



FONDAZIONE ORDINE MAURIZIANO

sede legale via Magellano n. 1 - 10128 Torino - pec: fondazione@pec.ordinemauriziano.it

Restauro e Riqualficazione funzionale degli edifici dell'"Ospedaletto" e di "Cascina Bassa" appartenenti al complesso monumentale di Sant'Antonio di Ranverso

CIG B259E6E9D4

CUP B88D23000020006

Barra Giovanni Battista (notizie 1871 - 1911)
albumina / carta - Archivio Fotografico SABAP_TO



Responsabile Unico
del Procedimento

Arch. Luigi VALDEMARIN

Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica

Novembre 2024

capogruppo mandataria
progettazione architettonica

studio associato
FRATERNALI QUATTROCCOLO
architetti

corso C. G. Allamano 40/11c - 10136 - Torino

progettazione architettonica

Prof. Ing. Carlo OSTORERO
Ing. Stefano GHEDIN
Ing. Andrea MIRABILE

progettazione architettonica
restauratrice

Arch. Paolo Mauro SUDANO - Arch. Mara LIUZZI
Dott.ssa Barbara RINETTI

opere del verde
strutture

Studio Associato VIGETTI MERLO (Dott. Agr. Francesco MERLO)
Studio Ing. Marcello CONCAS e Associati

geologia

Studio Associato S.R.G. (Dott. Geol. Michele DE RUVO)

impianti

PROECO s.s. (Ing. Giuseppe BONFANTE)

sostenibilità

ONLECO s.r.l. (Ing. Giuseppe BONFANTE)

giovani professionisti

Ing. Simone GRAMAGLIA

Ing. Simona SANTOLERI

Arch. Danilo IANNETTI

consulente archeologia

Dott. Mauro CORTELAZZO

codice elaborato

STR.DOC.01

titolo elaborato

Relazione specialistica - Strutture

n. / data / revisione

01 / 11.11.2024 / emissione

Sommario

Sommario	2
1. PREMESSA	3
2. Localizzazione degli interventi	4
3. Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale	6
4. Normativa di riferimento	11
5. Metodo e codici di calcolo	12
6. Caratteristiche dei materiali	15
7. Zonazione sismica, vita nominale, classe d'uso, risultati dell'analisi dinamica.....	15
7.1 Analisi dei carichi	22
7.1.1 Azioni permanenti	22
7.1.2 Azioni variabili.....	22
7.2 Condizioni e combinazioni di calcolo.....	22
7.3 Calcolo e risultati	24
7.4 Involuppo sollecitazioni	24
7.4.1 Sforzo Normale	24
7.4.2 Momento flettente	25
7.4.3 Taglio	26
7.5 Deformazioni	27
7.6 Verifiche delle sezioni in legno	28

STR.DOC.01

RELAZIONE SPECIALISTICA-STRUTTURE

1. PREMESSA

Gli interventi strutturali descritti nel presente documento si riferiscono al progetto di Restauro e Riqualificazione funzionale degli edifici dell'"Ospedaletto" e di "Cascina Bassa" appartenenti al complesso monumentale di Sant'Antonio di Ranverso, in Buttigliera Alta (TO).



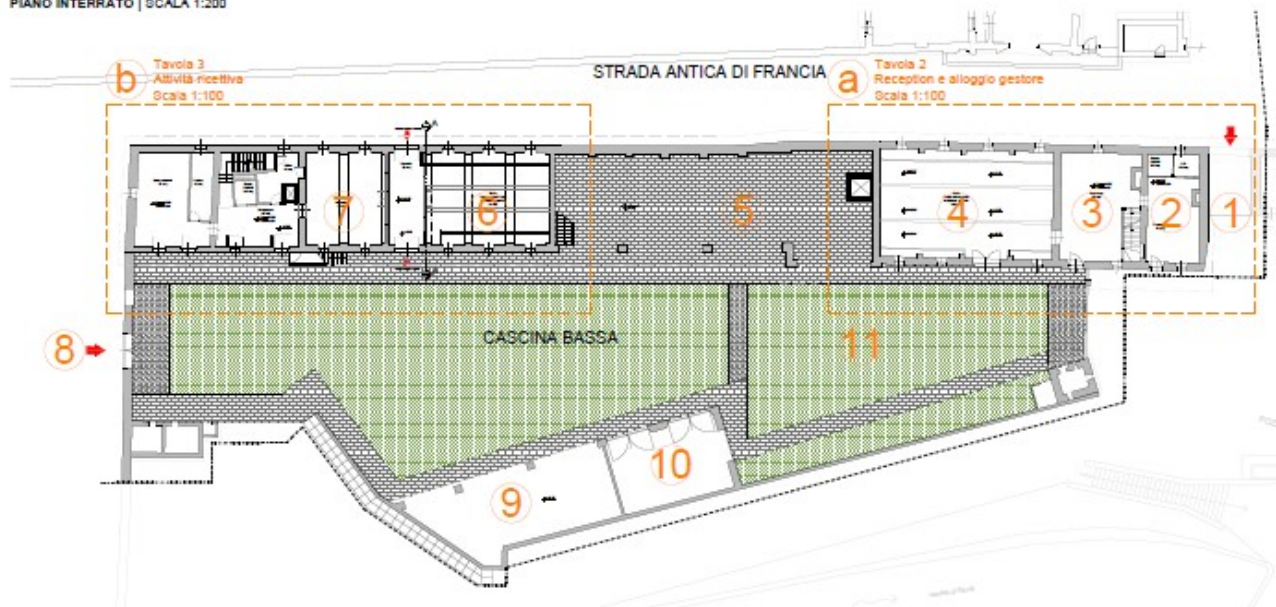
Inquadramento della struttura (Fonte Google Maps)

La necessità della realizzazione di tali interventi deriva dalle condizioni di degrado e scarsa funzionalità degli ambienti interni ed esterni dei fabbricati sopra citati.

