,fin}=q l_{0,c}^2 (5 l_{0,c}^2 - 12 l_{0,s}^2) / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1.2 q l_{0,c}^2 / (8 G_{mean} A) = 12.09 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{net,fin} / u_{net,fin,lim} \leq 1 \quad \eta = 0.44$$

Sbalzo (deformata a taglio ignorata)

$$u_{bet,fin} = (q l_{c,0}^3 l_{s,0} - q l_{s,0}^3 (4 l_{c,0} + 3 l_{s,0})) / (24 E_{0,me}) = 0.00 \text{ mm}$$

Freccia verso il basso

$$\eta = u_{net,fin} / u_{net,fin,lim} \leq 1 \quad \eta = \text{#####}$$



Verifica secondo le NTC 2018 di elementi lignei rettangolari - Travetti centrali

Classe di resistenza **C22**

Sezione		
b=	120	mm
h=	210	mm
Prof. Appoggio=	100	mm
Geometria		
$\alpha_{travetto}$ =	0	°
$L_{campata}$ =	6550	mm
L_{sbalzo} =	0	mm
L_{totale} =	6550	mm
Peso proprio=	4.1	kN/m ³
G_{1k} =	0.10332	kN/m

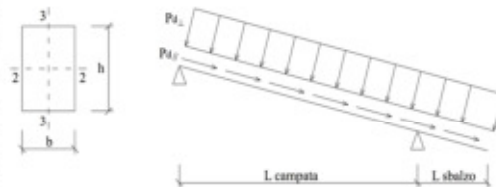
Carichi agenti		
Passo travetti o tratto di carico=	510	mm
G_{2k} =	0.54	kN/m ²
Q_k =	0.5	kN/m ²
Classe di servizio:	2	
Durata carico var.:	breve	
Ψ_{2k} carico variabile:	0	
$k_{mod,permanenti}$ =	0.6	
$k_{mod,neve}$ =	0.9	
k_{def} =	0.8	

Proprietà della sezione		
A =	25200	mm ²
$J_{22}=bh^3/12$ =	92610000	mm ⁴
$J_{33}=hb^3/12$ =	30240000	mm ⁴
$W_{22}=bh^2/6$ =	882000	mm ³
$W_{33}=hb^2/6$ =	504000	mm ³
Luci di calcolo		
$L_{0,c}=L_{campata}/\cos\alpha$ =	6550.00	mm
$L_{0,s}=L_{sbalzo}/\cos\alpha$ =	0.00	mm
$L_{0,tot}=L_{totale}/\cos\alpha$ =	6550.00	mm

Verifiche di resistenza (verificato se ≤ 1)		
Flessione	$\sigma_{m,2,d}/f_{m,d}$ =	0.43
Stabilità	$\sigma_{m,2,d}/(k_{crit} \cdot f_{m,d})$ =	0.43
Taglio	$\sigma_{m,2,d}/f_{m,d}$ =	0.14
Compr. Appoggio	$\sigma_{m,2,d}/f_{m,d}$ =	0.04

Proprietà del legno secondo normative europee EN1194-2000 (lamellare), EN338-2003		
Valori caratteristici di resistenza (N/mm ²)		
Flessione	$f_{m,k}$ =	21.8
Traz. Parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$ =	21.8
Traz. Perpendicolare alle fibre	$f_{t,90,k}$ =	0.4
Compr. Parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$ =	19.33
Compr. Perpendicolare alle fibre	$f_{c,90,k}$ =	4.83
Taglio e torsione	$f_{v,k}$ =	2.18
Valori caratteristici di rigidità (N/mm ²)		
Mod. Elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$ =	10500
Mod. Elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$ =	6700
Mod. Elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$ =	330
Modulo di taglio medio	G_{mean} =	630

Lunghezza efficace		
$l_{s,eff}$ =	2900	mm



Carichi al metro lineare perpendicolarmente all'asse		
$G_{1k,\perp}=G_{1k}\cos\alpha$ =	0.10	kN/m
$G_{2k,\perp}=\text{passo} \cdot G_{2k}\cos\alpha$ =	0.28	kN/m
$Q_{k,\perp}=\text{passo} \cdot Q_k\cos\alpha$ =	0.26	kN/m
Carichi al metro lineare parallelamente all'asse		
$G_{1k,\parallel}=G_{1k}\sin\alpha$ =	0.00	kN/m
$G_{2k,\parallel}=\text{passo} \cdot G_{2k}\sin\alpha$ =	0.00	kN/m
$Q_{k,\parallel}=\text{passo} \cdot Q_k\sin\alpha$ =	0.00	kN/m

Verifiche di deformabilità (verificato se ≤ 1)		
Freccia istantanea $u_{2,ist}/u_{2,ist,lim}$	0.29	Campata
Freccia netta finale $u_{0,et,fin}/u_{0,et,fin,lim}$	0.72	Campata
Freccia istantanea $u_{2,ist}/u_{2,ist,lim}$	-	Sbalzo
Freccia netta finale $u_{0,et,fin}/u_{0,et,fin,lim}$	-	Sbalzo



Verifiche di resistenza e stabilità

Calcolo delle tensioni di esercizio agli SLU

Carichi di progetto: $p_{d1} = 0.93 \text{ kN/m}$ $p_{d2} = 0.00 \text{ kN/m}$ *Carichi di progetto valutati considerando la combinazione di carico più sfavorevole tra soli carichi permanenti (k_{mod} durata permanente) e carichi totali compresa neve (k_{mod} media o breve durata)*

Sollecitazioni agenti $R_{assiale} = 0.00 \text{ kN}$ Reazione assiale concentrata su un appoggio
 $R_A = 3.05 \text{ kN}$ Reazione verticale in A
 $R_B = 3.05 \text{ kN}$ Reazione verticale in B
 $V_A = 3.05 \text{ kN}$ Taglio in A
 $V_{B,campata} = -3.05 \text{ kN}$ Taglio in B lato campata
 $V_{B,sbalzo} = 0.00 \text{ kN}$ Taglio in B lato sbalzo
 $M = 0.00 \text{ kNm}$ Momento massimo appoggio
 $x^+ = 3.28 \text{ m}$ Posizione momento massimo campata
 $M^+ = 4.99 \text{ kNm}$ Momento massimo campata

Sollecitazioni massime

Tensioni

$V_3 = 3.0454749 \text{ kN}$ $\Rightarrow \tau_d = 1.5 V_3/A = 0.18 \text{ MPa}$
 $M_{22} = 4.986965149 \text{ kNm}$ $\Rightarrow \sigma_{m,2,d} = M_{22}/W_{22} = 5.65 \text{ MPa}$
 $\sigma_{c,90,d} = R_B/(b l_{app}) = 0.25 \text{ MPa}$

Coefficienti

$k_{mod} = 0.9$ $f_{m,d} = f_{m,k} k_{mod}/\gamma_M = 13.08 \text{ MPa}$
 $\gamma_M = 1.5 \Rightarrow f_{v,d} = f_{v,k} k_{mod}/\gamma_M = 1.31 \text{ MPa}$
 $K_{mod}/\gamma_M = 0.60$ $f_{c,90,d} = f_{c,90,k} k_{mod}/\gamma_M = 2.90 \text{ MPa}$

Sbandamento laterale k_{crit} nel piano debole

$k_{crit} = 1$
 $\lambda_{rel,m} = (f_{m,k}/\sigma_{m,crit})^{0.5} = 0.42$
 $\sigma_{m,crit} = (\pi^2 b^2/(l_{3,eff} h)) E_{0.05}(G_{mean}/E_{mean})^{0.5} = 121.91 \text{ MPa}$

Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale $k_{c,90}$

$k_{c,90} = (2.38 - l_{app}/250)(1 + h/(12 l_{app})) \leq 4$ 2.33 Formule in 6.1.5. EC5

Verifica di resistenza a flessione

$\eta = \sigma_{m,2,d}/f_{m,d} \leq 1$ $\eta = 0.43$

Verifica di stabilità (svergolamento)

$\eta = \sigma_{m,2,d}/(k_{crit} f_{m,d}) \leq 1$ $\eta = 0.43$

Verifica di resistenza a taglio

$\eta = \tau_d/f_{v,d} \leq 1$ $\eta = 0.14$

Verifica a compressione dell'appoggio

$\eta = \sigma_{c,90,d}/(k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1$ $\eta = 0.04$



Verifiche di deformazione

Valori di deformata in campata >0 se verso il basso

Valori di deformata dello sbalzo >0 se verso l'alto

Componenti della freccia di inflessione

u_1 freccia dovuta ai carichi permanenti

u_2 freccia dovuta ai carichi variabili

$u_{net}=u_1+u_2$ freccia netta (o freccia totale)

Limiti

campata	$u_{2,ist,lim} \leq l_{0,c} /$	300	=	21.83 mm
	$u_{net,fin,lim} \leq l_{0,c} /$	200	=	32.75 mm
sbalzo	$u_{2,ist,lim} \leq l_{0,s} /$	150	=	0.00 mm
	$u_{net,fin,lim} \leq l_{0,s} /$	100	=	0.00 mm

Verifica della freccia istantanea $u_{2,ist}$ per i soli carichi variabili

$$q=Q_{v,k}=0.26 \text{ kN/m}$$

Campata (deformata a taglio approssimata)

$$u_{2,ist}=q l_{0,c}^2 (5 l_{0,c}^2 - 12 l_{0,s}^2) / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1.2 q l_{0,c}^2 / (8 G_{mean} A) = 6.39 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{2,ist} / u_{2,ist,lim} \leq 1 \quad \eta = 0.29$$

Sbalzo (deformata a taglio ignorata)

$$u_{2,ist} = (q l_{c,0}^3 l_{s,0} - q l_{s,0}^3 (4 l_{c,0} + 3 l_{s,0})) / (24 E_{0,mean}) = 0.00 \text{ mm}$$

Freccia verso il basso

$$\eta = u_{2,ist} / u_{2,ist,lim} \leq 1 \quad \eta = \text{#####}$$

Verifica della freccia totale finale $u_{net,fin}$

$$q=G_k(1+k_{def})+Q_{v,k}(1+\Psi_{2i} k_{def})=0.94 \text{ kN/m}$$

Campata (deformata a taglio approssimata)

$$u_{net,fin}=q l_{0,c}^2 (5 l_{0,c}^2 - 12 l_{0,s}^2) / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1.2 q l_{0,c}^2 / (8 G_{mean} A) = 23.47 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{net,fin} / u_{net,fin,lim} \leq 1 \quad \eta = 0.72$$

Sbalzo (deformata a taglio ignorata)

$$u_{bet,fin} = (q l_{c,0}^3 l_{s,0} - q l_{s,0}^3 (4 l_{c,0} + 3 l_{s,0})) / (24 E_{0,me}) = 0.00 \text{ mm}$$

Freccia verso il basso

$$\eta = u_{net,fin} / u_{net,fin,lim} \leq 1 \quad \eta = \text{#####}$$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

5.1.2 Copertura

La verifica della copertura è eseguita mediante un modello FEM lineare³ dei soli elementi oggetto di verifica. L'interazione con la struttura esistente è valutata mediante opportune condizioni al contorno.

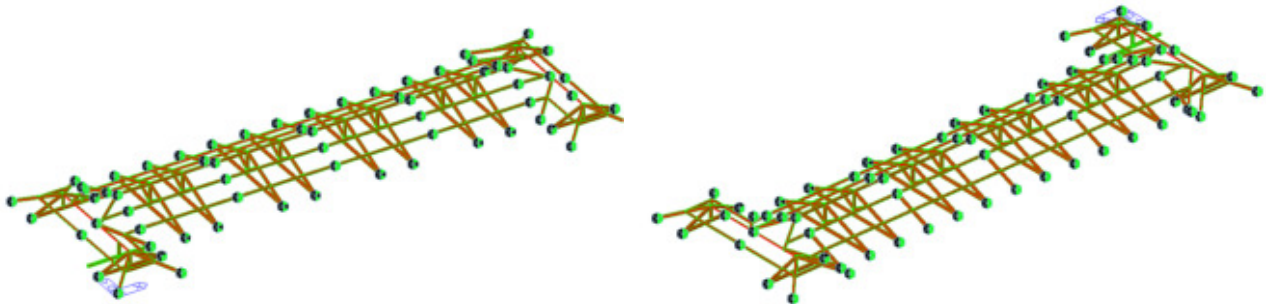


Figura 14 - Immagini modello di calcolo copertura

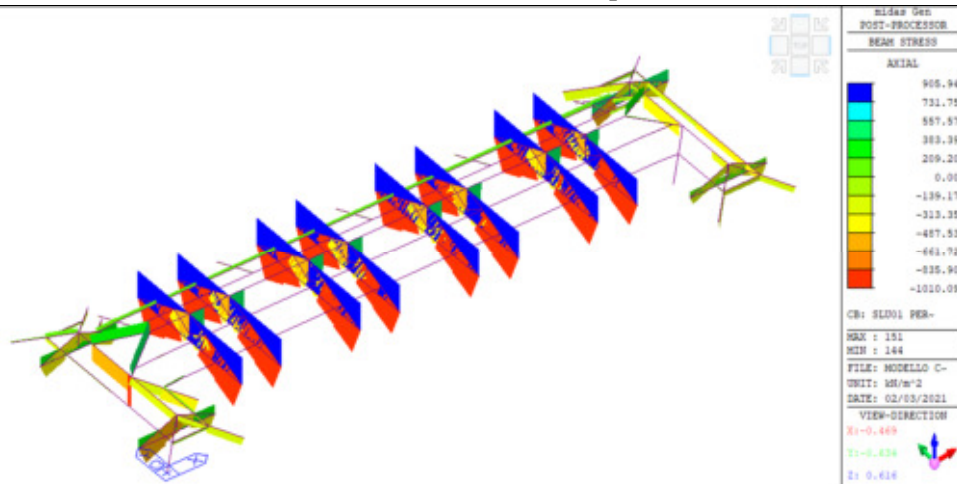
- **ELEMENTI STRUTTURALI:**
 - Travetti di copertura: modellati unicamente in termini di peso;
 - Travi principali e terzere: elementi *beam* con deformabilità a taglio attivata (travi alla Timoshenko);
- **MATERIALI/RIGIDENZE:**
 - Materiali: definiti e attribuiti agli elementi strutturali come indicato nel paragrafo dedicato;
- **VINCOLI ASSOLUTI/RELATIVI:**
 - Vincoli a terra di cerniera a simulare l'appoggio della copertura sulle murature;
 - Svincolo a rotazione per i collegamenti fra i vari elementi strutturali lignei.
- **CARICHI/MASSE:**
 - Carichi di solaio: definiti come illustrato in precedenza e applicati direttamente alle travi;
 - Azioni sismiche: definite mediante gli spettri di riferimento e combinate come illustrato ai paragrafi precedenti;
 - Masse sismiche: definite come illustrato ai paragrafi precedenti.

Nelle figure seguenti si riportano le sollecitazioni di inviluppo per le combinazioni di carico allo stato limite ultimo (SLU) in termini di σ_{Ed} e τ_{Ed} . Le sollecitazioni sono suddivise per le combinazioni con durata permanente ($k_{mod} = 0.6$) e con durata breve ($k_{mod} = 0.9$)

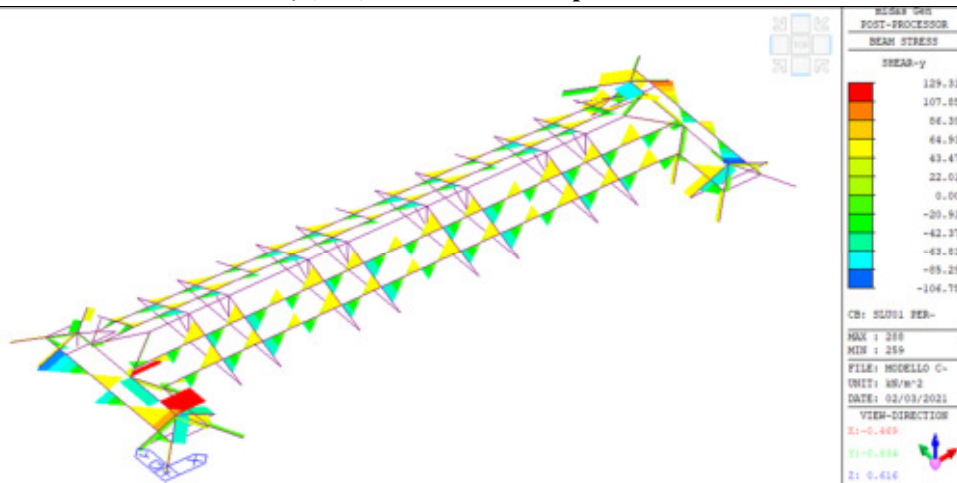
³ Software utilizzato: Midas/GEN, Release 2020 (v.1.2).



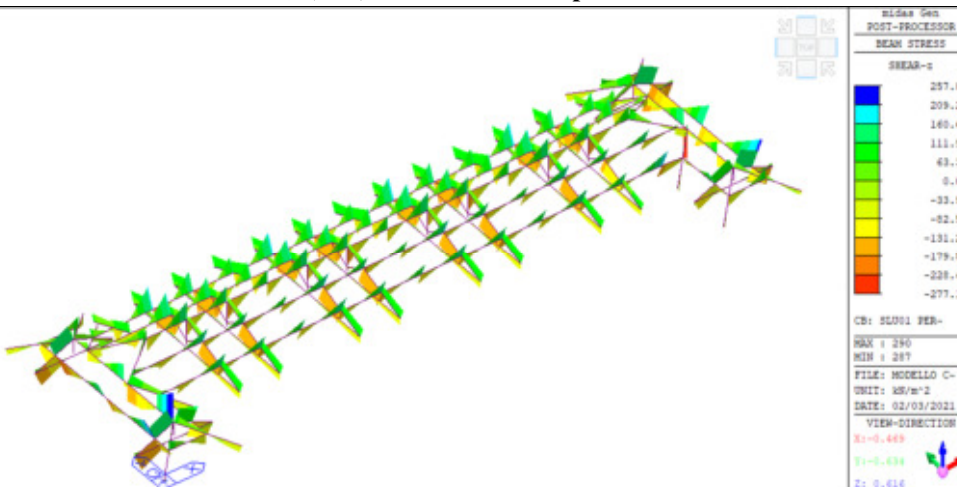
σ_{Ed} assiale (kPa) – Carichi durata permanente



$\tau_{Ed,y}$ (kPa) – Carichi durata permanente

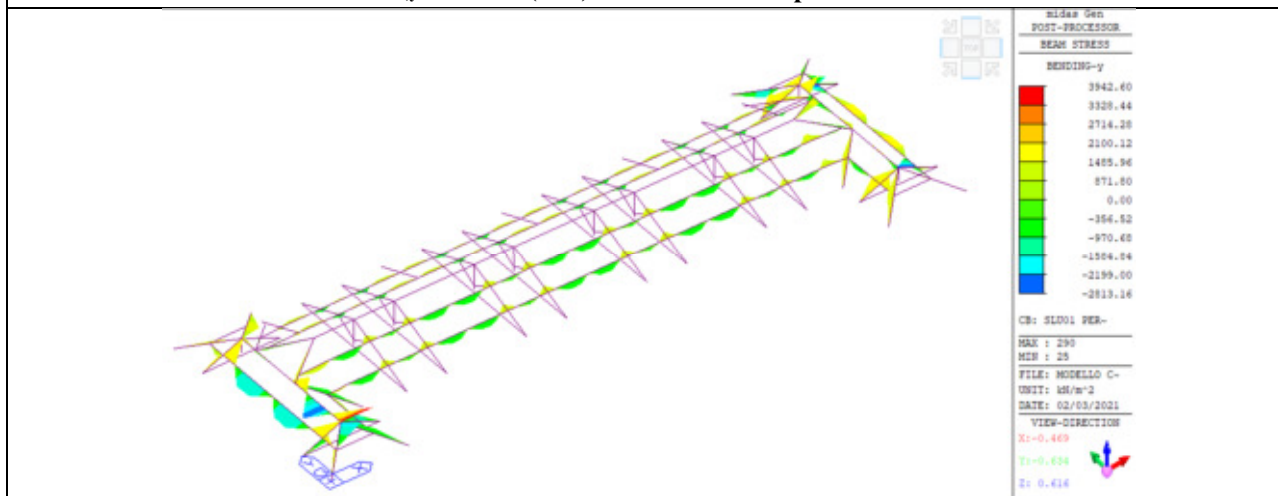


$\tau_{Ed,z}$ (kPa) – Carichi durata permanente

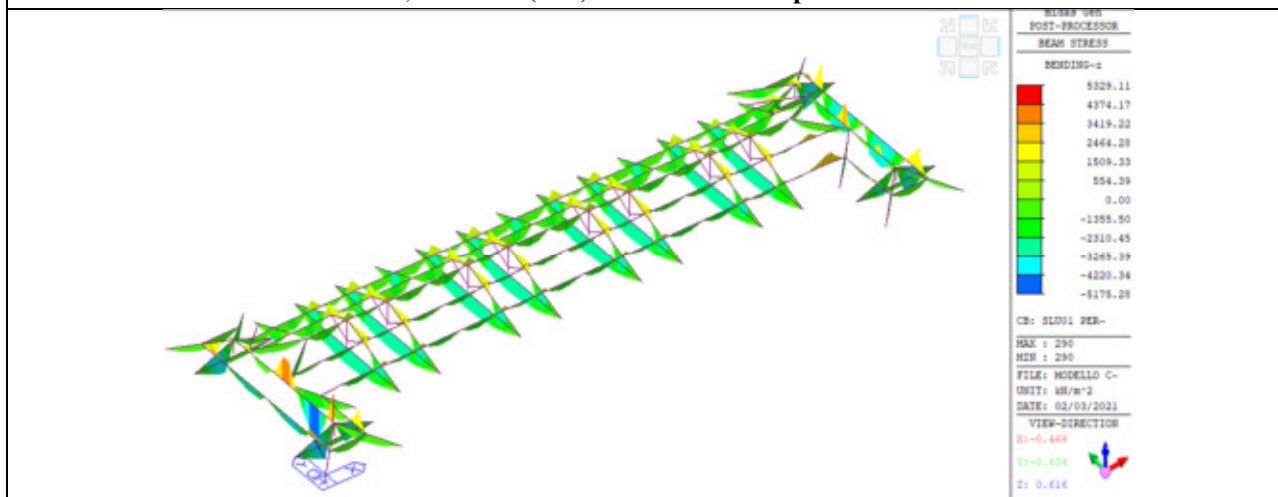




$\sigma_{Ed,y}$ flessione (kPa) – Carichi durata permanente

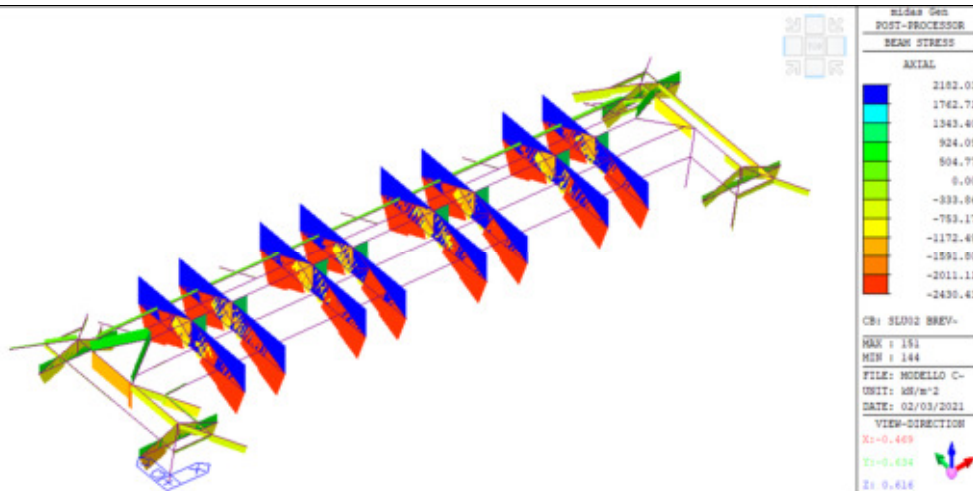


$\sigma_{Ed,z}$ flessione (kPa) – Carichi durata permanente

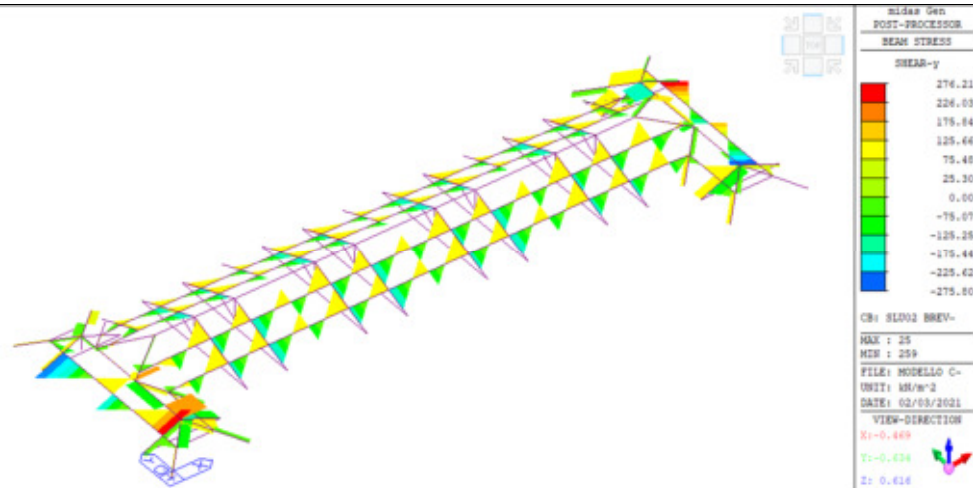




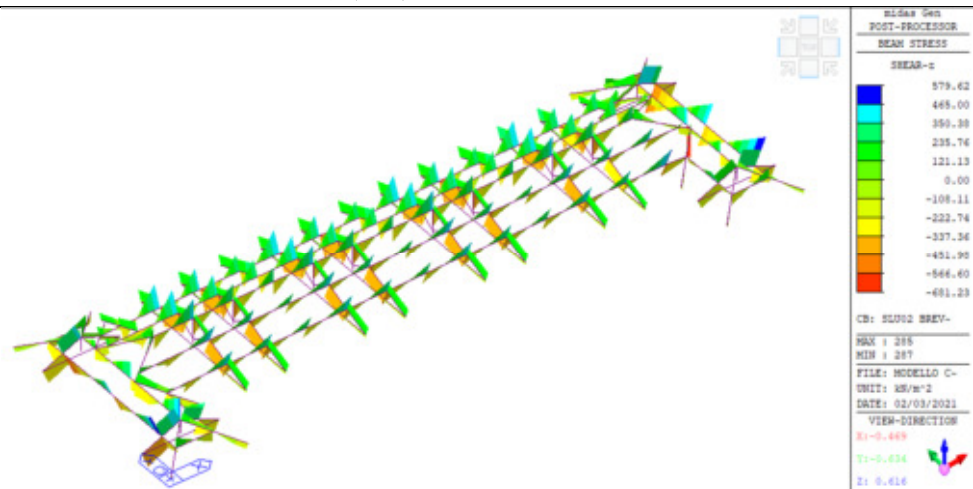
σ_{Ed} assiale (kPa) – Carichi durata breve

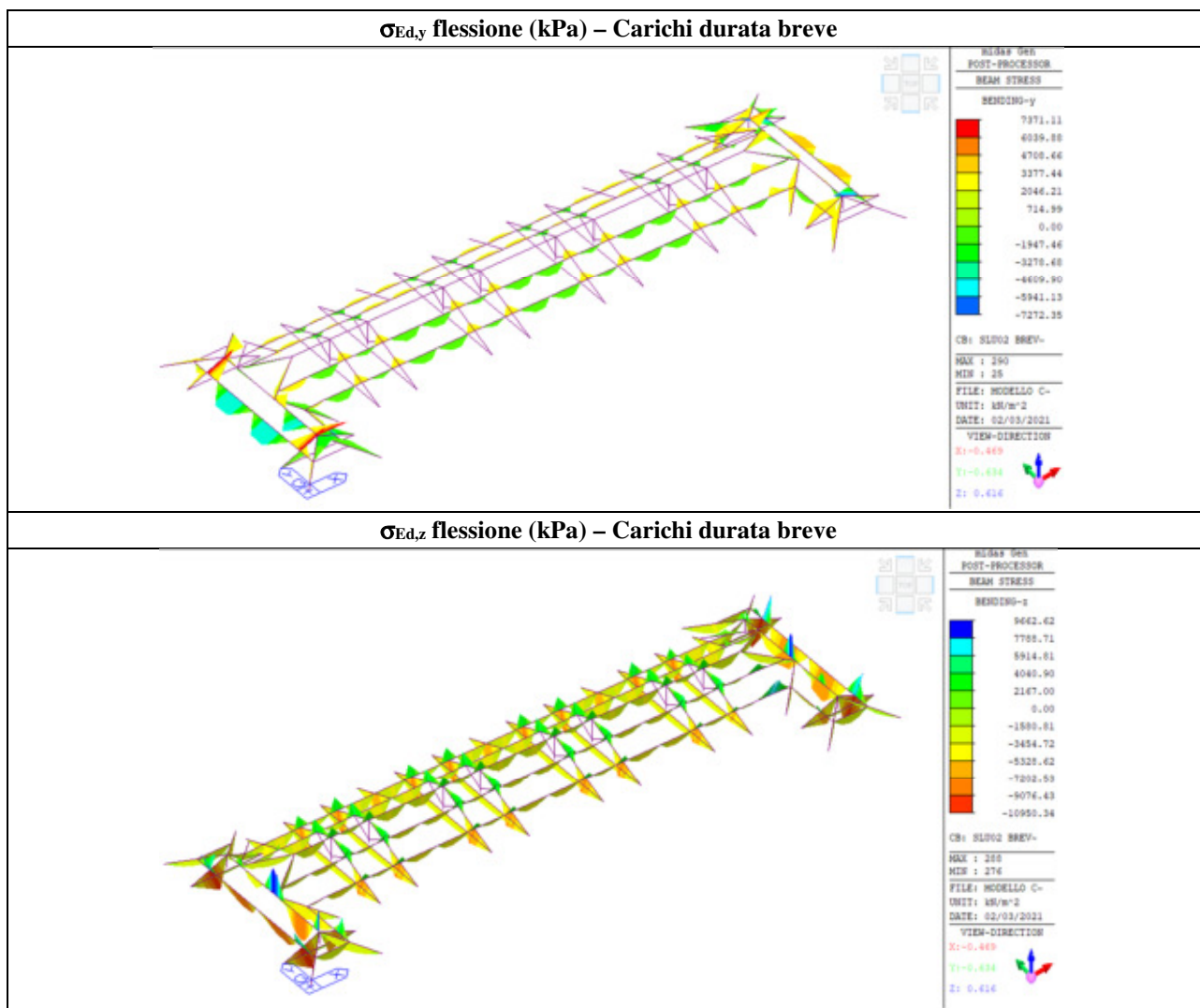


$\tau_{Ed,y}$ (kPa) – Carichi durata breve



$\tau_{Ed,z}$ (kPa) – Carichi durata breve





Si riportano le sollecitazioni massime resistenti degli elementi in funzione della combinazione di carico utilizzata.

- $f_{flex,d,perm} = 8.44$ MPa: resistenza di progetto a flessione per carichi permanenti;
- $f_{v,d,perm} = 0.67$ MPa: resistenza di progetto a taglio per carichi permanenti;
- $f_{flex,d,brevi} = 12.66$ MPa: resistenza di progetto a flessione per carichi brevi;
- $f_{v,d,brevi} = 1.00$ MPa: resistenza di progetto a taglio per carichi brevi.

Come si può vedere dalle sollecitazioni in gioco, in termini tensionali gli elementi sono verificati. Si procede con la verifica puntuale ai sensi delle NTC 2018 considerando unicamente le combinazioni con carichi brevi, in quanto più gravosa per il caso in esame.



Verifica secondo le NTC 2018 di elementi lignei quadrati - Catena capriata bassa

Classe di resistenza **C22**

Sezione	
b=	180 mm
h=	220 mm
Prof. Appoggio=	200 mm
Geometria	
α_{trave}	0°
$L_{campata,1}$	5540 mm
$L_{campata,2}$	0 mm
L_{sbalzo}	0 mm
L_{totale}	5540 mm
Peso proprio=	4.1 kN/m ³
G_{1k}	0.16236 kN/m

Carichi agenti	
Passo travetti o tratto di carico=	500 mm
G_{2k}	0.5 kN/m ²
$Q_{k,neve}$	1.2 kN/m ²
$Q_{k,vento}$	- kN/m ²
Classe di servizio:	2
Durata carico var.:	Breve
Ψ_{21} carico variabile:	0
$k_{mod,permanenti}$	0.6
$k_{mod,neve}$	0.9
k_{def}	0.8

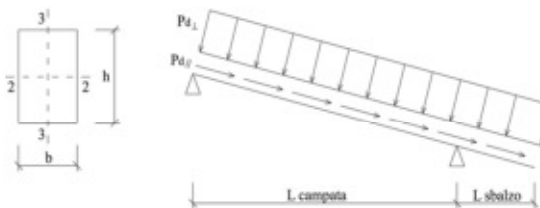
Proprietà della sezione	
A=	39600 mm ²
$J_{22}=bh^3/12=$	159720000 mm ⁴
$J_{33}=hb^3/12=$	106920000 mm ⁴
$W_{22}=bh^2/6=$	1452000 mm ³
$W_{33}=hb^2/6=$	1188000 mm ³
Luci di calcolo	
$L_{0,c}=L_{campata}/\cos\alpha=$	5540 mm
$L_{0,s}=L_{sbalzo}/\cos\alpha=$	0 mm
$L_{0,tot}=L_{totale}/\cos\alpha=$	5540 mm

Verifiche di resistenza (verificato se ≤ 1)		
Trazione	$(\sigma_{1,d}/f_{t,d})$	0.07
Stabilità	$(\sigma_{1,d}/f_{t,d}) + \sigma_{m2,d}/(k_{st}f_{m,d})$	0.00
Taglio	$\tau_{m2,d}/f_v$	0.00
Compr. Appoggio	$\sigma_{m2,d}/f_{m,d}$	0.00

Proprietà del legno secondo normative europee EN1194-2000 (lamellare), EN338-2003 (massiccio)

Valori caratteristici di resistenza (N/mm ²)		
Flessione	$f_{m,k}$	21.8
Traz. Parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$	21.8
Traz. Perpendicolare alle fibre	$f_{t,90,k}$	0.4
Compr. Parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$	19.33
Compr. Perpendicolare alle fibre	$f_{c,90,k}$	4.83
Taglio e torsione	$f_{v,k}$	2.18
Valori caratteristici di rigidità (N/mm ²)		
Mod. Elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$	11500
Mod. Elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	6700
Mod. Elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$	330
Modulo di taglio medio	G_{mean}	630

Lunghezza efficace	
$l_{3,eff}$	5540 mm



Tab. 4.4.II - Classi di servizio

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

Tabella 6-3-Valori della lunghezza efficace l_{eff}

Condizioni di vincolo	Tipo di carico o di sollecitazione	l_{eff}
Semplice appoggio	Momento flettente costante nel tratto L	1.0 L
	Carico uniformemente distribuito	0.9 L
	Forza concentrata in mezzzeria	0.8 L
Incastro ad un estremo (mensola)	Carico uniformemente distribuito	0.5 L
	Forza concentrata all'estremo libero	0.8 L



Verifiche di resistenza e stabilità

Sollecitazioni massime

Azione assiale: $N_{trazione}$ **35.7** kN

Tensioni

$\sigma_{t,1,d} = N_{trazione} / A = 0.90$ MPa

Coefficienti $k_{mod} = 0.9$

VERIFICHE $\gamma_M = 1.5 \implies f_{t,1,d} = f_{m,k} k_{mod} / (F.C. \gamma_M) = 13.08$ MPa

meccanismi: F.C. **1**

$K_{mod} / (F.C. \gamma_M) = 0.60$

Sbandamento laterale k_{crit} nel piano debole

$k_{crit} = 1$

$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{0.5} = 0.41$

$\sigma_{m,crit} = (\pi^2 b^2 / (l_{3,eff} h)) E_{0.05} (G_{mean} / E_{mean})^{0.5} = 131$ MPa

Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale $k_{c,90}$

$k_{c,90} = (2.38 - l_{app} / 250) (1 + h / (12 l_{app})) \leq 4$ 1.72

Formule in 6.1.5. EC5

Verifica di resistenza a trazione

$\eta = (\sigma_{t,1,d} / f_{t,1,d}) \eta = 0.07$



Verifica secondo le NTC 2018 di elementi lignei quadrati - Catena capriata alta

Classe di resistenza **C22**

Sezione	
b=	190 mm
h=	210 mm
Prof. Appoggio=	200 mm
Geometria	
α_{trave}	0°
$L_{campata,1}$	10150 mm
$L_{campata,2}$	0 mm
L_{sbalzo}	0 mm
L_{totale}	10150 mm
Peso proprio=	4.1 kN/m ³
G_{1k}	0.16359 kN/m

Carichi agenti	
Passo travetti o tratto di carico=	500 mm
G_{2k}	0.5 kN/m ²
$Q_{k,neve}$	1.2 kN/m ²
$Q_{k,vento}$	- kN/m ²
Classe di servizio:	2
Durata carico var.:	Breve
Ψ_{21} carico variabile:	0
$k_{mod,permanenti}$	0.6
$k_{mod,neve}$	0.9
k_{def}	0.8

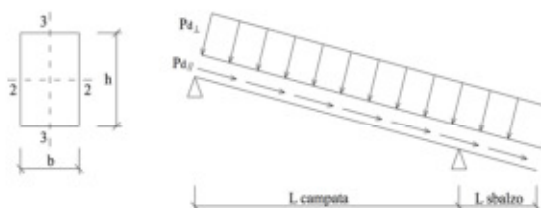
Proprietà della sezione	
A=	39900 mm ²
$J_{22}=bh^3/12=$	146632500 mm ⁴
$J_{33}=hb^3/12=$	120032500 mm ⁴
$W_{22}=bh^2/6=$	1396500 mm ³
$W_{33}=hb^2/6=$	1263500 mm ³
Luci di calcolo	
$L_{0,c}=L_{campata}/\cos\alpha=$	10150 mm
$L_{0,s}=L_{sbalzo}/\cos\alpha=$	0 mm
$L_{0,tot}=L_{totale}/\cos\alpha=$	10150 mm

Verifiche di resistenza (verificato se ≤ 1)		
Trazione	$(\sigma_{1,d}/f_{t,d})$	0.17
Stabilità	$(\sigma_{1,d}/f_{t,d}) + \sigma_{m2,d}/(k_{st}f_{m,d})$	0.00
Taglio	$\tau_{m2,d}/f_v$	0.00
Compr. Appoggio	$\sigma_{m2,d}/f_{m,d}$	0.00

Proprietà del legno secondo normative europee EN1194-2000 (lamellare), EN338-2003 (massiccio)

Valori caratteristici di resistenza (N/mm ²)		
Flessione	$f_{m,k}$	21.8
Traz. Parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$	21.8
Traz. Perpendicolare alle fibre	$f_{t,90,k}$	0.4
Compr. Parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$	19.33
Compr. Perpendicolare alle fibre	$f_{c,90,k}$	4.83
Taglio e torsione	$f_{v,k}$	2.18
Valori caratteristici di rigidità (N/mm ²)		
Mod. Elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$	10500
Mod. Elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	6700
Mod. Elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$	330
Modulo di taglio medio	G_{mean}	630

Lunghezza efficace	
$l_{3,eff}$	10150 mm



Tab. 4.4.II - Classi di servizio

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

Tabella 6-3-Valori della lunghezza efficace l_{eff}

Condizioni di vincolo	Tipo di carico o di sollecitazione	l_{eff}
Semplice appoggio	Momento flettente costante nel tratto L	1.0 L
	Carico uniformemente distribuito	0.9 L
	Forza concentrata in mezzzeria	0.8 L
Incastro ad un estremo (mensola)	Carico uniformemente distribuito	0.5 L
	Forza concentrata all'estremo libero	0.8 L



Verifiche di resistenza e stabilità

Sollecitazioni massime

Azione assiale: $N_{trazione}$ **87.06** kN

Tensioni

$\sigma_{t,1,d} = N_{trazione} / A = 2.18$ MPa

Coefficienti $k_{mod} = 0.9$

VERIFICHE $\gamma_M = 1.5 \implies f_{t,1,d} = f_{m,k} k_{mod} / (F.C. \gamma_M) = 13.08$ MPa

meccanismi: F.C. **1**

$K_{mod} / (F.C. \gamma_M) = 0.60$

Sbandamento laterale k_{crit} nel piano debole

$k_{crit} = 1$

$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{0.5} = 0.50$

$\sigma_{m,crit} = (\pi^2 b^2 / (l_{3,eff} h)) E_{0.05} (G_{mean} / E_{mean})^{0.5} = 87.3$ MPa

Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale $k_{c,90}$

$k_{c,90} = (2.38 - l_{app} / 250) (1 + h / (12 l_{app})) \leq 4$ 1.72

Formule in 6.1.5. EC5

Verifica di resistenza a trazione

$\eta = (\sigma_{t,1,d} / f_{t,1,d}) \eta = 0.17$



Verifica secondo le NTC 2018 di elementi lignei quadrati - Puntone capriata bassa

Classe di resistenza **C22**

Sezione	
b=	180 mm
h=	200 mm
Prof. Appoggio=	150 mm
Geometria	
α_{trave} =	24 °
$L_{campata,1}$ =	3020 mm
$L_{campata,2}$ =	0 mm
L_{sbalzo} =	0 mm
L_{totale} =	3020 mm
Peso proprio=	4.1 kN/m ³
G_{1k} =	0.14760 kN/m

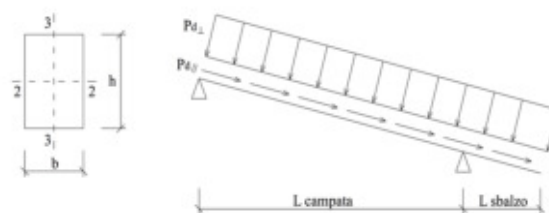
Carichi agenti	
Passo travetti o tratto di carico=	- mm
G_{2k} =	0.5 kN/m ²
$Q_{k,neve}$ =	1.2 kN/m ²
$Q_{k,vento}$ =	- kN/m ²
Classe di servizio:	2
Durata carico var.:	Breve
Ψ_{2k} carico variabile:	0
$k_{mod,permanenti}$ =	0.6
$k_{mod,neve}$ =	0.7
k_{def} =	2