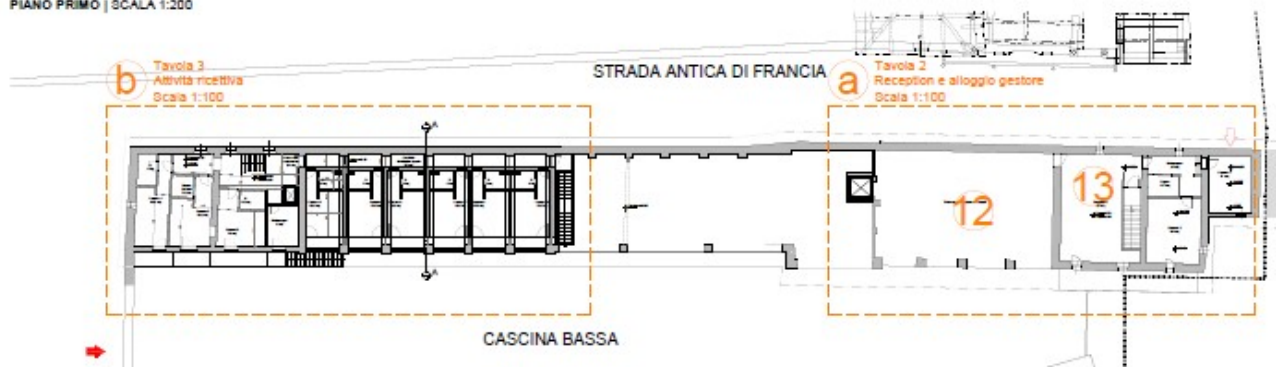
In particolare, per quanto riguarda le strutture esistenti dell'"Ospedaletto" e della "Cascina Bassa", si prevedono interventi esclusivamente di consolidamento dei paramenti murari e solai, con l'apertura o modifica di aperture esterne con conseguente inserimento di architravi di sostegno, mentre in corrispondenza dell'ex fienile, adiacente all'Ospedaletto, è prevista la realizzazione di una nuova struttura chiusa ad uso ristorativo, realizzata interamente in legno massiccio e vetro, avente anche funzione di rinforzo strutturale delle murature esistenti a cui essa viene collegata.

2. Localizzazione degli interventi

PIANO INTERRATO | SCALA 1:200

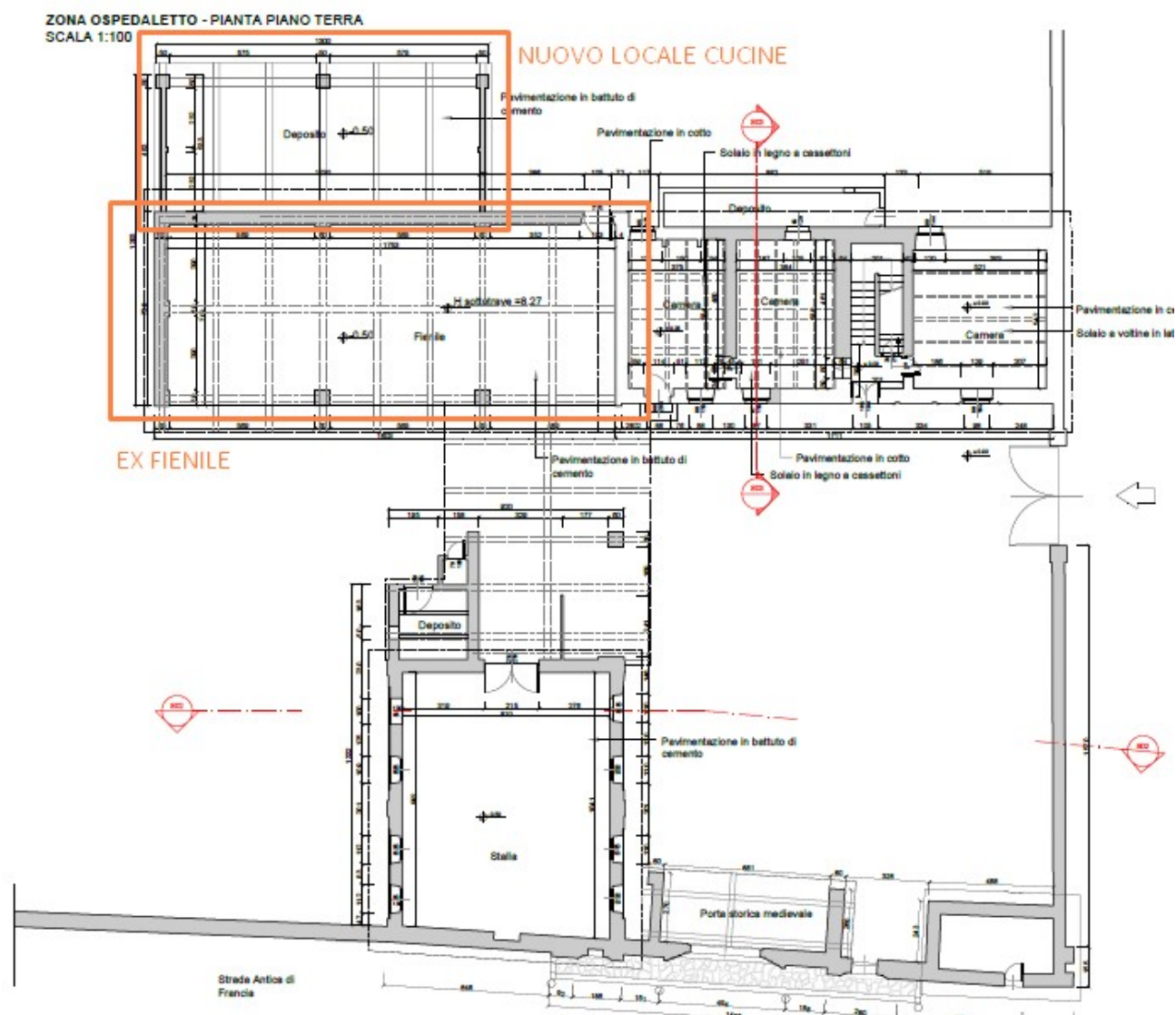


PIANO PRIMO | SCALA 1:200



Cascina Bassa

Gli ambienti della Cascina Bassa saranno destinati a molteplici attività, da quelle ricreative a quelle museali e saranno soggetti agli interventi strutturali di consolidamento descritti di seguito.



Ospedaletto

Gli ambienti della Cascina Bassa saranno destinati a molteplici attività, da quelle ricreative a quelle museali e saranno soggetti agli interventi strutturali di consolidamento descritti ai paragrafi successivi.

In questo caso oltre al consolidamento dei locali relativi all'Ospedaletto, il progetto prevede la riqualificazione anche degli ambienti esterni dell'ex fienile e del vecchio deposito che diventeranno rispettivamente, area ristorante e locale cucine.

3. Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale

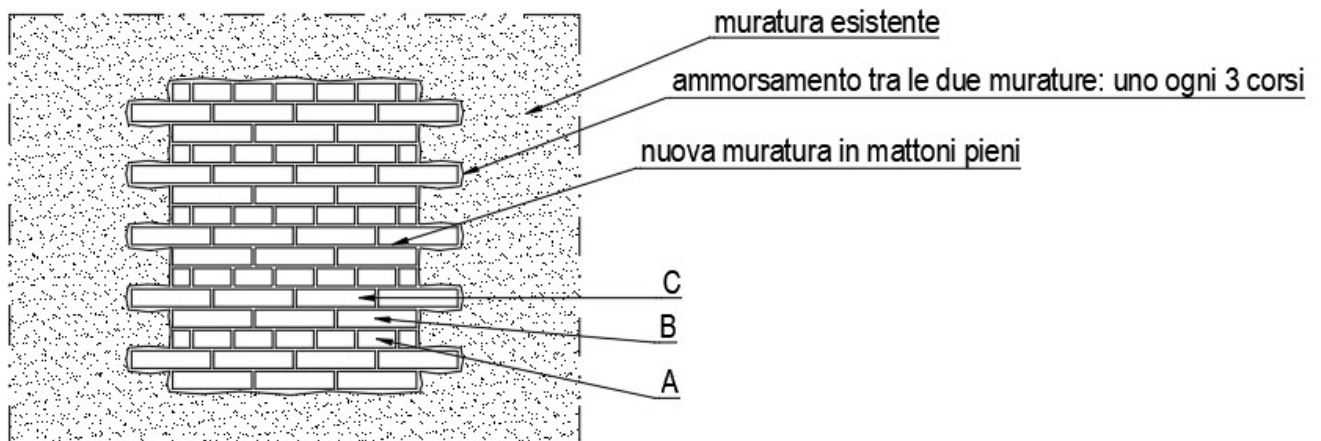
Interventi sulla muratura esistente



Esempio di quadro fessurativo sui paramenti murari.

Dalle diverse analisi dei paramenti murari sono emerse una serie di problematiche che impongono l'applicazione di una serie di interventi diffusi di consolidamento delle murature, in particolare riferimento ai maschi murari fessurati e a quelli più snelli consistenti in:

1. Intervento di riparazione di porzioni di muratura, mediante la tecnica del cuci-scuci, con la previsione di sostituzione dei mattoni deteriorati e integrazione di quelli mancanti, utilizzando malte di calce e stilando opportunamente i giunti;



2. Stilatura dei giunti mediante connettori di acciaio annegati nelle malte delle fughe delle murature a vista (sia in pietrame che in laterizio), al fine di costituire reti di armatura non visibili, garantendo maggiori sezioni resistenti a compressione per i carichi statici, ma

soprattutto a flessione e taglio, per i carichi dinamici, colmando così carenze di comportamento insite nella natura stessa degli elementi portanti discontinui (murature)

3. Intervento di cucitura delle lesioni più pronunciate, consistenti in perforazioni armate con barre metalliche e iniezione di resine epossidiche sia all'interno della fessura stessa sia nell'alloggiamento delle barre di rinforzo (fig. 1)

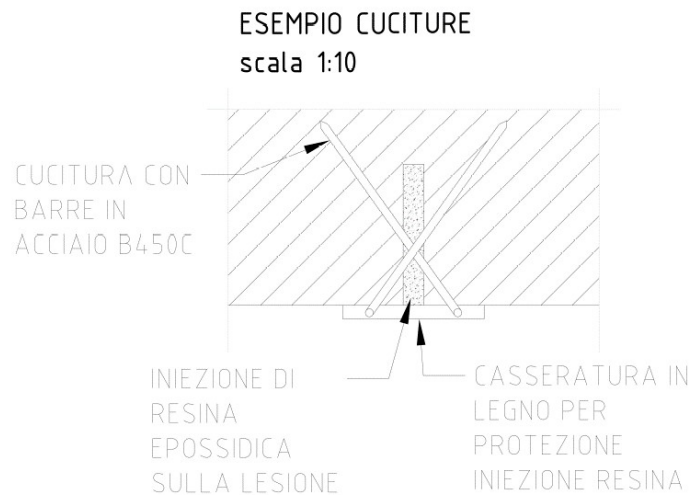


Fig. 1 – Cucitura con barre metalliche

4. Intervento di rafforzamento degli angoli tra maschi murari incidenti, consistenti in perforazioni armate con barre metalliche in acciaio tipo B450 C e iniezione di malta di calce idraulica (fig. 2);

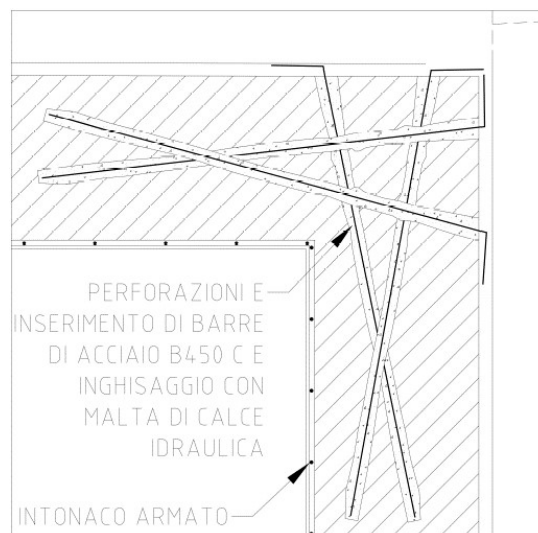


Fig. 2 – Cucitura d'angolo e intonaco armato

5. Intervento di rafforzamento delle murature su perimetro interno dell'edificio, mediante apposizione di intonaco armato di calce idraulica NHL eseguito con reti strutturali costituite da fibre di vetro alcali-resistente pre-impregnate (FRP) che garantiscono alte caratteristiche

di duttilità e con l'utilizzo di connettori preformati a "L" in fibra di vetro alcali-resistente e resina termoindurente., (fig. 2, fig. 3).