Proprietà della sezione	
A =	36000 mm ²
$J_{22}=bh^3/12$ =	120000000 mm ⁴
$J_{33}=hb^3/12$ =	97200000 mm ⁴
$W_{22}=bh^2/6$ =	1200000 mm ³
$W_{33}=hb^2/6$ =	1080000 mm ³
Luci di calcolo	
$L_{0,c}=L_{campata}/\cos\alpha$ =	3306 mm
$L_{0,s}=L_{sbalzo}/\cos\alpha$ =	0 mm
$L_{0,tot}=L_{totale}/\cos\alpha$ =	3306 mm

Verifiche di resistenza (verificato se ≤ 1)			
Pressoflessione	$(\sigma_{0,1,d}/f_{t,1,d}) + (\sigma_{0,2,d}/f_{m,d})$	0.85	
Stabilità	$(\sigma_{0,1,d}/f_{t,1,d}) + \sigma_{0,2,d}/(k_{crit} f_{m,d})$	0.99	
Taglio	$\tau_{0,2,d}/f_v$	0.27	
Compr. Appoggio	$\sigma_{0,2,d}/f_{m,d}$	0.05	

Proprietà del legno secondo normative europee EN1194-2000 (lamellare), EN338-2003 (massiccio)		
Valori caratteristici di resistenza (N/mm ²)		
Flessione	$f_{m,k}$ =	21.8
Traz. Parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$ =	21.8
Traz. Perpendicolare alle fibre	$f_{t,90,k}$ =	0.4
Compr. Parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$ =	19.33
Compr. Perpendicolare alle fibre	$f_{c,90,k}$ =	4.83
Taglio e torsione	$f_{v,k}$ =	2.18
Valori caratteristici di rigidezza (N/mm ²)		
Mod. Elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$ =	10500
Mod. Elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$ =	6700
Mod. Elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$ =	330
Modulo di taglio medio	G_{mean} =	630

Lunghezza efficace	
$l_{3,eff}$ =	3020 mm



Tab. 4.4.II - Classi di servizio

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

Tabella 6-3-Valori della lunghezza efficace l_{eff}

Condizioni di vincolo	Tipo di carico o di sollecitazione	l_{eff}
Semplice appoggio	Momento flettente costante nel tratto L	1.0 L
	Carico uniformemente distribuito	0.9 L
	Forza concentrata in mezzzeria	0.8 L
Incastro ad un estremo (mensola)	Carico uniformemente distribuito	0.5 L
	Forza concentrata all'estremo libero	0.8 L



Verifiche di resistenza e stabilità

Sollecitazioni massime

Azione assiale: $N_{compressione}$	48.2 kN	====>
Taglio max: V_3	8.5 kN	====>
Momento max: M_{22}	13.14 kNm	====>
Momento max: M_{33}	0 kNm	====>
Reaz. vert. max: R_{max}	8.5 kN	

Tensioni

$\sigma_{c,0,d} = N_{compressione} / A =$	1.34 MPa
$\tau_d = 1.5 V_3 / A =$	0.35 MPa
$\sigma_{m,2,d} = M_{22} / W_{22} =$	10.95 MPa
$\sigma_{m,3,d} = M_{33} / W_{33} =$	0.00 MPa
$\sigma_{c,90,d} = R_{max} / (b l_{app}) =$	0.31 MPa

Coefficienti

$k_{mod} =$	0.9	
VERIFICHE $\gamma_M =$	1.5	====>
meccanismi: F.C.	1	
$K_{mod} / (F.C. \gamma_M) =$	0.60	

$f_{c,0,d} = f_{m,k} k_{mod} / (F.C. \gamma_M) =$	11.60 MPa
$f_{m,d} = f_{m,k} k_{mod} / (F.C. \gamma_M) =$	13.08 MPa
$f_{v,d} = f_{v,k} k_{mod} / (F.C. \gamma_M) =$	1.31 MPa
$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} k_{mod} / (F.C. \gamma_M) =$	2.90 MPa

Sbandamento laterale k_{crit} nel piano debole

$k_{crit,m} =$	1
$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{0.5} =$	0.28
$\sigma_{m,crit} = (\pi^2 b^2 / (12 l_{eff} h)) E_{0.05} (G_{mean} / E_{mean})^{0.5} =$	276.5721 MPa

Elementi compressi - Instabilità di colonna

$\lambda = (J_{min} / A)^{0.5} =$	51.96
$\lambda_{rel,c} = \lambda / \pi (f_{c,0,k} / E_{0.05})^{0.5} =$	0.888
Tipologia di legno:	Massiccio
$k = 0.5 (1 + \beta_c (\lambda_{rel,c} - 0.3) + \lambda_{rel,c}^2) =$	0.953
$k_{crit,c} =$	0.769

Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale $k_{c,90}$

$k_{c,90} = (2.38 - l_{app} / 250) (1 + h / (12 l_{app})) \leq 4$	1.98	Formule in 6.1.5. EC5
---	------	-----------------------

Verifica di resistenza a pressoflessione

K_m	0.7	
$\eta_1 = (\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d}) + \sigma_{m,2,d} / f_{m,d} + [K_m (\sigma_{m,3,d} / f_{m,d})] \eta_1 =$	0.85	
$\eta_2 = (\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d}) + [K_m (\sigma_{m,2,d} / f_{m,d})] + \sigma_{m,3,d} / f_{m,d} \eta_2 =$	0.60	
$\eta =$	0.85	

Verifica di stabilità (svergolamento)

$\eta_1 = \sigma_{c,0,d} / (k_{crit,c} f_{c,0,d}) + \sigma_{m,2,d} / (k_{crit,m} f_{m,d}) =$	$\eta =$	0.99
--	----------	------

Verifica di resistenza a taglio

$\eta = \tau_d / f_{v,d} \leq 1$	$\eta =$	0.27
----------------------------------	----------	------

Verifica a compressione dell'appoggio

$\eta = \sigma_{c,90,d} / (k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1$	$\eta =$	0.05
---	----------	------



Verifica secondo le NTC 2018 di elementi lignei quadrati - Puntone capriata alta

Classe di resistenza **C22**

Sezione	
b=	180 mm
h=	220 mm
Prof. Appoggio=	150 mm
Geometria	
α_{trave} =	24 °
$L_{campata,1}$ =	5462 mm
$L_{campata,2}$ =	0 mm
L_{sbalzo} =	0 mm
L_{totale} =	5462 mm
Peso proprio=	4.1 kN/m ³
G_{1k} =	0.16236 kN/m

Carichi agenti	
Passo travetti o tratto di carico=	- mm
G_{2k} =	0.5 kN/m ²
$Q_{k,neve}$ =	1.2 kN/m ²
$Q_{k,vento}$ =	- kN/m ²
Classe di servizio:	2
Durata carico var.:	Breve
Ψ_{2k} carico variabile:	0
$k_{mod,permanenti}$ =	0.6
$k_{mod,neve}$ =	0.7
k_{def} =	2

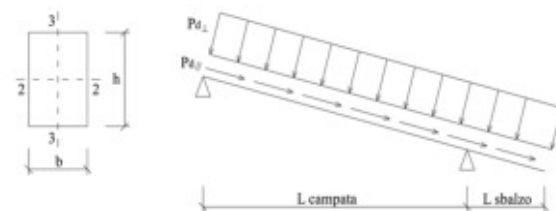
Proprietà della sezione	
A =	39600 mm ²
$J_{22}=bh^3/12$ =	159720000 mm ⁴
$J_{33}=hb^3/12$ =	106920000 mm ⁴
$W_{22}=bh^2/6$ =	1452000 mm ³
$W_{33}=hb^2/6$ =	1188000 mm ³
Luci di calcolo	
$L_{0,c}=L_{campata}/\cos\alpha$ =	5979 mm
$L_{0,s}=L_{sbalzo}/\cos\alpha$ =	0 mm
$L_{0,tot}=L_{totale}/\cos\alpha$ =	5979 mm

Verifiche di resistenza (verificato se ≤ 1)	
Pressoflessione	$(\sigma_{0,1,d}/f_{t,1,d}) + (\sigma_{0,2,d}/f_{m,d})$ 0.68
Stabilità	$(\sigma_{0,1,d}/f_{t,1,d}) + \sigma_{0,2,d}/(k_{crit} f_{m,d})$ 0.91
Taglio	$\tau_{0,2,d}/f_v$ 0.29
Compr. Appoggio	$\sigma_{m,2,d}/f_{m,d}$ 0.06

Proprietà del legno secondo normative europee EN1194-2000 (lamellare), EN338-2003 (massiccio)

Valori caratteristici di resistenza (N/mm ²)		
Flessione	$f_{m,k}$ =	21.8
Traz. Parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$ =	21.8
Traz. Perpendicolare alle fibre	$f_{t,90,k}$ =	0.4
Compr. Parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$ =	19.33
Compr. Perpendicolare alle fibre	$f_{c,90,k}$ =	4.83
Taglio e torsione	$f_{v,k}$ =	2.18
Valori caratteristici di rigidezza (N/mm ²)		
Mod. Elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$ =	10500
Mod. Elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$ =	6700
Mod. Elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$ =	330
Modulo di taglio medio	G_{mean} =	630

Lunghezza efficace	
$l_{3,eff}$ =	5462 mm



Tab. 4.4.II - Classi di servizio

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

Tabella 6-3-Valori della lunghezza efficace l_{eff}

Condizioni di vincolo	Tipo di carico o di sollecitazione	l_{eff}
Semplice appoggio	Momento flettente costante nel tratto L	1.0 L
	Carico uniformemente distribuito	0.9 L
	Forza concentrata in mezzzeria	0.8 L
Incastro ad un estremo (mensola)	Carico uniformemente distribuito	0.5 L
	Forza concentrata all'estremo libero	0.8 L



Verifiche di resistenza e stabilità

Sollecitazioni massime

Azione assiale: $N_{compressione}$	96.24 kN	==>
Taglio max: V_3	9.87 kN	==>
Momento max: M_{22}	12.12 kNm	==>
Momento max: M_{33}	0 kNm	==>
Reaz. vert. max: R_{max}	9.87 kN	

Tensioni

$\sigma_{c,0,d} = N_{compressione}/A =$	2.43 MPa
$\tau_d = 1.5 V_3/A =$	0.37 MPa
$\sigma_{m,2,d} = M_{22}/W_{22} =$	8.35 MPa
$\sigma_{m,3,d} = M_{33}/W_{33} =$	0.00 MPa
$\sigma_{c,90,d} = R_{max}/(b l_{app}) =$	0.37 MPa

Coefficienti

$k_{mod} =$	0.9	
VERIFICHE	$\gamma_M =$	1.5 ==>
meccanismi:	F.C.	1
▪ duttili	$K_{mod}/F.C. =$	0.90
▪ fragili	$K_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	0.60

$f_{c,0,d} = f_{m,k} k_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	11.60 MPa
$f_{m,d} = f_{m,k} k_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	13.08 MPa
$f_{v,d} = f_{v,k} k_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	1.31 MPa
$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} k_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	2.90 MPa

Sbandamento laterale k_{crit} nel piano debole

$k_{crit,m} =$	1
$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k}/\sigma_{m,crit})^{0.5} =$	0.40
$\sigma_{m,crit} = (\pi^2 b^2 / (12 l_{eff} h)) E_{0.05} (G_{mean}/E_{mean})^{0.5} =$	139.01797 MPa

Elementi compressi - Instabilità di colonna

$\lambda = (J_{min}/A)^{0.5} =$	51.96
$\lambda_{rel,c} = \lambda / \pi (f_{c,0,k}/E_{0.05})^{0.5} =$	0.888
Tipologia di legno:	Massiccio
$k = 0.5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,c} - 0.3) + \lambda_{rel,c}^2) =$	0.953
$k_{crit,c} =$	0.769

Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale $k_{c,90}$

$k_{c,90} = (2.38 - l_{app}/250)(1 + h/(12 l_{app})) \leq 4$	2.00	Formule in 6.1.5. EC5
--	------	-----------------------

Verifica di resistenza a pressoflessione

K_m	0.7	
$\eta_1 = (\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d}) + \sigma_{m,2,d}/f_{m,d} + [K_m (\sigma_{m,3,d}/f_{m,d})]$	$\eta_1 =$	0.68
$\eta_2 = (\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d}) + [K_m (\sigma_{m,2,d}/f_{m,d})] + \sigma_{m,3,d}/f_{m,d}$	$\eta_2 =$	0.49
$\eta =$	$\eta =$	0.68

Verifica di stabilità (svergolamento)

$\eta_1 = \sigma_{c,0,d}/(k_{crit,c} f_{c,0,d}) + \sigma_{m,2,d}/(k_{crit,m} f_{m,d}) =$	$\eta =$	0.91
--	----------	------

Verifica di resistenza a taglio

$\eta = \tau_d/f_{v,d} \leq 1$	$\eta =$	0.29
--------------------------------	----------	------

Verifica a compressione dell'appoggio

$\eta = \sigma_{c,90,d}/(k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1$	$\eta =$	0.06
---	----------	------



Verifica secondo le NTC 2018 di elementi lignei quadrati - Saette capriata alta

Classe di resistenza **C22**

Sezione	
b=	200 mm
h=	170 mm
Prof. Appoggio=	150 mm
Geometria	
α_{trave} =	24 °
$L_{campata,1}$ =	1533 mm
$L_{campata,2}$ =	0 mm
L_{sbalzo} =	0 mm
L_{totale} =	1533 mm
Peso proprio=	4.1 kN/m ³
G_{1k} =	0.13940 kN/m

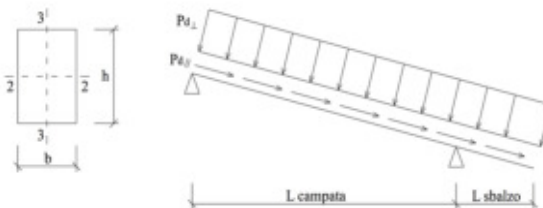
Carichi agenti	
Passo travetti o tratto di carico=	- mm
G_{2k} =	0.5 kN/m ²
$Q_{k,neve}$ =	1.2 kN/m ²
$Q_{k,vento}$ =	- kN/m ²
Classe di servizio:	2
Durata carico var.:	Breve
Ψ_{21} carico variabile:	0
$k_{mod,permanenti}$ =	0.6
$k_{mod,neve}$ =	0.7
k_{def} =	2

Proprietà della sezione	
A =	34000 mm ²
$J_{22}=bh^3/12$ =	81883333 mm ⁴
$J_{33}=hb^3/12$ =	113333333 mm ⁴
$W_{22}=bh^2/6$ =	963333 mm ³
$W_{33}=hb^2/6$ =	1133333 mm ³
Luci di calcolo	
$L_{0,c}=L_{campata}/\cos\alpha$ =	1678 mm
$L_{0,s}=L_{sbalzo}/\cos\alpha$ =	0 mm
$L_{0,tot}=L_{totale}/\cos\alpha$ =	1678 mm

Verifiche di resistenza (verificato se ≤ 1)			
Compressione	$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d}) + (\sigma_{m,2,d}/f_{m,d})$	✓	0.09
Stabilità	$\sigma_{c,0,d}/(k_{cm,c} f_{c,0,d})$	✓	0.12
Taglio	$\tau_{m,2,d}/f_{v,d}$	✓	0.00
Compr. Appoggio	$\sigma_{m,2,d}/f_{m,d}$	✓	0.00

Proprietà del legno secondo normative europee EN1194-2000 (lamellare), EN338-2003 (massiccio)		
Valori caratteristici di resistenza (N/mm ²)		
Flessione	$f_{m,k}$ =	21.8
Traz. Parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$ =	21.8
Traz. Perpendicolare alle fibre	$f_{t,90,k}$ =	0.4
Compr. Parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$ =	19.33
Compr. Perpendicolare alle fibre	$f_{c,90,k}$ =	4.83
Taglio e torsione	$f_{v,k}$ =	2.18
Valori caratteristici di rigidezza (N/mm ²)		
Mod. Elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$ =	10500
Mod. Elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$ =	6700
Mod. Elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$ =	330
Modulo di taglio medio	G_{mean} =	630

Lunghezza efficace	
$l_{0,eff}$ =	1533 mm



Tab. 4.4.II - Classi di servizio

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

Tabella 6-3-Valori della lunghezza efficace l_{eff}

Condizioni di vincolo	Tipo di carico o di sollecitazione	l_{eff}
Semplice appoggio	Momento flettente costante nel tratto L	1.0 L
	Carico uniformemente distribuito	0.9 L
	Forza concentrata in mezz'aria	0.8 L
Incastro ad un estremo (mensola)	Carico uniformemente distribuito	0.5 L
	Forza concentrata all'estremo libero	0.8 L



Verifiche di resistenza e stabilità

Sollecitazioni massime

Azione assiale: $N_{compressione}$	36.6	kN
Taglio max: V_3	0	kN
Momento max: M_{22}	0	kNm
Momento max: M_{33}	0	kNm
Reaz. vert. max: R_{max}	0	kN

Tensioni

$\sigma_{c,0,d} = N_{compressione} / A =$	1.08	MPa
$\tau_d = 1.5 V_3 / A =$	0.00	MPa
$\sigma_{m,2,d} = M_{22} / W_{22} =$	0.00	MPa
$\sigma_{m,3,d} = M_{33} / W_{33} =$	0.00	MPa
$\sigma_{c,90,d} = R_{max} / (b l_{app}) =$	0.00	MPa

Coefficienti

$k_{mod} =$	0.9
VERIFICHE $\gamma_M =$	1.5
meccanismi: F.C.	1
▪ duttili $K_{mod} / F.C. =$	0.90
▪ fragili $K_{mod} / (F.C. \gamma_M) =$	0.60

$f_{c,0,d} = f_{m,k} k_{mod} / (F.C. \gamma_M) =$	11.60	MPa
$f_{m,d} = f_{m,k} k_{mod} / (F.C. \gamma_M) =$	13.08	MPa
$f_{v,d} = f_{v,k} k_{mod} / (F.C. \gamma_M) =$	1.31	MPa
$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} k_{mod} / (F.C. \gamma_M) =$	2.90	MPa

Sbandamento laterale k_{crit} nel piano debole

$k_{crit,m}=$	1
$\lambda_{rel,m}=(f_{m,k}/\sigma_{m,crit})^{0.5}=$	0.17
$\sigma_{m,crit}=(\pi^2 b^2/(l_{3,eff} h)) E_{0.05}(G_{mean}/E_{mean})^{0.5}=$	791.35111 MPa

Elementi compressi - Instabilità di colonna

$\lambda = (J_{min} / A)^{0.5} =$	49.07
$\lambda_{rel,c} = \lambda / \pi (f_{c,0,k} / E_{0.05})^{0.5} =$	0.839
Tipologia di legno:	Massiccio
$k = 0.5 (1 + \beta_c (\lambda_{rel,c} - 0.3) + \lambda_{rel,c}^2) =$	0.906
$k_{crit,c} =$	0.802

Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale $k_{c,90}$

$k_{c,90} = (2.38 - l_{app} / 250) (1 + h / (12 l_{app})) \leq 4$	1.95	Formule in 6.1.5. EC5
---	------	-----------------------

Verifica di resistenza a compressione

K_m	0.7
-------	-----

$\eta_1 = (\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})$	$\eta_1 =$	0.09
---	------------	------

Verifica di stabilità (svergolamento)

$\eta_1 = \sigma_{c,0,d} / (k_{crit,c} f_{c,0,d})$	$\eta_1 =$	0.12
--	------------	------

Verifica di resistenza a taglio

$\eta = \tau_d / f_{v,d} \leq 1$	$\eta =$	0.00
----------------------------------	----------	------

Verifica a compressione dell'appoggio

$\eta = \sigma_{c,90,d} / (k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1$	$\eta =$	0.00
---	----------	------



Verifica secondo le NTC 2018 di elementi lignei quadrati - Terzere

Classe di resistenza **C22**

Sezione	
b=	150 mm
h=	190 mm
Prof. Appoggio=	100 mm
Geometria	
α_{trave} =	0 °
$L_{campata,1}$ =	2850 mm
$L_{campata,2}$ =	0 mm
L_{sbalzo} =	0 mm
L_{totale} =	2850 mm
Peso proprio=	4.1 kN/m ³
G_{1k} =	0.11685 kN/m

Carichi agenti	
Passo travetti o tratto di carico=	- mm
G_{2k} =	0.5 kN/m ²
$Q_{k,neve}$ =	1.2 kN/m ²
$Q_{k,vento}$ =	- kN/m ²
Classe di servizio:	2
Durata carico var.:	Breve
Ψ_{2k} carico variabile:	0
$k_{mod,permanenti}$ =	0.6
$k_{mod,neve}$ =	0.7
k_{def} =	2

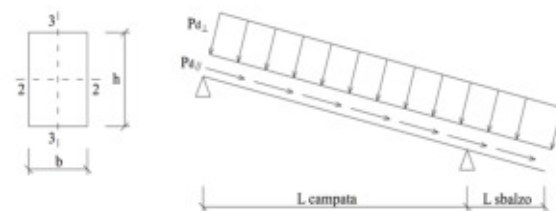
Proprietà della sezione	
A =	28500 mm ²
$J_{22}=bh^3/12$ =	85737500 mm ⁴
$J_{33}=hb^3/12$ =	53437500 mm ⁴
$W_{22}=bh^2/6$ =	902500 mm ³
$W_{33}=hb^2/6$ =	712500 mm ³
Luci di calcolo	
$L_{0,c}=L_{campata}/\cos\alpha$ =	2850 mm
$L_{0,s}=L_{sbalzo}/\cos\alpha$ =	0 mm
$L_{0,tot}=L_{totale}/\cos\alpha$ =	2850 mm

Verifiche di resistenza (verificato se ≤ 1)		
Flessione deviata	$(\sigma_{m,2,d}/f_{m,d})$	0.98
Stabilità	$\sigma_{m,2,d}/f_{m,d} + [K_m(\sigma_{m,1,d}/f_{m,d})]$	0.64
Taglio	$\tau_{m,2,d}/f_v$	0.42
Compr. Appoggio	$\sigma_{m,2,d}/f_{m,d}$	0.10

Proprietà del legno secondo normative europee EN1194-2000 (lamellare), EN338-2003 (massiccio)

Valori caratteristici di resistenza (N/mm ²)		
Flessione	$f_{m,k}$ =	21.8
Traz. Parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$ =	21.8
Traz. Perpendicolare alle fibre	$f_{t,90,k}$ =	0.4
Compr. Parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$ =	19.33
Compr. Perpendicolare alle fibre	$f_{c,90,k}$ =	4.83
Taglio e torsione	$f_{v,k}$ =	2.18
Valori caratteristici di rigidezza (N/mm ²)		
Mod. Elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$ =	10500
Mod. Elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$ =	6700
Mod. Elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$ =	330
Modulo di taglio medio	G_{mean} =	630

Lunghezza efficace	
$l_{3,eff}$ =	2850 mm



Tab. 4.4.II - Classi di servizio

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

Tabella 6-3-Valori della lunghezza efficace l_{eff}

Condizioni di vincolo	Tipo di carico o di sollecitazione	l_{eff}
Semplice appoggio	Momento flettente costante nel tratto L	1.0 L
	Carico uniformemente distribuito	0.9 L
	Forza concentrata in mezzzeria	0.8 L
Incastro ad un estremo (mensola)	Carico uniformemente distribuito	0.5 L
	Forza concentrata all'estremo libero	0.8 L



Verifiche di resistenza e stabilità

Sollecitazioni massime

Azione assiale: $N_{compressione}$	0 kN	==>
Taglio max: V_3	10.33 kN	==>
Momento max: M_{22}	7.59 kNm	==>
Momento max: M_{33}	4.51 kNm	==>
Reaz. vert. max: R_{max}	10.33 kN	

Tensioni

$\sigma_{c,0,d} = N_{compressione}/A =$	0.00 MPa
$\tau_d = 1.5 V_3/A =$	0.54 MPa
$\sigma_{m,2,d} = M_{22}/W_{22} =$	8.41 MPa
$\sigma_{m,3,d} = M_{33}/W_{33} =$	6.33 MPa
$\sigma_{c,90,d} = R_{max}/(b l_{app}) =$	0.69 MPa

Coefficienti

$k_{mod} =$	0.9	
VERIFICHE $\gamma_M =$	1.5	==>
meccanismi: F.C.	1	
▪ duttili $K_{mod}/F.C. =$	0.90	
▪ fragili $K_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	0.60	

$f_{c,0,d} = f_{m,k} k_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	11.60 MPa
$f_{m,d} = f_{m,k} k_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	13.08 MPa
$f_{v,d} = f_{v,k} k_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	1.31 MPa
$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} k_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	2.90 MPa

Sbandamento laterale k_{crit} nel piano debole

$k_{crit,m} =$	1
$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k}/\sigma_{m,crit})^{0.5} =$	0.32
$\sigma_{m,crit} = (\pi b^2/(l_{3,eff} h)) E_{0.05}(G_{mean}/E_{mean})^{0.5} =$	214.23201 MPa

Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale $k_{c,90}$

$k_{c,90} = (2.38 - l_{app}/250)(1 + h/(12 l_{app})) \leq 4$	2.29	Formule in 6.1.5. EC5
--	------	-----------------------

Verifica di resistenza a pressoflessione

K_m	0.7
-------	------------

$\eta_1 = \sigma_{m,2,d}/f_{m,d} + [K_m (\sigma_{m,3,d}/f_{m,d})]$	$\eta_1 =$	0.98
$\eta_2 = [K_m (\sigma_{m,2,d}/f_{m,d})] + \sigma_{m,3,d}/f_{m,d}$	$\eta_2 =$	0.93
	$\eta =$	0.98

Verifica di stabilità (svergolamento)

$\eta_1 = \sigma_{c,0,d}/(k_{crit,c} f_{c,0,d}) + \sigma_{m,2,d}/(k_{crit,m} f_{m,d}) =$	$\eta =$	0.64
--	----------	------

Verifica di resistenza a taglio

$\eta = \tau_d/f_{v,d} \leq 1$	$\eta =$	0.42
--------------------------------	----------	------

Verifica a compressione dell'appoggio

$\eta = \sigma_{c,90,d}/(k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1$	$\eta =$	0.10
---	----------	------



Verifica secondo le NTC 2018 di elementi lignei quadrati - Travi displuvi

Classe di resistenza **C22**

Sezione	
b=	180 mm
h=	200 mm
Prof. Appoggio=	100 mm
Geometria	
α_{trave} =	24 °
$L_{campata,1}$ =	2770 mm
$L_{campata,2}$ =	0 mm
L_{sbalzo} =	0 mm
L_{totale} =	2770 mm
Peso proprio=	4.1 kN/m ³
G_{1k} =	0.14760 kN/m

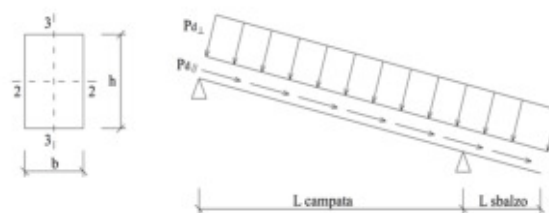
Carichi agenti	
Passo travetti o tratto di carico=	- mm
G_{2k} =	0.5 kN/m ²
$Q_{k,neve}$ =	1.2 kN/m ²
$Q_{k,vento}$ =	- kN/m ²
Classe di servizio:	2
Durata carico var.:	Breve
Ψ_{2k} carico variabile:	0
$k_{mod,permanenti}$ =	0.6
$k_{mod,neve}$ =	0.7
k_{def} =	2

Proprietà della sezione	
A =	36000 mm ²
$J_{22}=bh^3/12$ =	120000000 mm ⁴
$J_{33}=hb^3/12$ =	97200000 mm ⁴
$W_{22}=bh^2/6$ =	1200000 mm ³
$W_{33}=hb^2/6$ =	1080000 mm ³
Luci di calcolo	
$L_{0,c}=L_{campata}/\cos\alpha$ =	3032 mm
$L_{0,s}=L_{sbalzo}/\cos\alpha$ =	0 mm
$L_{0,tot}=L_{totale}/\cos\alpha$ =	3032 mm

Verifiche di resistenza (verificato se ≤ 1)		
Pressoflessione	$(\sigma_{0,1,d}/f_{0,1,d}) + (\sigma_{0,2,d}/f_{m,d})$	0.42
Stabilità	$(\sigma_{0,1,d}/f_{0,1,d}) + \sigma_{0,2,d}/(k_{cr}/f_{m,d})$	0.49
Taglio	$\tau_{0,2,d}/f_v$	0.17
Compr. Appoggio	$\sigma_{m,2,d}/f_{m,d}$	0.05

Proprietà del legno secondo normative europee EN1194-2000 (lamellare), EN338-2003 (massiccio)		
Valori caratteristici di resistenza (N/mm ²)		
Flessione	$f_{m,k}$ =	21.8
Traz. Parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$ =	21.8
Traz. Perpendicolare alle fibre	$f_{t,90,k}$ =	0.4
Compr. Parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$ =	19.33
Compr. Perpendicolare alle fibre	$f_{c,90,k}$ =	4.83
Taglio e torsione	$f_{v,k}$ =	2.18
Valori caratteristici di rigidezza (N/mm ²)		
Mod. Elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$ =	10500
Mod. Elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$ =	6700
Mod. Elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$ =	330
Modulo di taglio medio	G_{mean} =	630

Lunghezza efficace	
$l_{3,eff}$ =	2770 mm



Tab. 4.4.II - Classi di servizio

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

Tabella 6-3-Valori della lunghezza efficace l_{eff}

Condizioni di vincolo	Tipo di carico o di sollecitazione	l_{eff}
Semplice appoggio	Momento flettente costante nel tratto L	1.0 L
	Carico uniformemente distribuito	0.9 L
	Forza concentrata in mezzzeria	0.8 L
Incastro ad un estremo (mensola)	Carico uniformemente distribuito	0.5 L
	Forza concentrata all'estremo libero	0.8 L



Verifiche di resistenza e stabilità

Sollecitazioni massime

Azione assiale: $N_{compressione}$	25.93	kN	==>
Taglio max: V_3	5.45	kN	==>
Momento max: M_{22}	6.49	kNm	==>
Momento max: M_{33}	0	kNm	==>
Reaz. vert. max: R_{max}	5.45	kN	

Tensioni

$\sigma_{c,0,d} = N_{compressione}/A$	0.72	MPa
$\tau_d = 1.5 V_3/A$	0.23	MPa
$\sigma_{m,2,d} = M_{22}/W_{22}$	5.41	MPa
$\sigma_{m,3,d} = M_{33}/W_{33}$	0.00	MPa
$\sigma_{c,90,d} = R_{max}/(b l_{app})$	0.30	MPa

Coefficienti

k_{mod}	0.9	
VERIFICHE	γ_M	1.5 ==>
meccanismi:	F.C.	1
▪ duttili	$K_{mod}/F.C.$	0.90
▪ fragili	$K_{mod}/(F.C. \gamma_M)$	0.60

$f_{c,0,d} = f_{m,k} k_{mod}/(F.C. \gamma_M)$	11.60	MPa
$f_{m,d} = f_{m,k} k_{mod}/(F.C. \gamma_M)$	13.08	MPa
$f_{v,d} = f_{v,k} k_{mod}/(F.C. \gamma_M)$	1.31	MPa
$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} k_{mod}/(F.C. \gamma_M)$	2.90	MPa

Sbandamento laterale k_{crit} nel piano debole

$k_{crit,m}$	1
$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k}/\sigma_{m,crit})^{0.5}$	0.27
$\sigma_{m,crit} = (\pi^2 b^2 / (12 l_{eff}^2 h)) E_{0.05} (G_{mean}/E_{mean})^{0.5}$	301.53348 MPa

Elementi compressi - Instabilità di colonna

$\lambda = (J_{min}/A)^{0.5}$	51.96
$\lambda_{rel,c} = \lambda / \pi (f_{c,0,k}/E_{0.05})^{0.5}$	0.888
Tipologia di legno:	Massiccio
$k = 0.5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,c} - 0.3) + \lambda_{rel,c}^2)$	0.953
$k_{crit,c}$	0.769

Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale $k_{c,90}$

$k_{c,90} = (2.38 - l_{app}/250)(1 + h/(12 l_{app})) \leq 4$	2.31	Formule in 6.1.5. EC5
--	------	-----------------------

Verifica di resistenza a pressoflessione

K_m	0.7	
$\eta_1=(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d}) + \sigma_{m,2,d}/f_{m,d} + [K_m (\sigma_{m,3,d}/f_{m,d})]$	$\eta_1=$	0.42
$\eta_2=(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d}) + [K_m (\sigma_{m,2,d}/f_{m,d})] + \sigma_{m,3,d}/f_{m,d}$	$\eta_2=$	0.29
η	$\eta=$	0.42

Verifica di stabilità (svergolamento)

$\eta_1 = \sigma_{c,0,d}/(k_{crit,c} f_{c,0,d}) + \sigma_{m,2,d}/(k_{crit,m} f_{m,d})$	$\eta =$	0.49
--	----------	------

Verifica di resistenza a taglio

$\eta = \tau_d/f_{v,d} \leq 1$	$\eta =$	0.17
--------------------------------	----------	------

Verifica a compressione dell'appoggio

$\eta = \sigma_{c,90,d}/(k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1$	$\eta =$	0.05
---	----------	------



Verifica secondo le NTC 2018 di elementi lignei quadrati - Diagonali esterne

Classe di resistenza **C22**

Sezione	
b=	180 mm
h=	220 mm
Prof. Appoggio=	100 mm
Geometria	
α_{trave} =	24 °
$L_{campata,1}$ =	2770 mm
$L_{campata,2}$ =	0 mm
L_{sbalzo} =	0 mm
L_{totale} =	2770 mm
Peso proprio=	4.1 kN/m ³
G_{1k} =	0.16236 kN/m

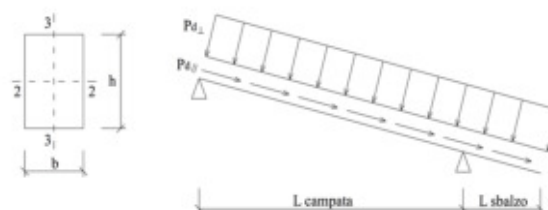
Carichi agenti	
Passo travetti o tratto di carico=	- mm
G_{2k} =	0.5 kN/m ²
$Q_{k,neve}$ =	1.2 kN/m ²
$Q_{k,vento}$ =	- kN/m ²
Classe di servizio:	2
Durata carico var.:	Breve
Ψ_{2k} carico variabile:	0
$k_{mod,permanenti}$ =	0.6
$k_{mod,neve}$ =	0.7
k_{def} =	2

Proprietà della sezione	
A =	39600 mm ²
$J_{22}=bh^3/12$ =	159720000 mm ⁴
$J_{33}=hb^3/12$ =	106920000 mm ⁴
$W_{22}=bh^2/6$ =	1452000 mm ³
$W_{33}=hb^2/6$ =	1188000 mm ³
Luci di calcolo	
$L_{0,c}=L_{campata}/\cos\alpha$ =	3032 mm
$L_{0,s}=L_{sbalzo}/\cos\alpha$ =	0 mm
$L_{0,tot}=L_{totale}/\cos\alpha$ =	3032 mm

Verifiche di resistenza (verificato se ≤ 1)	
Pressoflessione	$(\sigma_{0,1,d}/f_{t,1,d}) + (\sigma_{0,2,d}/f_{m,d})$ 0.40
Stabilità	$(\sigma_{0,1,d}/f_{t,1,d}) + \sigma_{0,2,d}/(k_{cr}/f_{m,d})$ 0.48
Taglio	$\tau_{0,2,d}/f_v$ 0.16
Compr. Appoggio	$\sigma_{m,2,d}/f_{m,d}$ 0.05

Proprietà del legno secondo normative europee EN1194-2000 (lamellare), EN338-2003 (massiccio)		
Valori caratteristici di resistenza (N/mm ²)		
Flessione	$f_{m,k}$ =	21.8
Traz. Parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$ =	21.8
Traz. Perpendicolare alle fibre	$f_{t,90,k}$ =	0.4
Compr. Parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$ =	19.33
Compr. Perpendicolare alle fibre	$f_{c,90,k}$ =	4.83
Taglio e torsione	$f_{v,k}$ =	2.18
Valori caratteristici di rigidezza (N/mm ²)		
Mod. Elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$ =	10500
Mod. Elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$ =	6700
Mod. Elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$ =	330
Modulo di taglio medio	G_{mean} =	630

Lunghezza efficace	
$l_{3,eff}$ =	2770 mm



Tab. 4.4.II - Classi di servizio

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

Tabella 6-3-Valori della lunghezza efficace l_{eff}

Condizioni di vincolo	Tipo di carico o di sollecitazione	l_{eff}
Semplice appoggio	Momento flettente costante nel tratto L	1.0 L
	Carico uniformemente distribuito	0.9 L
	Forza concentrata in mezzzeria	0.8 L
Incastro ad un estremo (mensola)	Carico uniformemente distribuito	0.5 L
	Forza concentrata all'estremo libero	0.8 L



Verifiche di resistenza e stabilità

Sollecitazioni massime

Azione assiale: $N_{compressione}$	30.78	kN	==>
Taglio max: V_3	5.69	kN	==>
Momento max: M_{22}	7.47	kNm	==>
Momento max: M_{33}	0	kNm	==>
Reaz. vert. max: R_{max}	5.69	kN	

Tensioni

$\sigma_{c,0,d} = N_{compressione}/A =$	0.78	MPa
$\tau_d = 1.5 V_3/A =$	0.22	MPa
$\sigma_{m,2,d} = M_{22}/W_{22} =$	5.14	MPa
$\sigma_{m,3,d} = M_{33}/W_{33} =$	0.00	MPa
$\sigma_{c,90,d} = R_{max}/(b l_{app}) =$	0.32	MPa

Coefficienti

$k_{mod} =$	0.9	
VERIFICHE $\gamma_M =$	1.5	==>
meccanismi: F.C.	1	
▪ duttili $K_{mod}/F.C. =$	0.90	
▪ fragili $K_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	0.60	

$f_{c,0,d} = f_{m,k} k_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	11.60	MPa
$f_{m,d} = f_{m,k} k_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	13.08	MPa
$f_{v,d} = f_{v,k} k_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	1.31	MPa
$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} k_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	2.90	MPa

Sbandamento laterale k_{crit} nel piano debole

$k_{crit,m} =$	1
$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k}/\sigma_{m,crit})^{0.5} =$	0.28
$\sigma_{m,crit} = (\pi^2 b^2 / (12 l_{eff}^2 h)) E_{0.05} (G_{mean}/E_{mean})^{0.5} =$	274.12135 MPa

Elementi compressi - Instabilità di colonna

$\lambda = (J_{min}/A)^{0.5} =$	51.96
$\lambda_{rel,c} = \lambda / \pi (f_{c,0,k}/E_{0.05})^{0.5} =$	0.888
Tipologia di legno:	Massiccio
$k = 0.5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,c} - 0.3) + \lambda_{rel,c}^2) =$	0.953
$k_{crit,c} =$	0.769

Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale $k_{c,90}$

$k_{c,90} = (2.38 - l_{app}/250)(1 + h/(12 l_{app})) \leq 4$	2.34	Formule in 6.1.5. EC5
--	------	-----------------------

Verifica di resistenza a pressoflessione

K_m	0.7	
$\eta_1=(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d}) + \sigma_{m,2,d}/f_{m,d} + [K_m (\sigma_{m,3,d}/f_{m,d})]$	$\eta_1=$	0.40
$\eta_2=(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d}) + [K_m (\sigma_{m,2,d}/f_{m,d})] + \sigma_{m,3,d}/f_{m,d}$	$\eta_2=$	0.28
$\eta=$	$\eta=$	0.40

Verifica di stabilità (svergolamento)

$\eta_1 = \sigma_{c,0,d}/(k_{crit,c} f_{c,0,d}) + \sigma_{m,2,d}/(k_{crit,m} f_{m,d}) =$	$\eta =$	0.48
--	----------	------

Verifica di resistenza a taglio

$\eta = \tau_d/f_{v,d} \leq 1$	$\eta =$	0.16
--------------------------------	----------	------

Verifica a compressione dell'appoggio

$\eta = \sigma_{c,90,d}/(k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1$	$\eta =$	0.05
---	----------	------



Verifica secondo le NTC 2018 di elementi lignei quadrati - Diagonali interne

Classe di resistenza **C22**

Sezione	
b=	150 mm
h=	200 mm
Prof. Appoggio=	100 mm
Geometria	
α_{trave} =	24 °
$L_{campata,1}$ =	2770 mm
$L_{campata,2}$ =	0 mm
L_{sbalzo} =	0 mm
L_{totale} =	2770 mm
Peso proprio=	4.1 kN/m ³
G_{1k} =	0.12300 kN/m

Carichi agenti	
Passo travetti o tratto di carico=	- mm
G_{2k} =	0.5 kN/m ²
$Q_{k,neve}$ =	1.2 kN/m ²
$Q_{k,vento}$ =	- kN/m ²
Classe di servizio:	2
Durata carico var.:	Breve
Ψ_{2k} carico variabile:	0
$k_{mod,permanenti}$ =	0.6
$k_{mod,neve}$ =	0.7
k_{def} =	2

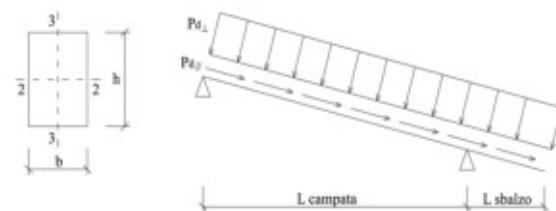
Proprietà della sezione	
A =	30000 mm ²
$J_{22}=bh^3/12$ =	100000000 mm ⁴
$J_{33}=hb^3/12$ =	56250000 mm ⁴
$W_{22}=bh^2/6$ =	1000000 mm ³
$W_{33}=hb^2/6$ =	750000 mm ³
Luci di calcolo	
$L_{0,c}=L_{campata}/\cos\alpha$ =	3032 mm
$L_{0,s}=L_{sbalzo}/\cos\alpha$ =	0 mm
$L_{0,tot}=L_{totale}/\cos\alpha$ =	3032 mm

Verifiche di resistenza (verificato se ≤ 1)			
Pressoflessione	$(\sigma_{0,1,d}/f_{t,1,d}) + (\sigma_{0,2,d}/f_{m,d})$	0.25	
Stabilità	$(\sigma_{0,1,d}/f_{t,1,d}) + \sigma_{0,2,d}/(k_{cr}/f_{m,d})$	0.34	
Taglio	$\tau_{0,2,d}/f_v$	0.17	
Compr. Appoggio	$\sigma_{m,2,d}/f_{m,d}$	0.05	