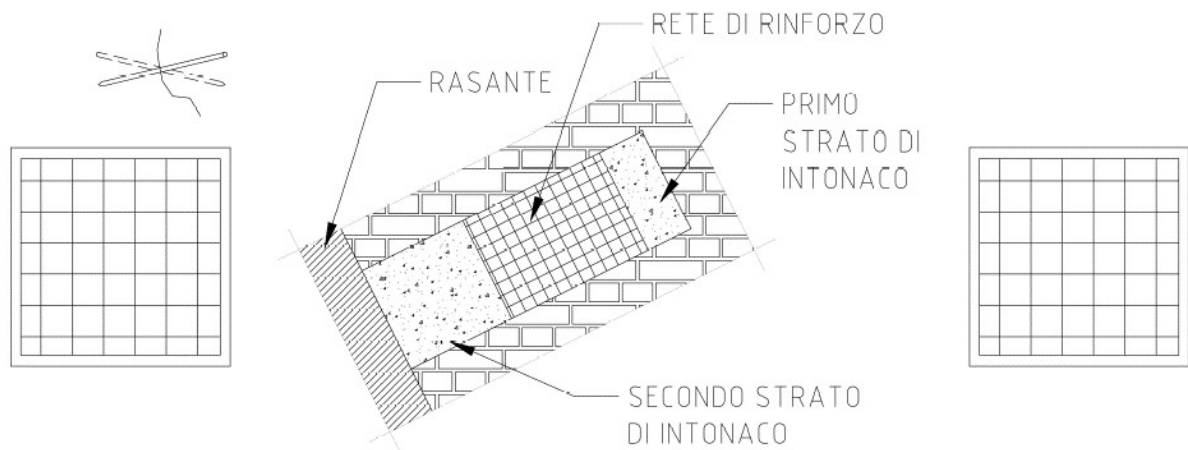
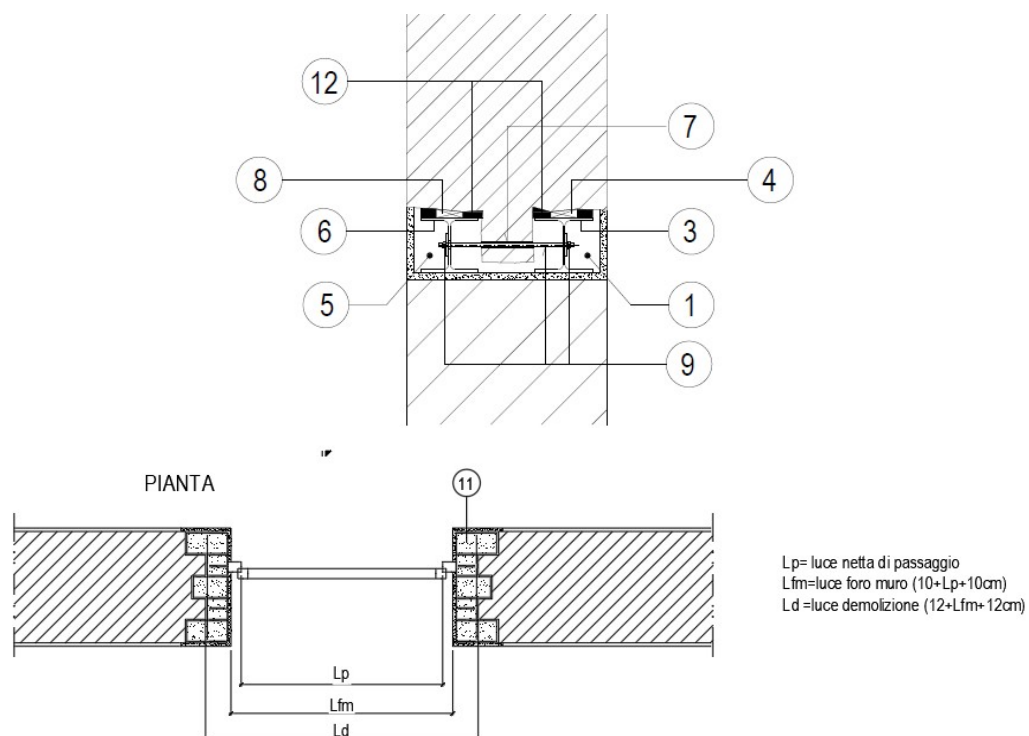


Fig. 3 – intonaco armato su pareti ambienti 7 e 33

6. Intervento di rinforzo dei solai esistenti in putrelle e voltini mediante applicazione di una cappa armata in calcestruzzo alleggerito e connettori metallici.
7. Apertura di nuovi varchi nelle murature portanti previo rinforzo strutturale mediante architravi metallici inglobati nel paramento murario come da indicazioni esemplificative riportate di seguito



Sulla base delle diverse luci di calcolo si definisce la tipologia di putrella adatta all'intervento.

Luce apertura L (cm)	Travi HEA
100	200
150	200
200	200

Interventi sui solai esistenti

1. L'intervento su orizzontamenti, solai in putrelle e voltini e strutture voltate, potrà avvenire con l'applicazione di tipologie di sistemi FRCM - Fiber Reinforced Cementitious Matrix - che prevedono l'impiego di un composito fibrorinforzato (sottoforma di reti o tessuti) a matrice inorganica (malta a calce), realizzati in situ, che hanno il vantaggio di essere molto leggeri e la funzione di distribuire le sollecitazioni indotte da fenomeni statici e sismici, conferendo alla struttura un'elevata duttilità. Inoltre, è possibile utilizzare questo sistema con il fine di migliorare il collegamento tra elementi secondari ed elementi portanti.