Proprietà del legno secondo normative europee EN1194-2000 (lamellare), EN338-2003 (massiccio)

Valori caratteristici di resistenza (N/mm ²)		
Flessione	$f_{m,k}$ =	21.8
Traz. Parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$ =	21.8
Traz. Perpendicolare alle fibre	$f_{t,90,k}$ =	0.4
Compr. Parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$ =	19.33
Compr. Perpendicolare alle fibre	$f_{c,90,k}$ =	4.83
Taglio e torsione	$f_{v,k}$ =	2.18
Valori caratteristici di rigidezza (N/mm ²)		
Mod. Elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$ =	10500
Mod. Elastico parallelo caratteristico	$E_{0,0.5}$ =	6700
Mod. Elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$ =	330
Modulo di taglio medio	G_{mean} =	630

Lunghezza efficace	
$l_{3,eff}$ =	2770 mm



Tab. 4.4.II - Classi di servizio

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

Tabella 6-3-Valori della lunghezza efficace l_{eff}

Condizioni di vincolo	Tipo di carico o di sollecitazione	l_{eff}
Semplice appoggio	Momento flettente costante nel tratto L	1.0 L
	Carico uniformemente distribuito	0.9 L
	Forza concentrata in mezzzeria	0.8 L
Incastro ad un estremo (mensola)	Carico uniformemente distribuito	0.5 L
	Forza concentrata all'estremo libero	0.8 L



Verifiche di resistenza e stabilità

Sollecitazioni massime

Azione assiale: $N_{compressione}$	28.03 kN	==>
Taglio max: V_3	4.55 kN	==>
Momento max: M_{22}	3.24 kNm	==>
Momento max: M_{33}	0 kNm	==>
Reaz. vert. max: R_{max}	4.55 kN	

Tensioni

$\sigma_{c,0,d} = N_{compressione}/A =$	0.93 MPa
$\tau_d = 1.5 V_3/A =$	0.23 MPa
$\sigma_{m,2,d} = M_{22}/W_{22} =$	3.24 MPa
$\sigma_{m,3,d} = M_{33}/W_{33} =$	0.00 MPa
$\sigma_{c,90,d} = R_{max}/(b l_{app}) =$	0.30 MPa

Coefficienti

$k_{mod} =$	0.9	
VERIFICHE $\gamma_M =$	1.5	==>
meccanismi: F.C.	1	
▪ duttili $K_{mod}/F.C. =$	0.90	
▪ fragili $K_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	0.60	

$f_{c,0,d} = f_{m,k} k_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	11.60 MPa
$f_{m,d} = f_{m,k} k_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	13.08 MPa
$f_{v,d} = f_{v,k} k_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	1.31 MPa
$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} k_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	2.90 MPa

Sbandamento laterale k_{crit} nel piano debole

$k_{crit,m} =$	1
$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k}/\sigma_{m,crit})^{0.5} =$	0.32
$\sigma_{m,crit} = (\pi^2 b^2 / (12 l_{eff} h)) E_{0.05} (G_{mean}/E_{mean})^{0.5} =$	209.39825 MPa

Elementi compressi - Instabilità di colonna

$\lambda = (J_{min}/A)^{0.5} =$	43.30
$\lambda_{rel,c} = \lambda / \pi (f_{c,0,k}/E_{0.05})^{0.5} =$	0.740
Tipologia di legno:	Massiccio
$k = 0.5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,c} - 0.3) + \lambda_{rel,c}^2) =$	0.818
$k_{crit,c} =$	0.858

Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale $k_{c,90}$

$k_{c,90} = (2.38 - l_{app}/250)(1 + h/(12 l_{app})) \leq 4$	2.31	Formule in 6.1.5. EC5
--	------	-----------------------

Verifica di resistenza a pressoflessione

K_m	0.7	
$\eta_1 = (\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d}) + \sigma_{m,2,d}/f_{m,d} + [K_m (\sigma_{m,3,d}/f_{m,d})]$	$\eta_1 =$	0.25
$\eta_2 = (\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d}) + [K_m (\sigma_{m,2,d}/f_{m,d})] + \sigma_{m,3,d}/f_{m,d}$	$\eta_2 =$	0.18
$\eta =$	0.25	

Verifica di stabilità (svergolamento)

$\eta_1 = \sigma_{c,0,d}/(k_{crit,c} f_{c,0,d}) + \sigma_{m,2,d}/(k_{crit,m} f_{m,d}) =$	$\eta =$	0.34
--	----------	------

Verifica di resistenza a taglio

$\eta = \tau_d/f_{v,d} \leq 1$	$\eta =$	0.17
--------------------------------	----------	------

Verifica a compressione dell'appoggio

$\eta = \sigma_{c,90,d}/(k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1$	$\eta =$	0.05
---	----------	------



Verifica secondo le NTC 2018 di elementi lignei quadrati - Colmo

Classe di resistenza **C22**

Sezione		
b=	140	mm
h=	190	mm
Prof. Appoggio=	100	mm
Geometria		
α_{trave}°	0	°
$L_{campata,1}^{\circ}$	2850	mm
$L_{campata,2}^{\circ}$	0	mm
L_{sbalzo}°	0	mm
L_{totale}°	2850	mm
Peso proprio=	4.1	kN/m ³
G_{1k}	0.10906	kN/m

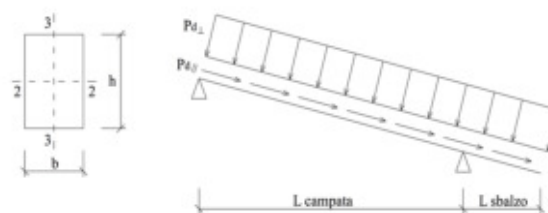
Carichi agenti		
Passo travetti o tratto di carico=	-	mm
G_{2k}	0.5	kN/m ²
$Q_{k,neve}$	1.2	kN/m ²
$Q_{k,vento}$	-	kN/m ²
Classe di servizio:	2	
Durata carico var.:	Breve	
Ψ_{2k} carico variabile:	0	
$k_{mod,permanenti}$	0.6	
$k_{mod,neve}$	0.7	
k_{def}	2	

Proprietà della sezione		
A°	26600	mm ²
$J_{22}=bh^3/12=$	80021667	mm ⁴
$J_{33}=hb^3/12=$	43446667	mm ⁴
$W_{22}=bh^2/6=$	842333	mm ³
$W_{33}=hb^2/6=$	620667	mm ³
Luci di calcolo		
$L_{0,c}=L_{campata}/\cos\alpha=$	2850	mm
$L_{0,s}=L_{sbalzo}/\cos\alpha=$	0	mm
$L_{0,tot}=L_{totale}/\cos\alpha=$	2850	mm

Verifiche di resistenza (verificato se ≤ 1)		
Flessione	$(\sigma_{1,d}/f_{t,d}) + (\sigma_{m,2,d}/f_{m,d})$	0.46
Stabilità	$(\sigma_{1,d}/f_{t,d}) + \sigma_{m,2,d}/(k_{cr}/f_{m,d})$	0.46
Taglio	$\tau_{m,2,d}/f_{v,d}$	0.53
Compr. Appoggio	$\sigma_{m,2,d}/f_{m,d}$	0.13

Proprietà del legno secondo normative europee EN1194-2000 (lamellare), EN338-2003 (massiccio)		
Valori caratteristici di resistenza (N/mm ²)		
Flessione	$f_{m,k}$	21.8
Traz. Parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$	21.8
Traz. Perpendicolare alle fibre	$f_{t,90,k}$	0.4
Compr. Parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$	19.33
Compr. Perpendicolare alle fibre	$f_{c,90,k}$	4.83
Taglio e torsione	$f_{v,k}$	2.18
Valori caratteristici di rigidezza (N/mm ²)		
Mod. Elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$	10500
Mod. Elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	6700
Mod. Elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$	330
Modulo di taglio medio	G_{mean}	630

Lunghezza efficace		
$l_{3,eff}$	2850	mm



Tab. 4.4.II - Classi di servizio

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

Tabella 6-3-Valori della lunghezza efficace l_{eff}

Condizioni di vincolo	Tipo di carico o di sollecitazione	l_{eff}
Semplice appoggio	Momento flettente costante nel tratto L	1.0 L
	Carico uniformemente distribuito	0.9 L
	Forza concentrata in mezzzeria	0.8 L
Incastro ad un estremo (mensola)	Carico uniformemente distribuito	0.5 L
	Forza concentrata all'estremo libero	0.8 L



Verifiche di resistenza e stabilità

Sollecitazioni massime

Azione assiale: $N_{compressione}$	0 kN	==>
Taglio max: V_3	12.29 kN	==>
Momento max: M_{22}	5.08 kNm	==>
Momento max: M_{33}	0 kNm	==>
Reaz. vert. max: R_{max}	12.29 kN	

Tensioni

$\sigma_{c,0,d} = N_{compressione}/A =$	0.00 MPa
$\tau_d = 1.5 V_3/A =$	0.69 MPa
$\sigma_{m,2,d} = M_{22}/W_{22} =$	6.03 MPa
$\sigma_{m,3,d} = M_{33}/W_{33} =$	0.00 MPa
$\sigma_{c,90,d} = R_{max}/(b l_{app}) =$	0.88 MPa

Coefficienti

$k_{mod} =$	0.9	
VERIFICHE $\gamma_M =$	1.5	==>
meccanismi: F.C.	1	
▪ duttili $K_{mod}/F.C. =$	0.90	
▪ fragili $K_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	0.60	

$f_{c,0,d} = f_{m,k} k_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	11.60 MPa
$f_{m,d} = f_{m,k} k_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	13.08 MPa
$f_{v,d} = f_{v,k} k_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	1.31 MPa
$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} k_{mod}/(F.C. \gamma_M) =$	2.90 MPa

Sbandamento laterale k_{crit} nel piano debole

$k_{crit,m} =$	1
$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k}/\sigma_{m,crit})^{0.5} =$	0.34
$\sigma_{m,crit} = (\pi b^2/(l_{3,eff} h)) E_{0.05}(G_{mean}/E_{mean})^{0.5} =$	186.61988 MPa

Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale $k_{c,90}$

$k_{c,90} = (2.38 - l_{app}/250)(1 + h/(12 l_{app})) \leq 4$	2.29	Formule in 6.1.5. EC5
--	------	-----------------------

Verifica di resistenza a pressoflessione

K_m	0.7
-------	-----

$\eta_1 = \sigma_{m,2,d}/f_{m,d} + [K_m (\sigma_{m,3,d}/f_{m,d})]$	$\eta_1 =$	0.46
$\eta_2 = [K_m (\sigma_{m,2,d}/f_{m,d})] + \sigma_{m,3,d}/f_{m,d}$	$\eta_2 =$	0.32
	$\eta =$	0.46

Verifica di stabilità (svergolamento)

$\eta_1 = \sigma_{c,0,d}/(k_{crit,c} f_{c,0,d}) + \sigma_{m,2,d}/(k_{crit,m} f_{m,d}) =$	$\eta =$	0.46
--	----------	------

Verifica di resistenza a taglio

$\eta = \tau_d/f_{v,d} \leq 1$	$\eta =$	0.53
--------------------------------	----------	------

Verifica a compressione dell'appoggio

$\eta = \sigma_{c,90,d}/(k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1$	$\eta =$	0.13
---	----------	------



Verifica secondo le NTC 2018 di elementi lignei rettangolari - Travetti cop. Bassa

Classe di resistenza **C22**

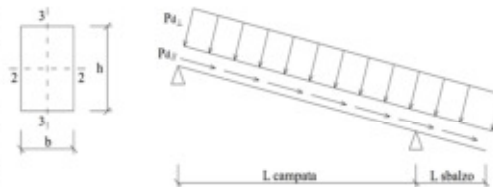
Sezione		
b=	75	mm
h=	120	mm
Prof. Appoggio=	100	mm
Geometria		
α_{trave} =	21.7	°
$L_{campata}$ =	1450	mm
L_{sbalzo} =	1250	mm
L_{totale} =	2700	mm
Peso proprio=	4.1	kN/m ³
G_{1k} =	0.0369	kN/m

Proprietà del legno secondo normative europee EN1194-2000 (lamellare), EN338-2003

Valori caratteristici di resistenza (N/mm ²)		
Flessione	$f_{m,k}$ =	21.8
Traz. Parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$ =	21.8
Traz. Perpendicolare alle fibre	$f_{t,90,k}$ =	0.4
Compr. Parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$ =	19.3
Compr. Perpendicolare alle fibre	$f_{c,90,k}$ =	4.83
Taglio e torsione	$f_{v,k}$ =	2.18
Valori caratteristici di rigidezza (N/mm ²)		
Mod. Elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$ =	####
Mod. Elastico parallelo caratteristico	$E_{0,0.5}$ =	6700
Mod. Elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$ =	330
Modulo di taglio medio	G_{mean} =	630

Carichi agenti		
Passo travetti o tratto di carico=	500	mm
G_{2k} =	0.15	kN/m ²
Q_k =	1.2	kN/m ²
Classe di servizio:	3	
Durata carico var.:	breve	
Ψ_{25} carico variabile:	0	
$k_{mod,permanenti}$ =	0.5	
$k_{mod,neve}$ =	0.7	
k_{def} =	2	

Lunghezza efficace		
$l_{3,eff}$ =	1450	mm



Proprietà della sezione		
$A=$	9000	mm ²
$J_{22}=bh^3/12=$	10800000	mm ⁴
$J_{33}=hb^3/12=$	4218750	mm ⁴
$W_{22}=bh^2/6=$	180000	mm ³
$W_{33}=hb^2/6=$	112500	mm ³
Luci di calcolo		
$L_{0,c}=L_{campata}/\cos\alpha=$	1560.60	mm
$L_{0,s}=L_{sbalzo}/\cos\alpha=$	1345.34	mm
$L_{0,tot}=L_{totale}/\cos\alpha=$	2905.94	mm

Carichi al metro lineare perpendicolarmente all'asse

$G_{1k\perp}=G_{1k}\cos\alpha=$	0.03	kN/m
$G_{2k\perp}=\text{passo}\cdot G_{2k}\cos\alpha=$	0.07	kN/m
$Q_{k\perp}=\text{passo}\cdot Q_k\cos\alpha=$	0.56	kN/m

Carichi al metro lineare parallelamente all'asse

$G_{1k\parallel}=G_{1k}\sin\alpha=$	0.01	kN/m
$G_{2k\parallel}=\text{passo}\cdot G_{2k}\sin\alpha=$	0.03	kN/m
$Q_{k\parallel}=\text{passo}\cdot Q_k\sin\alpha=$	0.22	kN/m

Verifiche di resistenza (verificato se ≤ 1)

Flessione	$\sigma_{m,2,d}/f_{m,d}=$	0.49
Stabilità	$\sigma_{m,2,d}/(k_{crit}\cdot f_{m,d})=$	0.49
Taglio	$\sigma_{m,2,d}/f_{m,d}=$	0.25
Compr. Appoggio	$\sigma_{m,2,d}/f_{m,d}=$	0.08

Verifiche di deformabilità (verificato se ≤ 1)

Freccia istantanea $u_{2,ist}/u_{2,tot,lim}$	0.05	-0.05	Campata
Freccia netta finale $u_{0et,fin}/u_{0et,fin,lim}$	0.06	-0.06	
Freccia istantanea $u_{2,ist}/u_{2,tot,lim}$	-	-	Sbalzo
Freccia netta finale $u_{0et,fin}/u_{0et,fin,lim}$	-	-	



Verifiche di resistenza e stabilità

Calcolo delle tensioni di esercizio agli SLU

Carichi di progetto: $p_{d1} = 0.99 \text{ kN/m}$ $p_{d2} = 0.39 \text{ kN/m}$ *Carichi di progetto valutati considerando la combinazione di carico più sfavorevole tra soli carichi permanenti (k_{mod} durata permanente) e carichi totali compresa neve (k_{mod} media o breve durata)*

Sollecitazioni agenti $R_{assiale} = 1.14 \text{ kN}$ Reazione assiale concentrata su un appoggio
 $R_A = 0.21 \text{ kN}$ Reazione verticale in A
 $R_B = 2.87 \text{ kN}$ Reazione verticale in B
 $V_A = 0.20 \text{ kN}$ Taglio in A
 $V_{B,campata} = -1.34 \text{ kN}$ Taglio in B lato campata
 $V_{B,sbalzo} = 1.53 \text{ kN}$ Taglio in B lato sbalzo
 $M = -0.89 \text{ kNm}$ Momento massimo appoggio
 $x^+ = 0.20 \text{ m}$ Posizione momento massimo campata
 $M^+ = 0.02 \text{ kNm}$ Momento massimo campata

Sollecitazioni massime

$V_3 = 1.528915368 \text{ kN}$ $\Rightarrow \tau_d = 1.5 V_3 / A = 0.25 \text{ MPa}$
 $M_{22} = 0.891683504 \text{ kNm}$ $\Rightarrow \sigma_{m,2,d} = M_{22} / W_{22} = 4.95 \text{ MPa}$
 $\sigma_{c,90,d} = R_B / (b l_{app}) = 0.38 \text{ MPa}$

Coefficienti

$k_{mod} = 0.7$ $f_{m,d} = f_{m,k} k_{mod} / \gamma_M = 10.17 \text{ MPa}$
 $\gamma_M = 1.5 \Rightarrow f_{v,d} = f_{v,k} k_{mod} / \gamma_M = 1.02 \text{ MPa}$
 $K_{mod} / \gamma_M = 0.47$ $f_{c,90,d} = f_{c,90,k} k_{mod} / \gamma_M = 2.25 \text{ MPa}$

Sbandamento laterale k_{crit} nel piano debole

$k_{crit} = 1$
 $\lambda_{rel,m} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{0.5} = 0.36$
 $\sigma_{m,crit} = (\pi^2 b^2 / (13_{eff} h)) E_{0.05} (G_{mean} / E_{mean})^{0.5} = 170.79 \text{ MPa}$

Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale $k_{c,90}$

$k_{c,90} = (2.38 - l_{app} / 250) (1 + h / (12 l_{app})) \leq 4$ 2.18 Formule in 6.1.5. EC5

Verifica di resistenza a flessione

$\eta = \sigma_{m,2,d} / f_{m,d} \leq 1$ $\eta = 0.49$

Verifica di stabilità (svergolamento)

$\eta = \sigma_{m,2,d} / (k_{crit} f_{m,d}) \leq 1$ $\eta = 0.49$

Verifica di resistenza a taglio

$\eta = \tau_d / f_{v,d} \leq 1$ $\eta = 0.25$

Verifica a compressione dell'appoggio

$\eta = \sigma_{c,90,d} / (k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1$ $\eta = 0.08$



Verifiche di deformazione

Valori di deformata in campata >0 se verso il basso

Valori di deformata dello sbalzo >0 se verso l'alto

Componenti della freccia di inflessione

u_1 freccia dovuta ai carichi permanenti

u_2 freccia dovuta ai carichi variabili

$u_{net}=u_1+u_2$ freccia netta (o freccia totale)

Limiti

campata	$u_{2,ist,lim} \leq l_{0,c} /$	300	=	5.20 mm
	$u_{net,fin,lim} \leq l_{0,c} /$	200	=	7.80 mm
sbalzo	$u_{2,ist,lim} \leq l_{0,s} /$	150	=	8.97 mm
	$u_{net,fin,lim} \leq l_{0,s} /$	100	=	13.45 mm

Verifica della freccia istantanea $u_{2,ist}$ per i soli carichi variabili

$$q=Q_{v,k}=0.56 \text{ kN/m}$$

Campata (deformata a taglio approssimata)

$$u_{2,ist}=q l_{0,c}^2 (5 l_{0,c}^2 - 12 l_{0,s}^2) / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1.2 q l_{0,c}^2 / (8 G_{mean} A) = -0.28 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{2,ist} / u_{2,ist,lim} \leq 1 \quad \eta = -0.05$$

Sbalzo (deformata a taglio ignorata)

$$u_{2,ist} = (q l_{c,0}^3 l_{s,0} - q l_{s,0}^3 (4 l_{c,0} + 3 l_{s,0})) / (24 E_{0,mean}) = -4.28 \text{ mm} \quad \text{Freccia verso il basso}$$

$$\eta = u_{2,ist} / u_{2,ist,lim} \leq 1 \quad \eta = -0.48$$

Verifica della freccia totale finale $u_{net,fin}$

$$q=G_k(1+k_{def})+Q_{v,k}(1+\Psi_{2i} k_{def})=0.87 \text{ kN/m}$$

Campata (deformata a taglio approssimata)

$$u_{net,fin}=q l_{0,c}^2 (5 l_{0,c}^2 - 12 l_{0,s}^2) / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1.2 q l_{0,c}^2 / (8 G_{mean} A) = -0.43 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{net,fin} / u_{net,fin,lim} \leq 1 \quad \eta = -0.06$$

Sbalzo (deformata a taglio ignorata)

$$u_{bet,fin} = (q l_{c,0}^3 l_{s,0} - q l_{s,0}^3 (4 l_{c,0} + 3 l_{s,0})) / (24 E_{0,me}) = -6.68 \text{ mm} \quad \text{Freccia verso il basso}$$

$$\eta = u_{net,fin} / u_{net,fin,lim} \leq 1 \quad \eta = -0.50$$



Verifica secondo le NTC 2018 di elementi lignei rettangolari - Travetti cop. Alta