Interventi sulle coperture esistenti

In copertura è previsto il mantenimento degli elementi lignei esistenti dove possibile, mentre dove ciò non avviene si procede alla sostituzione degli elementi ammalorati con altri di nuova fornitura e dove necessario di prescrive il rinforzo degli stessi mediante struttura in carpenteria metallica.

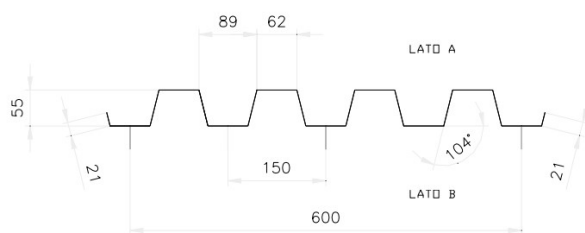
Interventi sull'edificio cucine "Ospedaletto"

L'intervento prevede:

2. il consolidamento della struttura lignea di copertura esistente mediante l'inserimento di un tavolato in grado di garantire rigidezza e la sostituzione di elementi ammalorati;
3. realizzazione di nuove pareti in muratura perimetrali di spessore 20 cm con cordolatura superiore in c.a. di sezione 20x20cm.

Come specificato negli elaborati, è previsto l'utilizzo di una lamiera grecata tipo Hi-Bond A55/P600 o equivalente.

- Marcatura CE
- Acciaio S250 GD, UNI EN 10147
- Spessore 7/10 mm
- Peso pari a 9,15 kg/m²
- Modulo di resistenza a flessione superiore: $\geq 13,29 \text{ cm}^3/\text{m}$
- Modulo di resistenza a flessione inferiore: $\geq 20,59 \text{ cm}^3/\text{m}$
- Geometria:

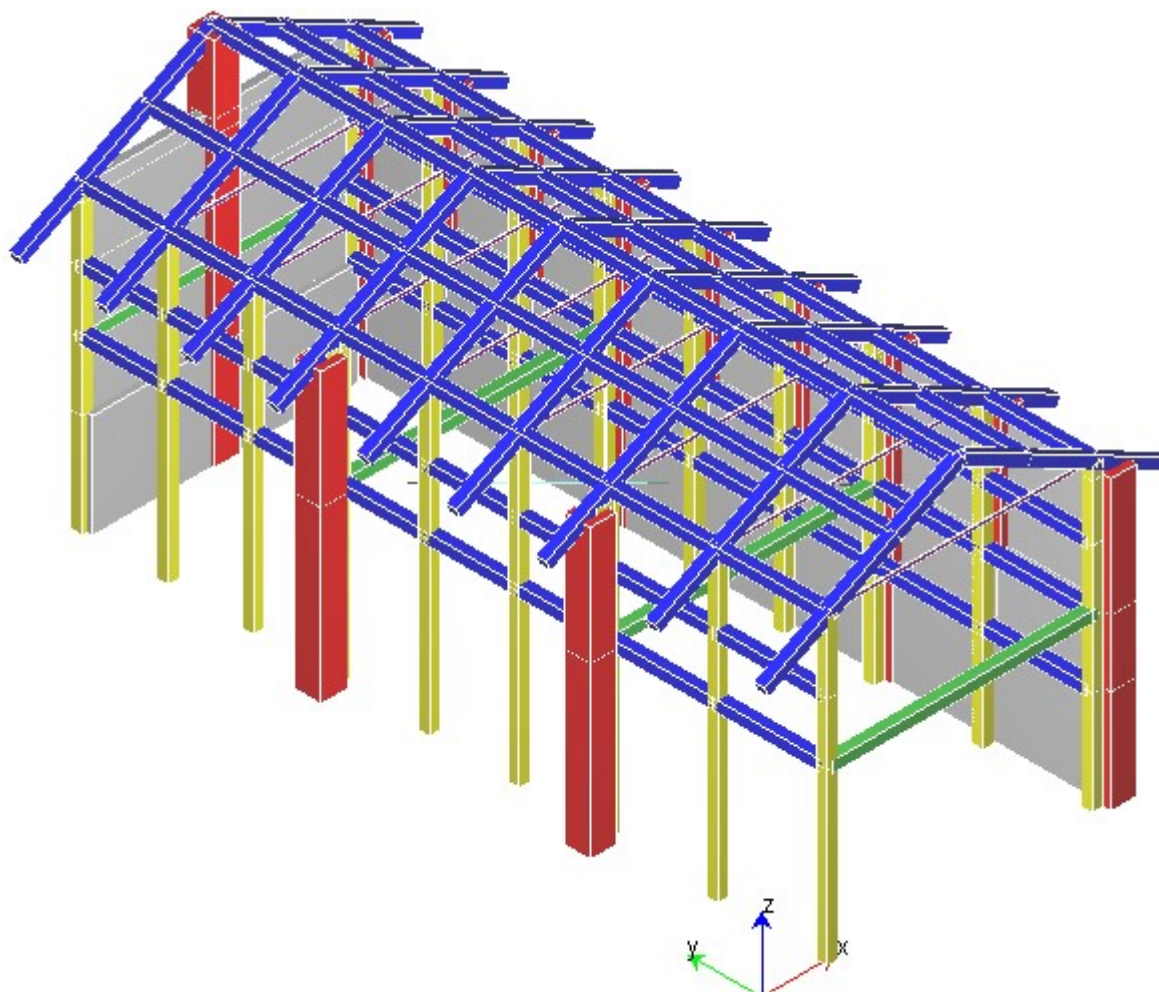


4. Realizzazione di una platea di fondazione in c.a. di spessore 25 cm armata con doppia rete metallica a maglie quadrate sovrapposte, poggiante su strato di magrone in cls leggero.

Interventi sull'edificio Ex Fienile "Ospedaletto"

L'intervento prevede la realizzazione di una nuova struttura in legno massiccio, costituita da portali con colonne e puntoni lignei, incatenati da una catena costituita da doppi piatti 80x5 mm. Al livello intermedio, a circa 4 m dal piano di imposta delle colonne, è previsto l'inserimento di elementi trasversali di contrasto, ulteriormente controventati.