Classe di resistenza **C22**

Sezione		
b=	75	mm
h=	120	mm
Prof. Appoggio=	100	mm
Geometria		
α_{trave} =	21.7	°
$L_{campata}$ =	1820	mm
L_{sbalzo} =	1250	mm
L_{totale} =	3070	mm
Peso proprio=	4.1	kN/m ³
G_{1k} =	0.0369	kN/m

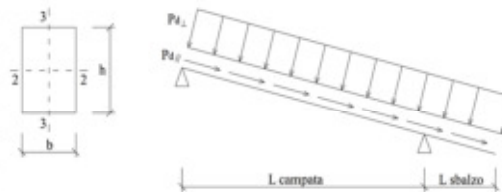
Carichi agenti		
Passo travetti o tratto di carico=	500	mm
G_{2k} =	0.15	kN/m ²
Q_k =	1.2	kN/m ²
Classe di servizio:	3	
Durata carico var.:	breve	
Ψ_{2i} carico variabile:	0	
$k_{modpermanenti}$ =	0.5	
$k_{modneve}$ =	0.7	
k_{def} =	2	

Proprietà della sezione		
A=	9000	mm ²
$J_{22}=bh^3/12$ =	10800000	mm ⁴
$J_{33}=hb^3/12$ =	4218750	mm ⁴
$W_{22}=bh^2/6$ =	180000	mm ³
$W_{33}=hb^2/6$ =	112500	mm ³
Luci di calcolo		
$L_{0,c}=L_{campata}/\cos\alpha$ =	1958.82	mm
$L_{0,s}=L_{sbalzo}/\cos\alpha$ =	1345.34	mm
$L_{0,tot}=L_{totale}/\cos\alpha$ =	3304.16	mm

Verifiche di resistenza (verificato se ≤ 1)		
Flessione	$\sigma_{m,2,d}/f_{m,d}$ =	0.49
Stabilità	$\sigma_{m,2,d}/(k_{crit} \cdot f_{m,d})$ =	0.49
Taglio	$\sigma_{m,2,d}/f_{m,d}$ =	0.25
Compr. Appoggio	$\sigma_{m,2,d}/f_{m,d}$ =	0.08

Proprietà del legno secondo normative europee EN1194-2000 (lamellare), EN338-2003		
Valori caratteristici di resistenza (N/mm²)		
Flessione	$f_{m,k}$ =	21.8
Traz. Parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$ =	21.8
Traz. Perpendicolare alle fibre	$f_{t,90,k}$ =	0.4
Compr. Parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$ =	19.3
Compr. Perpendicolare alle fibre	$f_{c,90,k}$ =	4.83
Taglio e torsione	$f_{v,k}$ =	2.18
Valori caratteristici di rigidezza (N/mm²)		
Mod. Elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$ =	####
Mod. Elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$ =	6700
Mod. Elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$ =	330
Modulo di taglio medio	G_{mean} =	630

Lunghezza efficace		
$l_{3,eff}$ =	1820	mm



Carichi al metro lineare perpendicolarmente all'asse		
$G_{1k\perp}=G_{1k}\cos\alpha$ =	0.03	kN/m
$G_{2k\perp}=\text{passo} \cdot G_{2k}\cos\alpha$ =	0.07	kN/m
$Q_{k\perp}=\text{passo} \cdot Q_k\cos\alpha$ =	0.56	kN/m
Carichi al metro lineare parallelamente all'asse		
$G_{1k\parallel}=G_{1k}\sin\alpha$ =	0.01	kN/m
$G_{2k\parallel}=\text{passo} \cdot G_{2k}\sin\alpha$ =	0.03	kN/m
$Q_{k\parallel}=\text{passo} \cdot Q_k\sin\alpha$ =	0.22	kN/m

Verifiche di deformabilità (verificato se ≤ 1)		
Freccia istantanea $u_{2,ist}/u_{2,ist,lim}$	0.01	Campata
Freccia netta finale $u_{0,et,fin}/u_{0,et,fin,lim}$	0.01	Campata
Freccia istantanea $u_{2,ist}/u_{2,ist,lim}$	-	Sbalzo
Freccia netta finale $u_{0,et,fin}/u_{0,et,fin,lim}$	-	Sbalzo



Verifiche di resistenza e stabilità

Calcolo delle tensioni di esercizio agli SLU

Carichi di progetto: $p_{d1} = 0.99 \text{ kN/m}$ $p_{d2} = 0.39 \text{ kN/m}$ *Carichi di progetto valutati considerando la combinazione di carico più sfavorevole tra soli carichi permanenti (k_{mod} durata permanente) e carichi totali compresa neve (k_{mod} media o breve durata)*

Sollecitazioni agenti $R_{assiale} = 1.30 \text{ kN}$ Reazione assiale concentrata su un appoggio
 $R_A = 0.55 \text{ kN}$ Reazione verticale in A
 $R_B = 2.96 \text{ kN}$ Reazione verticale in B
 $V_A = 0.51 \text{ kN}$ Taglio in A
 $V_{B,campata} = -1.42 \text{ kN}$ Taglio in B lato campata
 $V_{B,sbalzo} = 1.54 \text{ kN}$ Taglio in B lato sbalzo
 $M = -0.89 \text{ kNm}$ Momento massimo appoggio
 $x^+ = 0.52 \text{ m}$ Posizione momento massimo campata
 $M^+ = 0.13 \text{ kNm}$ Momento massimo campata

Sollecitazioni massime

$V_3 = 1.535019357 \text{ kN}$ $\Rightarrow \tau_d = 1.5 V_3 / A = 0.26 \text{ MPa}$
 $M_{22} = 0.891683504 \text{ kNm}$ $\Rightarrow \sigma_{m,2,d} = M_{22} / W_{22} = 4.95 \text{ MPa}$
 $\sigma_{c,90,d} = R_B / (b l_{app}) = 0.39 \text{ MPa}$

Tensioni

Coefficienti $k_{mod} = 0.7$ $f_{m,d} = f_{m,k} k_{mod} / \gamma_M = 10.17 \text{ MPa}$
 $\gamma_M = 1.5 \Rightarrow f_{v,d} = f_{v,k} k_{mod} / \gamma_M = 1.02 \text{ MPa}$
 $K_{mod} / \gamma_M = 0.47$ $f_{c,90,d} = f_{c,90,k} k_{mod} / \gamma_M = 2.25 \text{ MPa}$

Sbandamento laterale k_{crit} nel piano debole

$k_{crit} = 1$
 $\lambda_{rel,m} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{0.5} = 0.40$
 $\sigma_{m,crit} = (\pi^2 b^2 / (12 l_{eff} h)) E_{0.05} (G_{mean} / E_{mean})^{0.5} = 136.07 \text{ MPa}$

Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale $k_{c,90}$

$k_{c,90} = (2.38 - l_{app} / 250) (1 + h / (12 l_{app})) \leq 4$ 2.18 Formule in 6.1.5. EC5

Verifica di resistenza a flessione

$\eta = \sigma_{m,2,d} / f_{m,d} \leq 1$ $\eta = 0.49$

Verifica di stabilità (svergolamento)

$\eta = \sigma_{m,2,d} / (k_{crit} f_{m,d}) \leq 1$ $\eta = 0.49$

Verifica di resistenza a taglio

$\eta = \tau_d / f_{v,d} \leq 1$ $\eta = 0.25$

Verifica a compressione dell'appoggio

$\eta = \sigma_{c,90,d} / (k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1$ $\eta = 0.08$



Verifiche di deformazione

Valori di deformata in campata >0 se verso il basso

Valori di deformata dello sbalzo >0 se verso l'alto

Componenti della freccia di inflessione

u_1 freccia dovuta ai carichi permanenti

u_2 freccia dovuta ai carichi variabili

$u_{net}=u_1+u_2$ freccia netta (o freccia totale)

Limiti

campata	$u_{2,ist,lim} \leq l_{0,c} /$	300	=	6.53 mm
	$u_{net,fin,lim} \leq l_{0,c} /$	200	=	9.79 mm
sbalzo	$u_{2,ist,lim} \leq l_{0,s} /$	150	=	8.97 mm
	$u_{net,fin,lim} \leq l_{0,s} /$	100	=	13.45 mm

Verifica della freccia istantanea $u_{2,ist}$ per i soli carichi variabili

$$q=Q_{v,k}=0.56 \text{ kN/m}$$

Campata (deformata a taglio approssimata)

$$u_{2,ist}=q l_{0,c}^2 (5 l_{0,c}^2 - 12 l_{0,s}^2) / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1.2 q l_{0,c}^2 / (8 G_{mean} A) = -0.07 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{2,ist} / u_{2,ist,lim} \leq 1 \quad \eta = -0.01$$

Sbalzo (deformata a taglio ignorata)

$$u_{2,ist} = (q l_{c,0}^3 l_{s,0} - q l_{s,0}^3 (4 l_{c,0} + 3 l_{s,0})) / (24 E_{0,mean}) = -4.04 \text{ mm} \quad \text{Freccia verso il basso}$$

$$\eta = u_{2,ist} / u_{2,ist,lim} \leq 1 \quad \eta = -0.45$$

Verifica della freccia totale finale $u_{net,fin}$

$$q=G_k(1+k_{def})+Q_{v,k}(1+\Psi_{2i} k_{def})=0.87 \text{ kN/m}$$

Campata (deformata a taglio approssimata)

$$u_{net,fin}=q l_{0,c}^2 (5 l_{0,c}^2 - 12 l_{0,s}^2) / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1.2 q l_{0,c}^2 / (8 G_{mean} A) = -0.12 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{net,fin} / u_{net,fin,lim} \leq 1 \quad \eta = -0.01$$

Sbalzo (deformata a taglio ignorata)

$$u_{bet,fin} = (q l_{c,0}^3 l_{s,0} - q l_{s,0}^3 (4 l_{c,0} + 3 l_{s,0})) / (24 E_{0,me}) = -6.30 \text{ mm} \quad \text{Freccia verso il basso}$$

$$\eta = u_{net,fin} / u_{net,fin,lim} \leq 1 \quad \eta = -0.47$$

5.2 Verifiche di sicurezza nuovo diaframma di piano

Anche per la verifica del diaframma di piano, si è fatto ricorso a un modello FEM lineare⁴ dei soli elementi oggetto di verifica. A differenza della copertura, per poter cogliere la reale rigidezza ai carichi orizzontali delle murature sottostanti, è stato modellato anche il piano immediatamente sottostante. Tale scelta è stata effettuata in quanto i maschi murari, in funzione della loro sezione, potrebbero modificare la distribuzione dell'azione sismica nel piano e quindi negli elementi costituenti il diaframma.

Si specifica che nel modello sono stati rappresentati anche i connettori a taglio, in modo da avere una accurata distribuzione dei tagli di piano sugli elementi e la reale rigidezza del sistema. Il passo considerato è pari a 50cm su tutti gli allineamenti.

Si riportano alcune immagini del modello di calcolo utilizzato.

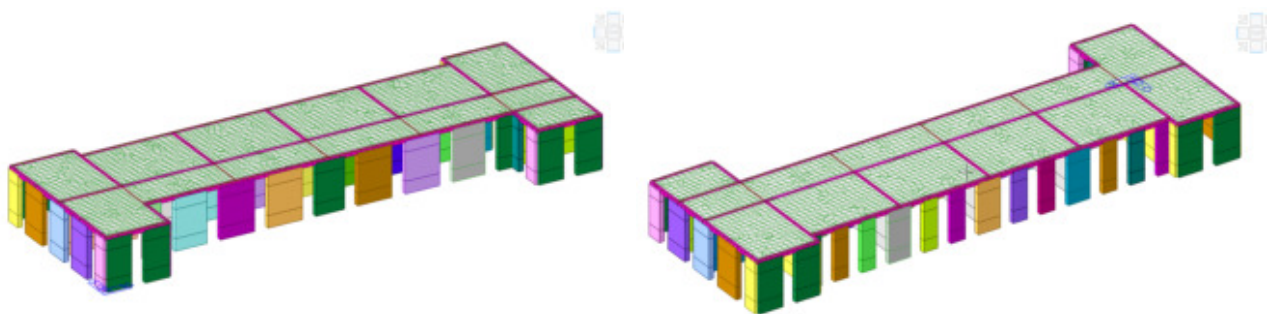


Figura 15 - Immagini modello di calcolo diaframma di piano

- ELEMENTI STRUTTURALI:
 - Elementi di copertura: modellati unicamente in termini di peso e di masse;
 - Maschi murari: elementi *beam* di opportuna sezione con deformabilità a taglio attivata (travi alla Timoshenko);
 - Correnti e lesene: elementi *beam* di opportuna sezione con deformabilità a taglio attivata (travi alla Timoshenko);
 - Connettori a taglio: elementi *beam* di opportuna sezione con deformabilità a taglio attivata (travi alla Timoshenko);
- MATERIALI/RIGIDENZE:
 - Materiali: definiti e attribuiti agli elementi strutturali come indicato nel paragrafo dedicato;
- VINCOLI ASSOLUTI/RELATIVI:
 - Vincoli a terra di incastro al piede dei maschi murari;
 - Vincolo di cerniera per i connettori a simulare l'ancoraggio degli stessi con gli elementi metallici;
 - Svincoli ad azione assiale per i connettori per considerare il loro funzionamento unicamente a taglio.
- CARICHI/MASSE:

⁴ Software utilizzato: Midas/GEN, Release 2020 (v.1.2).



- Carichi di solaio: definiti come illustrato in precedenza e applicati direttamente alle travi;
- Azioni sismiche: definite mediante gli spettri di riferimento e combinate come illustrato ai paragrafi precedenti;
- Masse sismiche: definite come illustrato ai paragrafi precedenti e con specifiche seguenti.

L'azione sismica da applicare al diaframma di piano deriva da un'analisi statica lineare, considerando il fattore di comportamento $q=2.0$ già specificato nei capitoli precedenti.

Il valore di accelerazione spettrale massima per il sito in questione è $S_{e,(plateau)} = 0.30g$ (già comprensivo di $q = 2.0$).

Si riassumono le masse sismiche considerate per il calcolo:

Massa Sottotetto: $(\text{Peso multistrato} + \text{Peso strutture in legno}) \times 491 \text{ m}^2 = (18 \text{ kg/m}^2 + 84 \text{ kg/m}^2) \times 491 \text{ m}^2 = 41244 \text{ kg}$

Massa Copertura: $(\text{Peso orditura secondaria} \times 695 \text{ m}^2) + \text{Peso orditura primaria} = (76 \text{ kg/m}^2 \times 695 \text{ m}^2) + 12100 \text{ kg} = 64920 \text{ kg}$

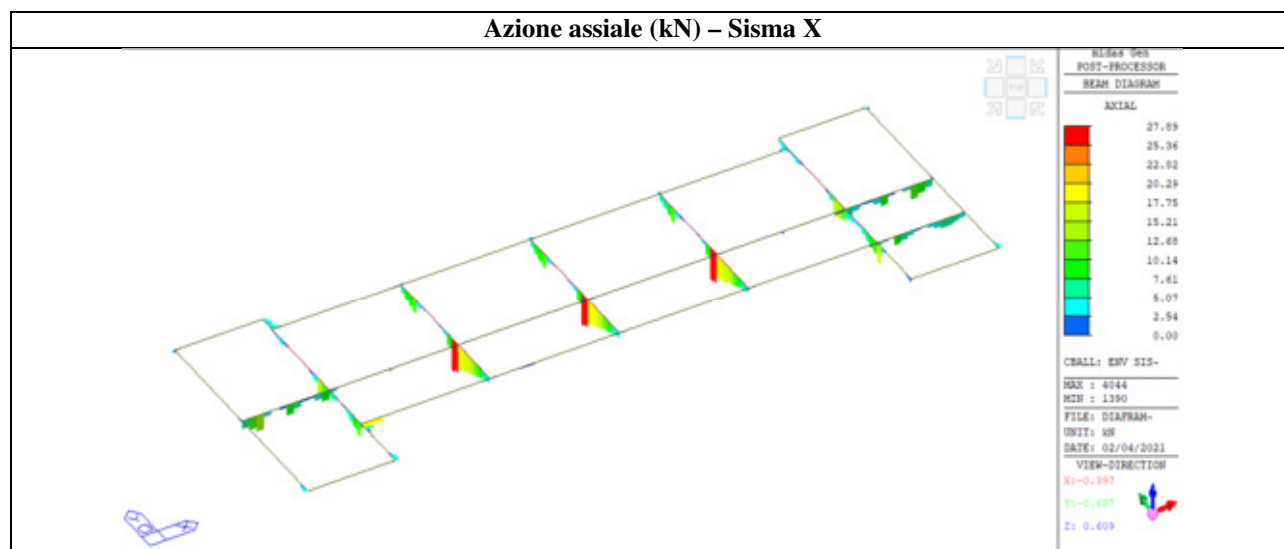
Massa murature Sisma+Y: 338180 kg

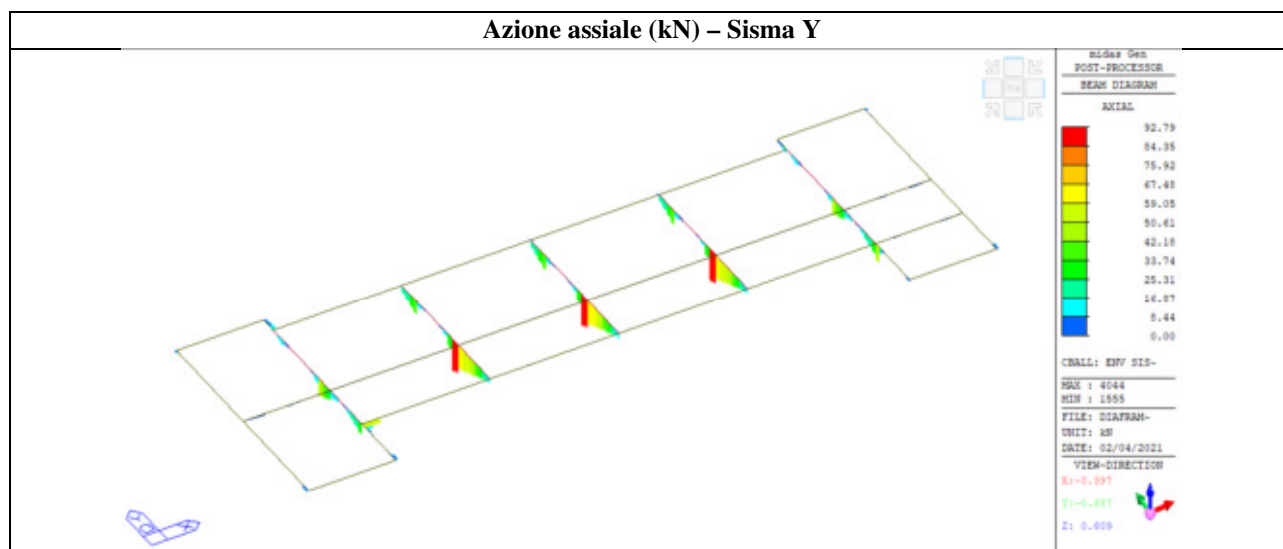
Massa murature Sisma+X: 149702 kg

Le masse di cui sopra, moltiplicate per l'accelerazione spettrale, sono utilizzate ai fini delle verifiche del diaframma di piano. Sono state considerate tutte le combinazioni richieste dalla normativa, secondo la regola 100:30 per tenere in conto la variabilità spaziale del moto.

5.2.1 Correnti e lesene

Nelle figure seguenti si riportano le sollecitazioni di inviluppo per le combinazioni di carico allo stato limite ultimo (SLV) in termini azioni assiali per gli elementi in acciaio.





Si eseguono quindi le verifiche ad azione assiale dei diversi profili.



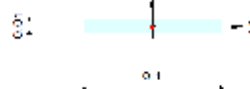
midas Gen

Steel Checking Result

Company	Project Title
or Mauro Torquati	File Name
	C:\...Diaframma di piano_MESH.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No. : 1350
 Material : S275 (No.4)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name : Piello 100x10 (No.48)
 (Rolled : Piello 100x10)
 Member Length : 0.50000



2. Member Forces

Axial Force : Fxx = -0.7436 (LCD: 5, POS:1)
 Bending Moments : My = 0.00000, Mz = 1.43355
 End Moments : My1 = 0.00000, My2 = 0.00000 (for Lb)
 My1 = 0.00000, My2 = 0.00000 (for Ly)
 Mz1 = -1.2079, Mz2 = 1.43355 (for Lz)
 Shear Forces : Fyy = -0.2828 (LCD: 6, POS:1/2)
 Fzz = 0.0000 (LCD: 6, POS:1/2)

Depth	0.01000	Width	0.10000
Area	0.00100	Area	0.00063
Cy1	0.00001	Cy1	0.00126
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.05000	Zbar	0.05000
Wely	0.00000	Welz	0.00002
Iy	0.00280	Iz	0.02887

3. Design Parameters

Unbraced Lengths : Ly = 0.50000, Lz = 0.50000, Lb = 0.50000
 Effective Length Factors : Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors : Cm1 = 1.00, Cm2 = 1.00, CmL1 = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$\lambda_{1/2} = 1/3.2 \times 200.0$ (Member 1350 LCD: 5) O.K.

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{Ed}, N_{b,Rd}] = 0.744/261.905 = 0.003 < 1.000$ O.K.

Bending Resistance

$M_{Ed}/M_{Rd} = 0.00000/6.5476 = 0.000 < 1.000$ O.K.

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 1.43355/6.54762 = 0.219 < 1.000$ O.K.