Per l'analisi di tale struttura è stato predisposto un modello di calcolo FEM realizzato con travi e pilastri modellati come elementi tipo beam. Nello specifico il modello strutturale è costituito da pilastri e muri esistenti in muratura e da colonne e travi lignee di sezione 25x25 in legno massiccio, avente classe minima di resistenza C24.



Ai fini di riduzione delle snellezze dei montanti, a circa 4 m dal piano di imposta delle strutture in elevazione sono state predisposte delle travature trasversali in corrispondenza delle quali è stato previsto anche il collegamento alle strutture esistenti.

Le travature di copertura, realizzate con le medesime sezioni di quelle in elevazione, definiscono con queste ultime dei portali a nodi rigidi sia nella direzione X, sia nella direzione Y. Poiché non vi è la presenza di un vero e proprio colmo, si prevede di predisporre su tutti i portali, una catena metallica costituita da doppio piatto di dimensioni 80x5 mm.

La struttura descritta è collegata alle strutture di fondazione costituite da travi in c.a. di sezione 60x40 cm

4. Normativa di riferimento

L'analisi strutturale è stata effettuata in base alle normative vigenti. In particolare per la definizione dei carichi, le analisi e le verifiche si è fatto riferimento al quadro normativo delineato del D.M. 17/01/18 (Norme Tecniche per le Costruzioni). Per quanto non riportato sul Decreto si sono seguite le indicazioni degli Eurocodici e della Circolare applicativa delle NTC medesime. Le verifiche degli elementi è stata svolta seguendo il metodo degli Stati Limite.

Nel seguito è riportato il dettaglio delle norme tecniche, procedurali ed amministrative alle quali si è fatto riferimento durante la progettazione.

- DM 17/01/2018, “Norme Tecniche per le Costruzioni”
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7, Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018
- UNI EN 1990:2006 Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale
- UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in Generale – Pesì per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.
- UNI EN 1991-1-4:2005 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in Generale – Azioni del Vento
- UNI EN 1993-1-1:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- Legge n. 1086 del 05.11.1971, Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- Legge n. 64 del 02.02.1974, Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

5. Metodo e codici di calcolo

Le verifiche delle strutture principali sono state condotte 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. 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) allo SLU, SLE, SLV e SLD;
- stima dell'involuppo delle azioni agenti;
- verifica degli elementi strutturali

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 particolare si è verificata:

- 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 quando previsto dalle NTC per i vari tipi di materiale

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio
- la sicurezza nei riguardi dello stato limite del danno (SLD) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica;

L'analisi scelta, principalmente per la struttura dell'ex fienile, è di tipo statica e dinamica modale senza condensazione di piano e si considera la struttura come non dissipativa.

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.

Per tutte le strutture è utilizzato il software En.Ex.Sys. WinStrand Structural Analysis & Design.

Ditta produttrice: En.Ex.Sys. s.r.l. - Via Tizzano 46/2 - Casalecchio di Reno (Bologna)

Sigla: WinStrand

Documentazione in uso: Manuale teorico e manuale d'uso

Campo di applicazione: Analisi statica e dinamica di strutture in campo elastico lineare

Elementi finiti implementati:

- Truss
- Beam (Modellazione di Travi e Pilastri)
- Travi su suolo elastico alla Winkler
- Plinti su suolo elastico alla Winkler
- Elementi Shear Wall per la modellazione di pareti di taglio
- Elementi shell (lastra/piastra) equivalenti
- Elementi Isoparametrici a 8 Nodi Shell (lastra/piastra)

Schemi di carico:

- Carichi nodali concentrati
- Carichi applicati direttamente agli elementi
- Carichi superficiali

Tipo di risoluzione:

- Analisi statica e/o dinamica in campo lineare con il metodo dell'equilibrio
- Fattorizzazione LDL^T
- Analisi Statica:

Modellazione generale 6 gradi di libertà per nodo

Ipotesi di solai infinitamente rigidi nel proprio piano (3 gradi di libertà per nodo + 3 per imp)

- Analisi dinamica:

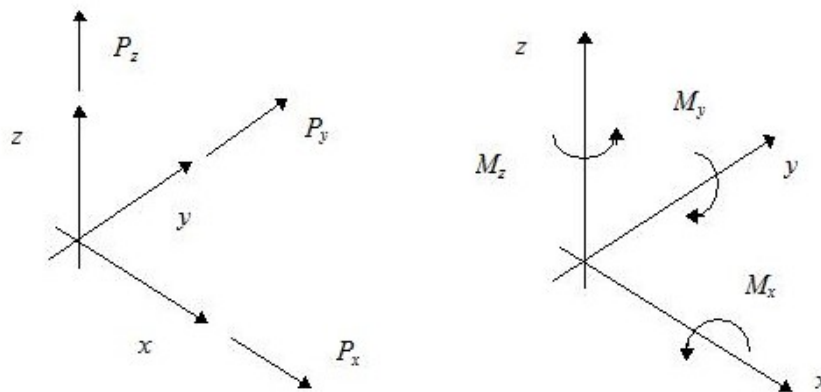
Via statica equivalente

Modale con il metodo dello spettro di risposta

Sistema di riferimento:

La terna di riferimento generale è destrorsa. L'asse z generale coincide con l'asse verticale rivolto verso l'alto.

I versi positivi dell'applicazione dei carichi ai nodi:



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 proporzionamento della struttura.

Al fine di fornire un giudizio motivato di accettabilità del risultato, come richiesto al §10.2 NTC18, il progettista strutturale assevera di aver effettuato:

- L'interpretazione della geometria dell'organismo strutturale;
- La definizione dell'azione sismica
- La definizione dei carichi strutturali, permanenti e variabili
- La scelta del modello più appropriato di calcolo.

E inoltre:

- Esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software e di ritenerlo affidabile ed idoneo alla struttura in oggetto
- Controllato accuratamente i tabulati di calcolo, il listato degli errori numerici del solutore e le tabelle di verifica delle sezioni
- Confrontato i risultati del software con quelli ottenuti con semplici calcoli di massima;
- Esaminato gli stati tensionali e deformativi e di ritenerli consistenti e coerenti con la schematizzazione e modellazione della struttura.

Pertanto ritiene che i risultati siano accettabili e che il presente progetto strutturale sia conforme alle Leggi n°1086/71 e n°64/74, e al DM 17/01/2018 (Norme tecniche per le costruzioni).

Per la scala A1 è stata condotta una semplice analisi statica poiché l'intervento è catalogabile come intervento di "riparazione o di tipo locale". Il software utilizzato è AxisVMX5 R2b in versione "light".

6. Caratteristiche dei materiali

Nell'esecuzione delle opere in oggetto è previsto l'utilizzo dei seguenti materiali:

- **Legno massiccio strutturale classe minima C24**

Tensione caratteristica di rottura: $f_{t,k} = 490 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di snervamento $f_{y,k} = 355 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità trasversale: $G = 80769,23 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di Poisson: $\nu = 0,3$

Coefficiente di espansione termica lineare: $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$

Peso specifico: $\gamma = 7850 \text{ daN/mm}^3$

- **Acciaio carpenteria COR-TEN per i giunti bullonati su legno massiccio**

Tensione caratteristica di rottura: $f_{t,k} = 490 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di snervamento $f_{y,k} = 355 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità trasversale: $G = 80769,23 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di Poisson: $\nu = 0,3$

Coefficiente di espansione termica lineare: $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$

Peso specifico: $\gamma = 7850 \text{ daN/mm}^3$

7. Zonazione sismica, vita nominale, classe d'uso, risultati dell'analisi dinamica

Le strutture oggetto della presente relazione sono localizzate in:

Comune: Buttigliera Alta

Provincia: Torino

Regione: Piemonte

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate comunemente dal progettista e dal committente; a tal fine è stata posta attenzione al tipo della struttura, al suo uso e alle

possibili conseguenze delle azioni indotte dal sisma. I parametri che, in questo senso, classificano la struttura sono:

Classe d'uso: II

Vita Nominale Vn: 50 anni

Coefficiente d'uso Cu: 1

I_s	raggio d'inerzia polare di piano $I_s = \sqrt{J_p / m}$
$X_{g_i}, Y_{g_i}, Z_{g_i}$	coordinate centro di massa Modale
Dx_i, Dy_i	eccentricità centro di massa-centro delle rigidezze
$K_{r_{zz}}, K_{t_{min}}, K_{t_{max}}$	rigidezze traslanti e torcenti
r_1, r_2	raggi giroscopi d'inerzia ($r_1 = (K_{r_{zz}}/K_{t_{min}})^{1/2}$, $r_2 = (K_{r_{zz}}/K_{t_{max}})^{1/2}$)
$\Delta K_x, \Delta K_y, \Delta K_z$	incrementi percentuali di rigidezze ($\Delta K = (K_i - K_{i-1})/K_{i-1}$)
$K_{xij}, K_{yij}, K_{zji}$	rigidezze traslanti e torsionali del piano i-esimo rispetto agli assi globali
R	ordinata dello spettro
Coeff.di Part.	coefficienti di partecipazione (in letteratura g_i)
$ L_i / L_1 $	rapporto percentuale fra i fattori di partecipazione del modo i-esimo e del primo modo
M_{mi}/M_{mtot}	percentuale massa modale efficace dell'i-esimo modo
Sum M_{mi}/M_{mtot}	percentuale cumulativa delle masse modali efficaci
$\varphi_{iLx_i}, \varphi_{iLy_i}, \varphi_{iLz_i}$	spostamenti modali del nodo master

Modalità di valutazione della risposta modale

Analisi spettrale via Subspace iterator

Valutazione dei modi di vibrare eccentrici

Smorzamento strutturale 5.0 %

risposta $S = CQC(S_i)$

segno risposta = $\text{sign}(\sum S_i)$

$U_{\text{nodo, solo}} = CQC(U_{i, \text{master}} + \Theta_{zi, \text{master}} \times d)$

Sintesi dei risultati SLV per direzione d'ingresso del sisma.

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [sec]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°] SLV	1	1.09	51.6	93.0
90.00 [°] SLV	4	0.39	29.2	86.1

Autovalori, Periodi Masse Modali efficaci

Risultati angolo di ingresso del sisma: 0.00 [°] SLV

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	% $ L_i / L_1 $	Massa Modale	% M_{mi}/M_{mtot}	% $\sum M_{mi}/M_{mtot}$
1	1.09	0.108	8.26537e+01		6.83164e+03	51.6	51.6
3	0.51	0.233	3.72542e+01	45.1	1.38788e+03	10.5	62.1
7	0.23	0.314	3.02004e+01	36.5	9.12067e+02	6.9	68.9
57	0.08	0.248	2.72879e+01	33.0	7.44630e+02	5.6	74.6