Combined Resistance

$R_{NRd} = MAX[M_{Edy}/M_{Ny,Rd}, M_{Edz}/M_{Nz,Rd}]$

$R_{com} = N_{Ed}/(A_f/\gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{c111} = N_{Ed}/(X_{fy}A_f/\gamma_{M1})$

$R_{c112} = (k_{yy}M_{Edy}/(X_{fy}A_f/\gamma_{M1}) + (k_{yz}M_{Edz}/(W_{plz}/\gamma_{M1}))$

$R_{c122} = N_{Ed}/(X_{fy}A_f/\gamma_{M1})$

$R_{c112} = (k_{yy}M_{Edy}/(X_{fy}A_f/\gamma_{M1}) + (k_{zz}M_{Edz}/(W_{plz}/\gamma_{M1}))$

$R_{max} = MAX[R_{NRd}, (R_{com} + R_{bend}), MAX[R_{c111} + R_{b111}, R_{c112} + R_{b112}]] = 0.222 < 1.000$ O.K.

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.035 < 1.000$ O.K.

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K.



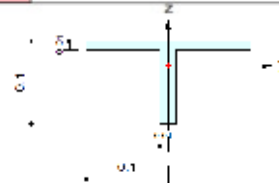
midas Gen

Steel Checking Result

Company	Project Title
or Mauro Torquati	File Name
	C:\...Diaframma di piano_MESH.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No. : 3/0
Material : S275 (No.4)
($F_y = 275000$, $E_s = 210000000$)
Section Name : 2L100x10 (No.48)
(Built up Section)
Member Length : 3.63501



2. Member Forces

Axial Force : $F_{xx} = -55.848$ (LC8: 6, POS.1)
Bending Moments : $M_y = 0.00932$, $M_z = 0.52240$
End Moments : $M_{yi} = 0.00932$, $M_{yj} = 0.00814$ (for Lb)
 $M_{zi} = 0.00932$, $M_{zj} = 0.00000$ (for Ly)
 $M_{zi} = 0.52240$, $M_{zj} = 0.10186$ (for Lz)
Shear Forces : $F_{yy} = 2.80708$ (LCD: 3, POS.1)
 $F_{zz} = 0.00280$ (LCD: 6, POS.1)

Depth	0.10000	Web Thick	0.01000
Flg Width	0.10000	Flg Thick	0.01000
U-U Spacing	0.00000		
Area	0.00380	Asz	0.00167
CyLb	0.00254	CyLb	0.00500
Iyy	0.00000	Izz	0.00001
Ybar	0.10000	Zbar	0.07152
Wely	0.00000	Wely	0.00000
ry	0.03078	rz	0.04207

3. Design Parameters

Unbraced Lengths : $L_y = 3.63501$, $L_z = 0.45438$, $L_b = 0.45438$
Effective Length Factors : $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors : $C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mL1} = 1.00$

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$\lambda_{1/2} = 118.1 < 200.0$ (Member 1, LC8: 6) O.K.

Axial Resistance

$N_{Ed}/M_{N,Rd} = 55.848/380.701 = 0.147 < 1.000$ O.K.

Bending Resistance

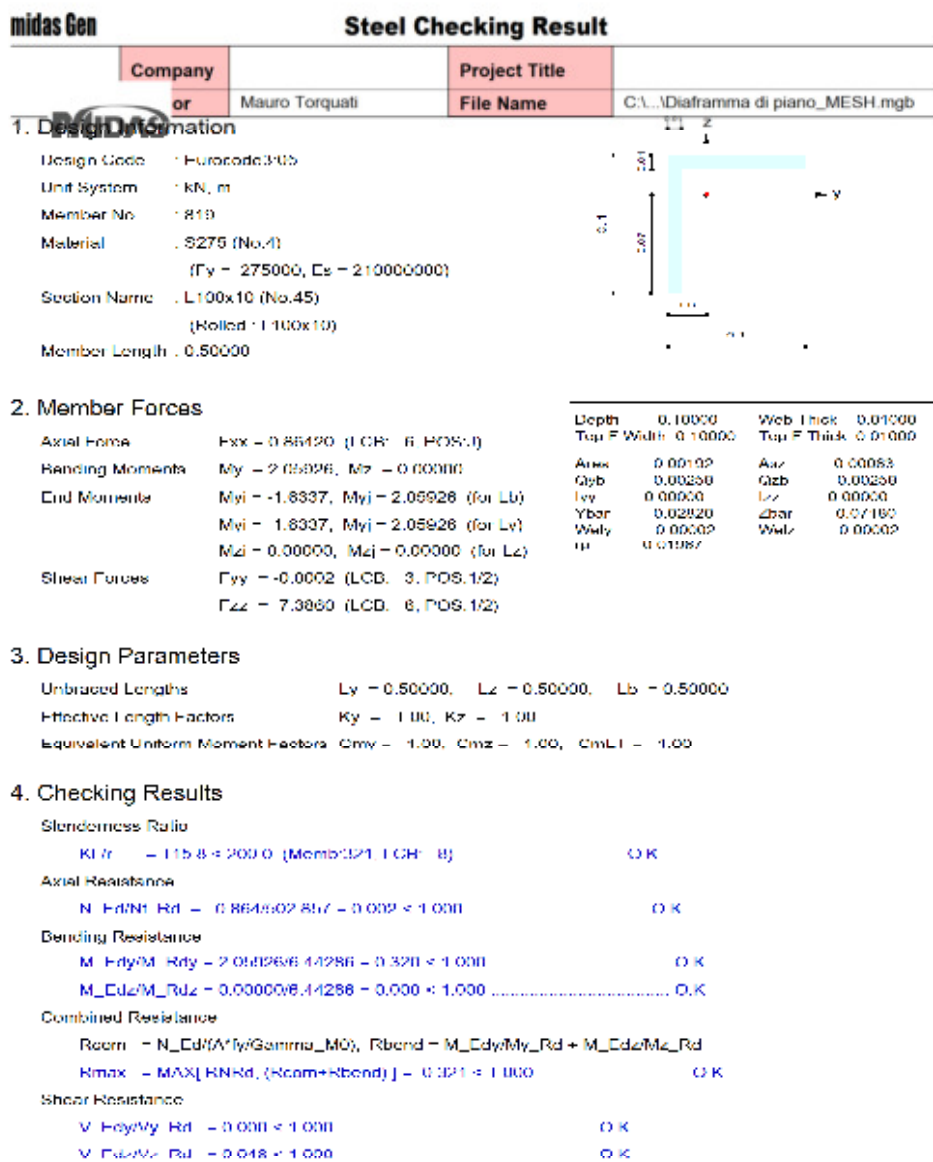
$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.00932/3.2212 = 0.001 < 1.000$ O.K.
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.5224/7.6175 = 0.030 < 1.000$ O.K.

Combined Resistance

$R_{com} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$
 $R_{c111} = N_{Ed}/(X_{11} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{c112} = (k_{yy} \cdot M_{Edy})/(X_{11} \cdot I_{yy} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz})/(W_{elz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{c112} = N_{Ed}/(X_{12} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{c112} = (k_{yz} \cdot M_{Edy})/(X_{12} \cdot I_{yy} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{zz} \cdot M_{Edz})/(W_{elz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{max} = \max[R_{com}, R_{bend}, \max(R_{c111}, R_{c112}, R_{c112}, R_{c112})] = 0.200 < 1.000$ O.K.

Shear Resistance

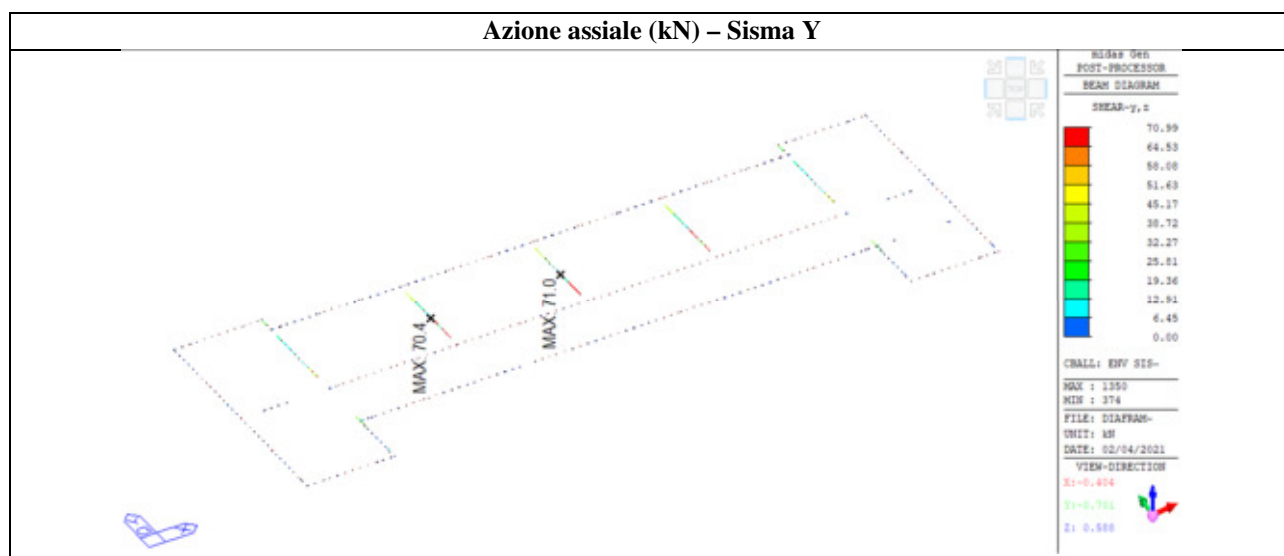
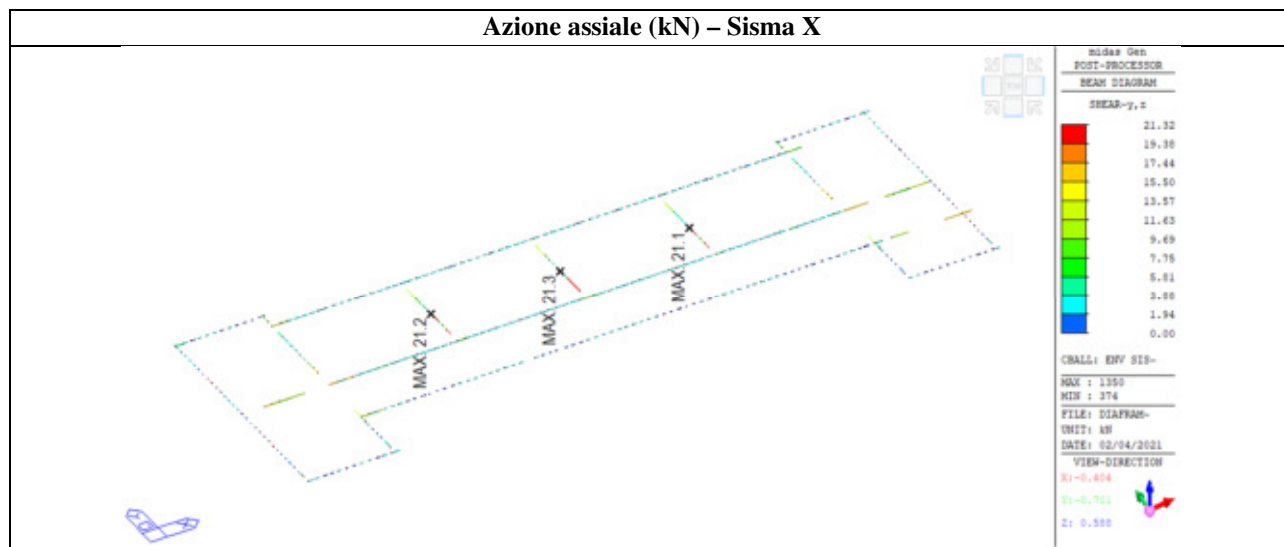
$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.009 < 1.000$ O.K.
 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K.





5.2.2 Spinotti a taglio

Nelle figure seguenti si riportano le sollecitazioni di involucro per le combinazioni di carico allo stato limite ultimo (SLV) in termini azioni taglianti per gli spinotti.



Come mostrato dalle immagini, si ha una concentrazione delle azioni di taglio sulle pareti di spina. Si riporta pertanto un dettaglio della zona al fine di verificare la possibile redistribuzione delle azioni sugli spinotti presenti in ogni allineamento.

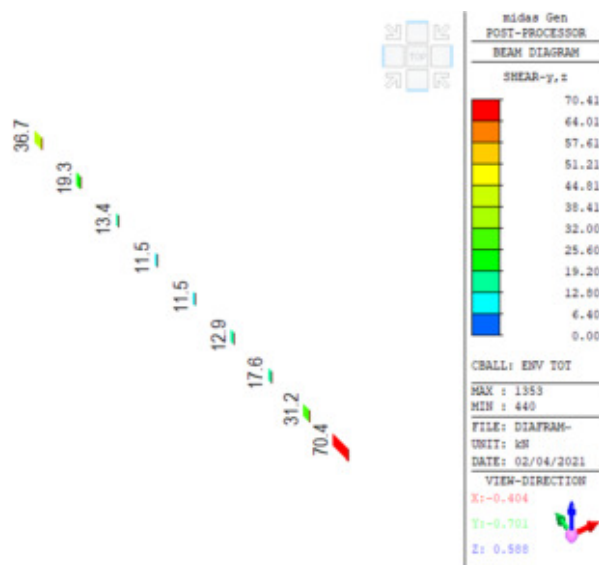


Figura 16 – Azioni taglianti più penalizzanti per i connettori a taglio

Si calcola sull'allineamento più sollecitato l'azione massima sugli spinotti, considerando una redistribuzione delle azioni lungo l'allineamento.

Taglio totale: 224.5kN

Numero di spinotti sull'allineamento: n°9

Taglio redistribuito: $224.5\text{kN}/9 = 24.9\text{kN}$

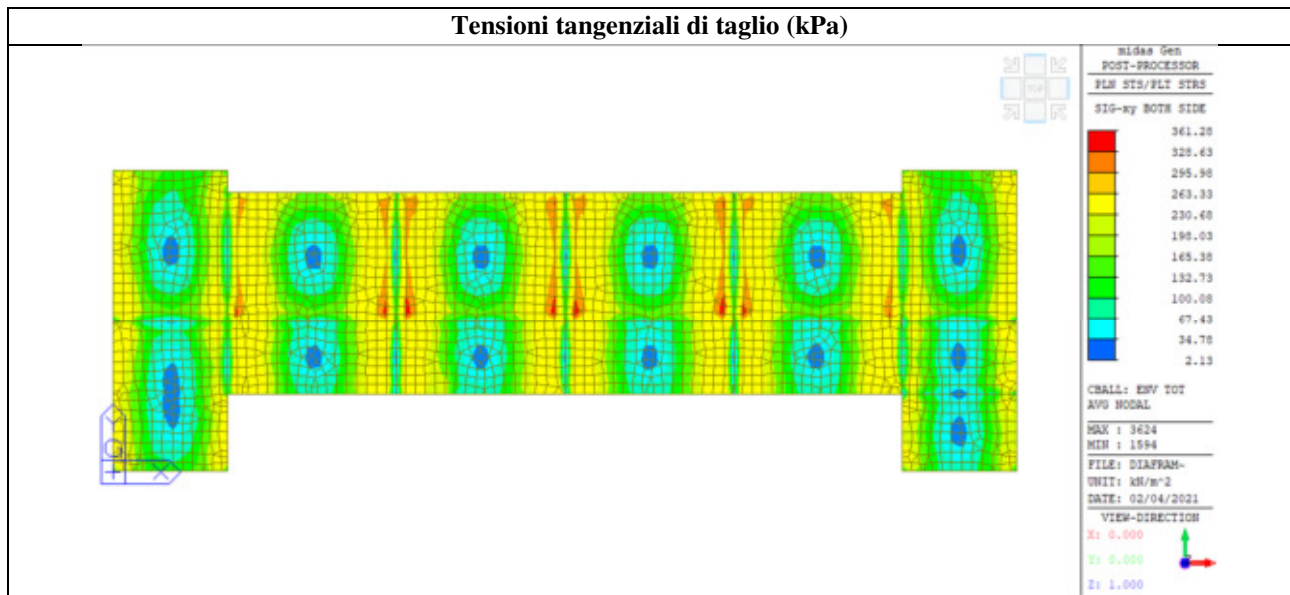
Considerando che su questo allineamento sono presenti due superfici di taglio, l'azione massima sul singolo spinotto è calcolata come segue:

$$F_{\text{spinotto}} = 24.9/2 = 12.47 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{Si adottano spinotti } \phi 16/50\text{cm}$$

5.2.3 Pannelli in multistrato fenolico

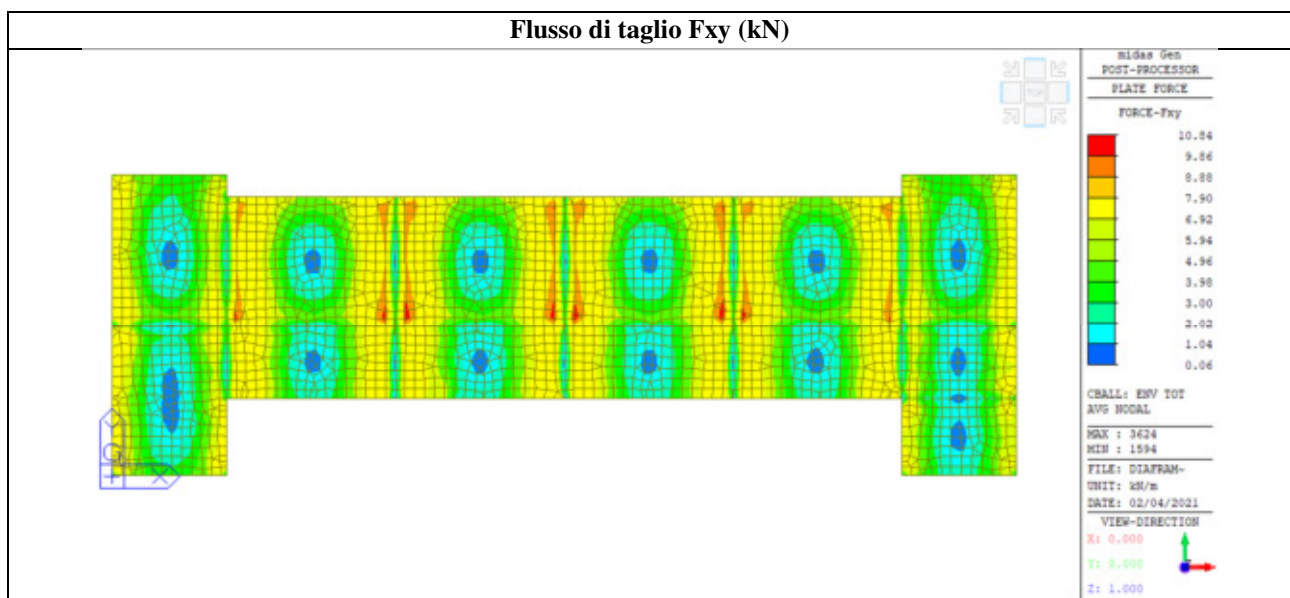
Relativamente ai pannelli, si effettua una verifica delle tensioni tangenziali massime agenti nel piano del pannello.

Nelle figure seguenti si riportano le sollecitazioni di involuppo per le combinazioni di carico allo stato limite ultimo (SLV) in termini tensioni tangenziali.



Gli sforzi massimi di taglio risultano pari a 0.36MPa. Considerando una resistenza dei pannelli di 1.03MPa, la verifica risulta soddisfatta.

Per quanto riguarda la chiodatura si effettua la verifica considerando il massimo flusso di taglio agente a livello dell'impalcato. Si riporta nell'immagine seguente la sollecitazione massima utilizzata per la verifica.

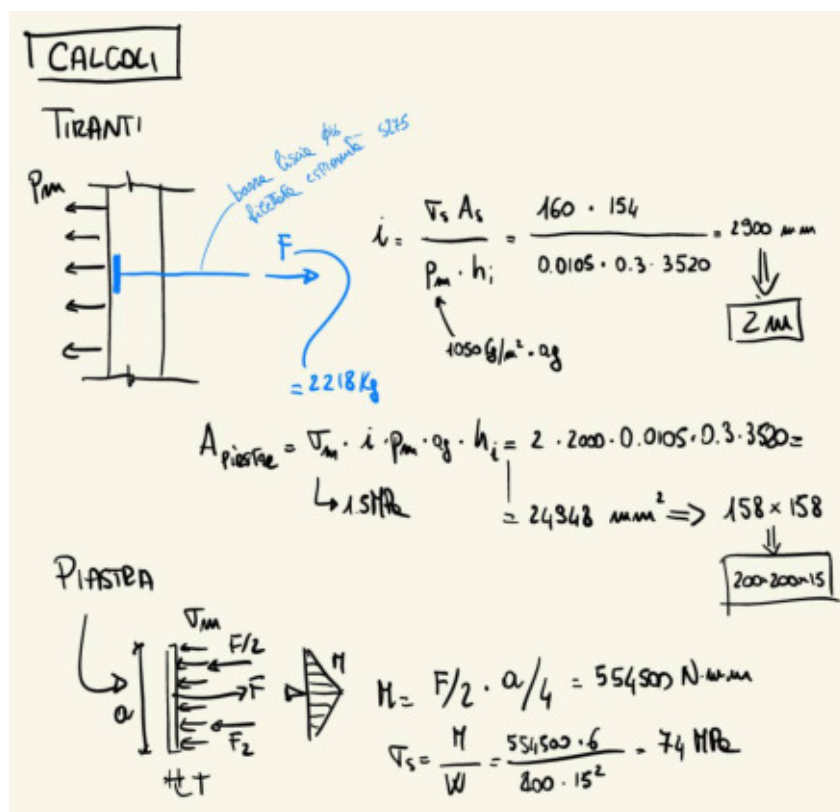


Considerando un'azione massima di 11kN e una resistenza di progetto dei chiodi 1.68kN, è necessario adottare un interasse pari a 10cm.



Relativamente alle viti utilizzate per collegare gli angolari in acciaio con i pannelli in multistrato, considerando una resistenza a taglio pari a 3.70kN, è necessario adottare viti $\phi 8/30\text{cm}$.

5.2.4 Tiranti anti-ribaltamento delle murature nel fuori piano



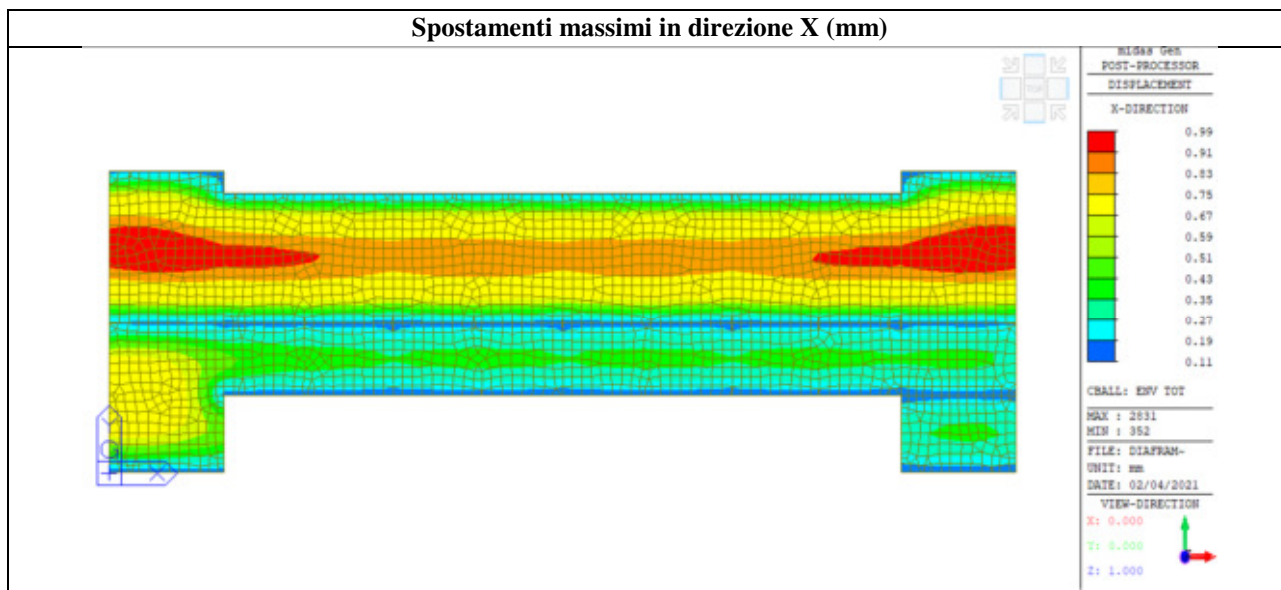
Si adottano tiranti $\phi 16/200\text{cm}$ dotati di piastra di contrasto 200x200x15mm.

5.2.5 Verifiche di rigidezza

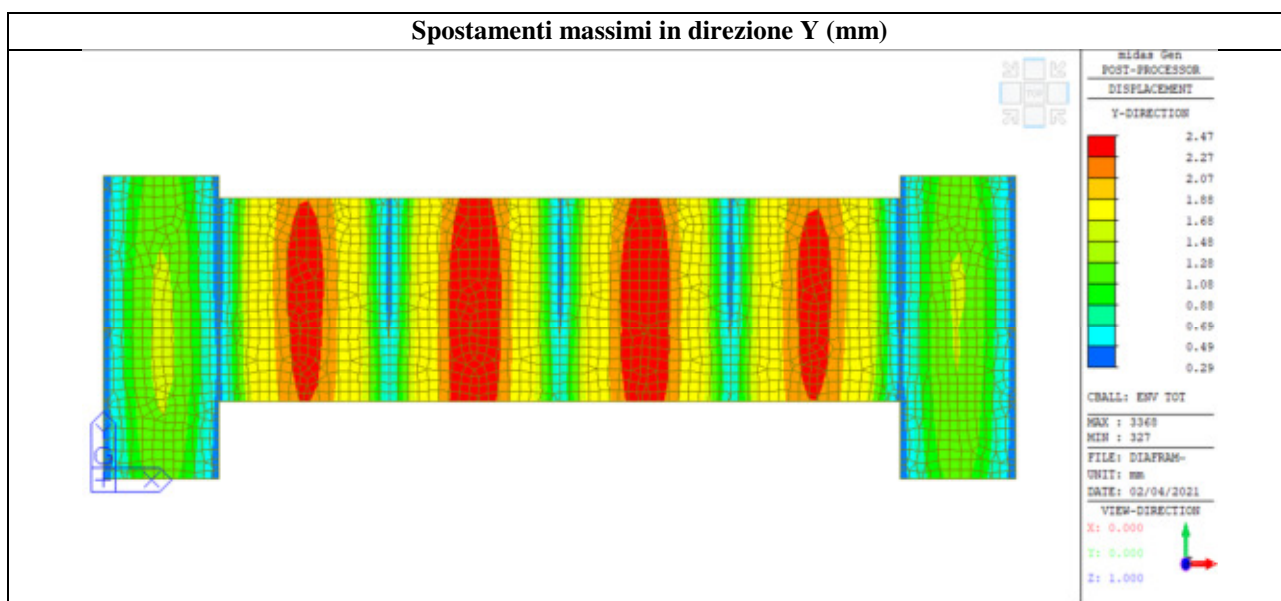
Si riportano i massimi spostamenti in condizioni di inviluppo per il diaframma di piano.



Spostamenti massimi in direzione X (mm)



Spostamenti massimi in direzione Y (mm)



Come è possibile notare, gli spostamenti risultano molto contenuti.

Il rapporto tra spostamento massimo e interasse fra i vincoli orizzontali risulta pari allo 0.029%, compatibile con l'ipotesi di piano rigido.

5.2.6 Validazione modello di calcolo e accettabilità dei risultati ottenuti

La visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli semplificati.



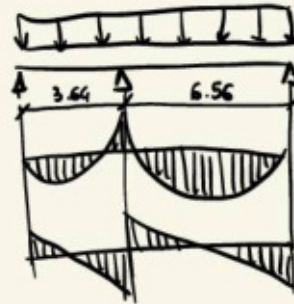
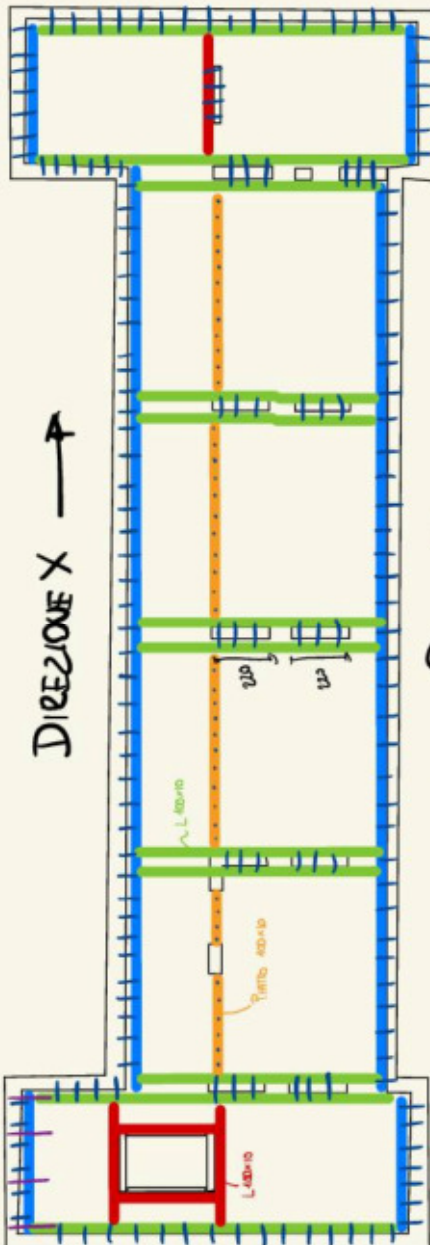
Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si riporta nelle seguenti immagini una verifica mediante semplici calcoli manuali delle sollecitazioni agenti sui vari elementi strutturali.

IMPALCATO

$$p_{medio} = 264404 \text{ kg} / 10.2 \text{ m} \cdot 0.3 \text{ g} = 7785 \text{ kg} / \text{m}$$



$$M_{max} = 315 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{max} = 531 \text{ kN}$$

$$F = \frac{M}{z} = \frac{315 \text{ kN} \cdot \text{m}}{34 \text{ m}} = 9.26 \text{ kN} \Rightarrow \sigma_s = 4.8 \text{ MPa}$$

$$q_{max} = \frac{531}{34} = 15.6 \text{ kN/m} \Rightarrow 1\phi 16 / 50''$$

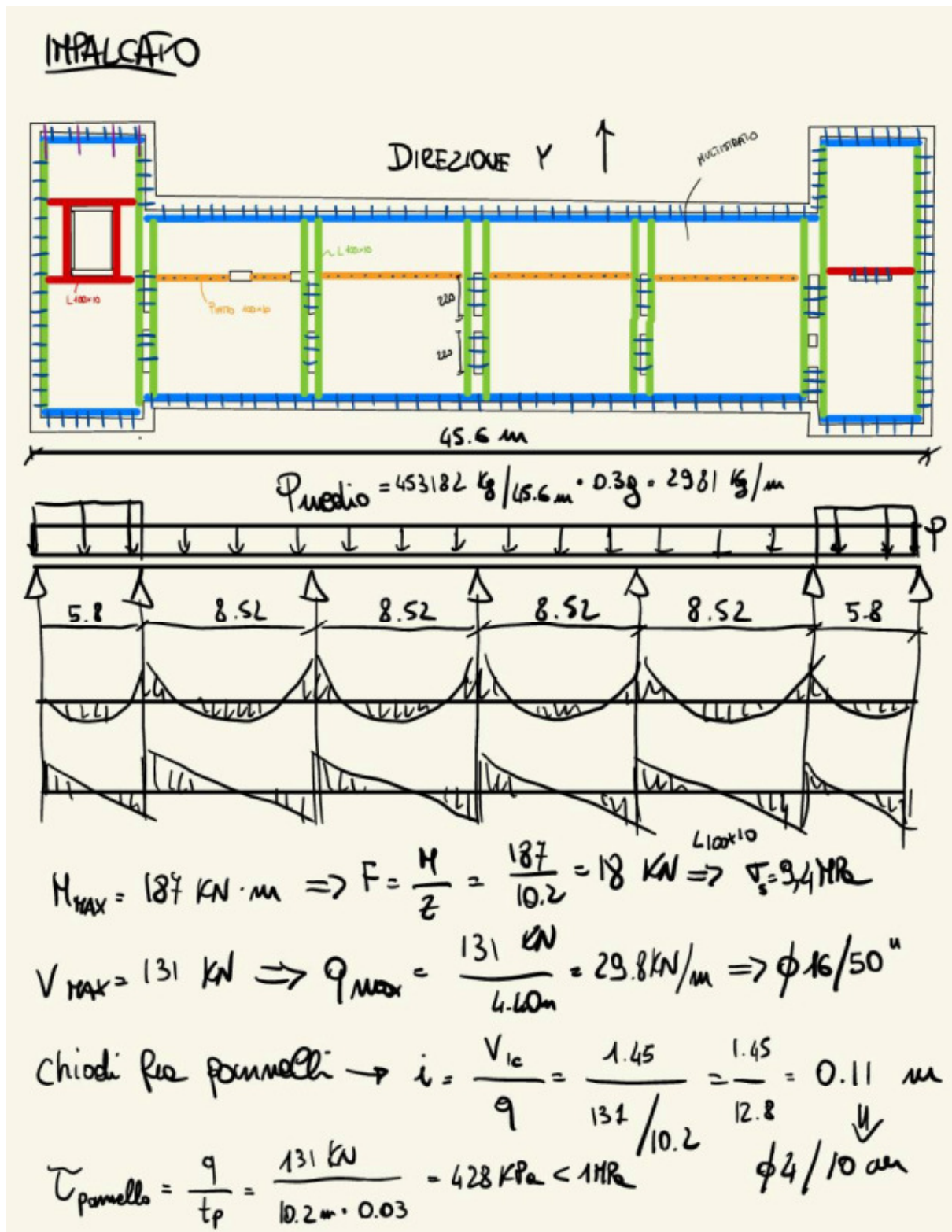
Chiodi fra pannelli:

$$i = \frac{V_{ic}}{q} = \frac{1.45 \text{ kN}}{15.6 \text{ kN/m}} = 0.1 \text{ m}$$

$$\downarrow$$

$$\phi 4 / 10$$

$$\tau_p = \frac{q}{t_p} = \frac{15.6 \text{ kN/m}}{0.03 \text{ m}} = 520 \text{ kPa} < 1 \text{ MPa}$$



Come è possibile notare, i valori ottenuti dai calcoli manuale risultano molto simili a quelli ottenuti dal software di calcolo.



5.3 Valutazione dei meccanismi di collasso locale pre e post intervento

Nel presente paragrafo, per comprendere meglio il miglioramento sismico che l'intervento di creazione del nuovo diaframma di piano consente di ottenere, si confrontano i possibili meccanismi di collasso locale prima e dopo l'intervento. Allo stato di fatto, data la presenza di impalcati deformabili e non in grado di trattenere le murature nel fuori piano, si valuta l'attivazione del meccanismo di ribaltamento semplice delle pareti. Allo stato di progetto, si analizza il meccanismo di collasso locale per flessione verticale, considerando unicamente il vincolo offerto dal nuovo diaframma.

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 di attivazione dei meccanismi locali di PARETI MONOLITICHE NON VINCOLATE AGLI ORIZZONTAMENTI E NON EFFICACEMENTE COLLEGATE ALLE PARETI DI CONTROVENTO e delle relative PGA per le verifiche.

Nel caso di parete a più piani l'applicazione valuta il ribaltamento della stessa per diverse posizioni della cerniera cilindrica, in corrispondenza dei vari orizzontamenti, e fornisce i valori del moltiplicatore associato a ciascuna condizione esaminata. In tal caso occorre immettere i dati richiesti per piani successivi dell'edificio, partendo dal più basso (Elevazione 1). Nei casi in cui il macroelemento ribaltante sia caratterizzato da geometria irregolare in facciata (e la sua configurazione risulti pertanto non descrivibile attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata") non bisogna riempire la sezione "Geometria della facciata" ma occorre inserire i dati relativi al baricentro della parete ed al suo peso proprio nelle relative caselle, individuate dal fondo azzurro, presenti nelle sezioni "Caratterizzazione geometrica dei macroelementi" e "Azioni sui macroelementi". I due approcci sono

DATI INIZIALI	Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]			
		Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie							
		Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]					
		1	3.81		1.00					21.0	0.05
		2	4.81		1.00					21.0	0.05
	3	5.84		1.00			21.0	0.05			
	4										
	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI										
	Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) y_{Gi} [m]			
	1	0.70	3.81	0.35			1.91				
	2	0.60	4.81	0.30			2.41				
	3	0.50	5.84	0.25			2.92				
4						0.00					
AZIONI SUI MACROELEMENTI											
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]				
1	56.0										
2	60.6										
3	61.3										
4	0.0										

(*) Nei casi in cui la parete (o la porzione di parete interessata dal ribaltamento) di geometria regolare risultasse priva di aperture è sufficiente specificarne l'altezza nella colonna "Quota del sottofinestra" e la larghezza nella colonna "Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture".

(**) Da riempire solo in caso di geometrie irregolari dei macroelementi in facciata, non descrivibili attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata".



DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]	
	3 - 2 - 1	44.2	0.0	0.0	0.0	
	3 - 2	27.4	0.0	0.0	0.0	
	3	12.3	0.0	0.0	0.0	
	-	0.0	0.0	0.0	0.0	
	MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
	3 - 2 - 1	1191.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	3 - 2	619.8	0.0	0.0	0.0	0.0
3	179.1	0.0	0.0	0.0	0.0	
-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

MULTIPLICATORE α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	3 - 2 - 1	0.037	1.20	13.500	0.744	0.408
	3 - 2	0.044		9.753	0.785	0.461
	3	0.068		6.251	1.000	0.560
	-	N.C.		0.000	0.000	N.C.

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008					
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2.00		
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1.00		
	Categoria suolo di fondazione		C		
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0.169		
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0		2.436		
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^*		0.281		
	Fattore di smorzamento η		1.000		
	Altezza della struttura H [m]		14.75		
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S		1.453		
	Coefficiente C_C		1.596		
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1.453		
	Numero di piani dell'edificio N		3		
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1.286		
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0.376		
	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
3 - 2 - 1			0.057		
3 - 2	3.81	0.258	0.065	2.775	
3	8.62	0.584	0.079	1.490	
-	-	-	-	-	

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_g(SLV)$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	3 - 2 - 1	0.057
	3 - 2	0.065
	3	0.043
	-	-



MECCANISMI DI FLESSIONE VERTICALE DI PARETE MONOLITICA (CINEMATISMI AD 1 PIANO)

Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 di attivazione dei meccanismi locali di PARETI MONOLITICHE VINCOLATE AGLI ORIZZONTAMENTI (PARETI TRATTENUTE DA EFFICACI VINCOLI DI CONNESSIONE IN CORRISPONDENZA DEGLI ORIZZONTAMENTI) AD OGNI PIANO DELL'EDIFICIO e delle relative PGA per le verifiche.

Si considera la flessione verticale di una fascia muraria continua da cielo a terra di larghezza unitaria appartenente alla parete in esame e compresa tra due orizzontamenti successivi. Per questo motivo è opportuno che le grandezze richieste siano valutate considerando una *fascia di muratura verticale di larghezza unitaria* coerentemente con tutte le azioni ad essa riferite e le aree di influenza dei carichi che agiscono sulla stessa. In tal modo l'applicazione considera tutte le possibili posizioni della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete ed indica quella alla quale corrisponde il valore minimo del moltiplicatore cercato. Per maggiore chiarezza si faccia riferimento alla *Legenda* ed alle *Figure* riportate a lato.

Legenda:

- Caselle di inserimento dati
- Caselle contenenti i dati elaborati
- Caselle contenenti i risultati finali dell'analisi

DATI INIZIALI	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
	Spessore della parete S [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d_v [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h_v [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]
	0.60	14.75				0.30
DATI DI CALCOLO	AZIONI SUI MACROELEMENTI					
	Peso specifico della muratura γ [kN/m ³]	Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P_s [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F_v [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F_H [kN]
	21.0	185.9	2.5			

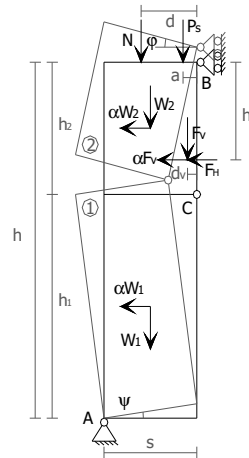


Fig. 1 - Schema di calcolo

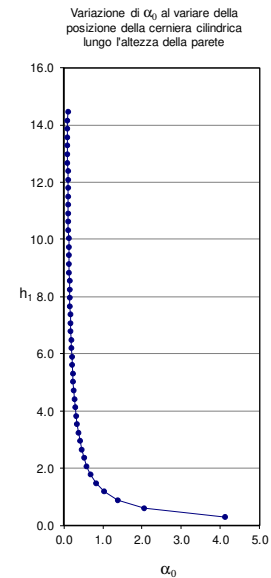


Fig. 2 - Il grafico mostra l'andamento di α_0 al variare della posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete (tale posizione è individuata)

DATI DI CALCOLO	Valore minimo assunto da α_0	Valore di h_1 per α_0 minimo [m]	Valore assunto da α_0 per $h_2 = h_v$
	0.096	13.57	N.C.

MULTIPLICATORE α_0	Valore minimo assunto da α_0	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	0.096	13.57	1.20	18.945	1.000	0.788

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q	2.00
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1.00
	Categoria suolo di fondazione	C
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0.169
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0	2.436
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_c^* [sec]	0.281
	Fattore di smorzamento η	1.000
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]	0.500
	Altezza della struttura H [m]	14.75
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s	1.453
	Coefficiente C_c	1.596
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1.453
	Numero di piani dell'edificio N	3
	Coefficiente di partecipazione modale γ	1.286
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0.376
PGA-SLV	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	7.375
	$\psi(Z) = Z/H$	0.500
PGA-SLV	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)	0.111
	$S_a(T_1)$ (C8A.4.10)	2.451
PGA-SLV	$a_g(SLV)$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)	0.071



Come è possibile notare, l'intervento porta a un miglioramento del 65% rispetto allo stato di fatto.

Concesio, 30/03/2021

MTM Engineering SRL
Ing. Mauro Torquati

(Firmato digitalmente)

.....