9	0.20	0.314	-1.64093e+01	19.9	2.69263e+02	2.0	76.6
5	0.32	0.314	-1.57512e+01	19.1	2.48101e+02	1.9	78.5
49	0.09	0.266	-1.39687e+01	16.9	1.95126e+02	1.5	79.9
63	0.07	0.233	-1.34683e+01	16.3	1.81394e+02	1.4	81.3
58	0.08	0.242	-1.27445e+01	15.4	1.62424e+02	1.2	82.5
2	0.65	0.180	-1.18553e+01	14.3	1.40547e+02	1.1	83.6
14	0.16	0.314	-1.15607e+01	14.0	1.33649e+02	1.0	84.6
23	0.13	0.314	1.03865e+01	12.6	1.07880e+02	0.8	85.4
41	0.10	0.279	-8.54213e+00	10.3	7.29679e+01	0.6	86.0
21	0.14	0.314	-8.48130e+00	10.3	7.19325e+01	0.5	86.5
40	0.10	0.279	8.45464e+00	10.2	7.14810e+01	0.5	87.1
42	0.10	0.278	7.98813e+00	9.7	6.38102e+01	0.5	87.5
55	0.08	0.253	-7.84336e+00	9.5	6.15182e+01	0.5	88.0
29	0.12	0.307	7.76994e+00	9.4	6.03720e+01	0.5	88.5
11	0.18	0.314	7.68300e+00	9.3	5.90285e+01	0.4	88.9
50	0.09	0.263	-7.59125e+00	9.2	5.76270e+01	0.4	89.3
6	0.26	0.314	7.01801e+00	8.5	4.92524e+01	0.4	89.7
35	0.11	0.290	-6.42846e+00	7.8	4.13251e+01	0.3	90.0
51	0.09	0.263	6.42181e+00	7.8	4.12397e+01	0.3	90.3
37	0.11	0.285	6.16060e+00	7.5	3.79530e+01	0.3	90.6
34	0.11	0.295	5.82928e+00	7.1	3.39805e+01	0.3	90.9
46	0.10	0.270	5.76888e+00	7.0	3.32800e+01	0.3	91.1
24	0.13	0.314	-5.63190e+00	6.8	3.17182e+01	0.2	91.4
61	0.07	0.235	-5.43157e+00	6.6	2.95020e+01	0.2	91.6
38	0.10	0.283	4.99317e+00	6.0	2.49317e+01	0.2	91.8
45	0.10	0.271	-4.84705e+00	5.9	2.34939e+01	0.2	92.0
83	0.05	0.203	-4.51784e+00	5.5	2.04109e+01	0.2	92.1
8	0.21	0.314	4.50676e+00	5.5	2.03109e+01	0.2	92.3
80	0.06	0.213	4.49723e+00	5.4	2.02251e+01	0.2	92.4
82	0.05	0.208	4.44779e+00	5.4	1.97829e+01	0.1	92.6
56	0.08	0.252	4.43624e+00	5.4	1.96802e+01	0.1	92.7
30	0.12	0.306	4.36278e+00	5.3	1.90338e+01	0.1	92.9
53	0.09	0.259	3.87602e+00	4.7	1.50236e+01	0.1	93.0

Risultati angolo di ingresso del sisma: 90.00 [°] SLV

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	% L _i / L ₁	Massa Modale	% M _{mi} /M _{mtot}	% Σ M _{mi} /M _{mtot}
4	0.39	0.303	-6.22298e+01		3.87254e+03	29.2	29.2
79	0.06	0.215	-5.42021e+01	87.1	2.93786e+03	22.2	51.4
17	0.15	0.314	3.20225e+01	51.5	1.02544e+03	7.7	59.2
62	0.07	0.235	2.74351e+01	44.1	7.52685e+02	5.7	64.8
54	0.09	0.254	1.79050e+01	28.8	3.20589e+02	2.4	67.3
31	0.12	0.303	1.76328e+01	28.3	3.10915e+02	2.3	69.6
3	0.51	0.233	1.67693e+01	26.9	2.81211e+02	2.1	71.7
59	0.08	0.241	-1.55497e+01	25.0	2.41793e+02	1.8	73.6
38	0.10	0.283	-1.45527e+01	23.4	2.11781e+02	1.6	75.2
34	0.11	0.295	1.43319e+01	23.0	2.05402e+02	1.6	76.7
30	0.12	0.306	-1.38951e+01	22.3	1.93075e+02	1.5	78.2
29	0.12	0.307	-1.32408e+01	21.3	1.75318e+02	1.3	79.5
55	0.08	0.253	-1.15947e+01	18.6	1.34437e+02	1.0	80.5
61	0.07	0.235	-1.09426e+01	17.6	1.19741e+02	0.9	81.4
8	0.21	0.314	9.56135e+00	15.4	9.14193e+01	0.7	82.1

86	0.05	0.199	-7.97327e+00	12.8	6.35731e+01	0.5	82.6
37	0.11	0.285	7.76396e+00	12.5	6.02791e+01	0.5	83.0
1	1.09	0.108	-7.42554e+00	11.9	5.51386e+01	0.4	83.4
57	0.08	0.248	-5.85141e+00	9.4	3.42390e+01	0.3	83.7
49	0.09	0.266	-5.64970e+00	9.1	3.19191e+01	0.2	83.9
35	0.11	0.290	-5.47685e+00	8.8	2.99959e+01	0.2	84.2
51	0.09	0.263	5.39270e+00	8.7	2.90812e+01	0.2	84.4
5	0.32	0.314	5.22475e+00	8.4	2.72980e+01	0.2	84.6
48	0.09	0.267	-4.97627e+00	8.0	2.47633e+01	0.2	84.8
28	0.12	0.313	-4.92628e+00	7.9	2.42682e+01	0.2	85.0
50	0.09	0.263	-4.58107e+00	7.4	2.09862e+01	0.2	85.1
88	0.05	0.198	-4.05653e+00	6.5	1.64555e+01	0.1	85.3
89	0.05	0.197	3.88954e+00	6.3	1.51285e+01	0.1	85.4
52	0.09	0.260	-3.62964e+00	5.8	1.31743e+01	0.1	85.5
80	0.06	0.213	3.59944e+00	5.8	1.29560e+01	0.1	85.6
42	0.10	0.278	3.55056e+00	5.7	1.26065e+01	0.1	85.7
2	0.65	0.180	3.44212e+00	5.5	1.18482e+01	0.1	85.7
81	0.06	0.211	3.26319e+00	5.2	1.06484e+01	0.1	85.8
11	0.18	0.314	3.24984e+00	5.2	1.05615e+01	0.1	85.9
58	0.08	0.242	-2.98863e+00	4.8	8.93190e+00	0.1	86.0
36	0.11	0.286	2.79024e+00	4.5	7.78546e+00	0.1	86.0
53	0.09	0.259	2.64216e+00	4.2	6.98100e+00	0.1	86.1

Spettro in accordo con TU 2018

- Buttigliera Alta TO Longitudine 7.3981 Latitudine 45.0789
- Tipo di Terreno B
- Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.0000
- Vita nominale della costruzione (V_N) 50.0 anni
- Classe d'uso II coefficiente C_U 1.0
- Classe di duttilità impostata Non Dissipativa
- Fattore di duttilità α_u/α_1 per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza K_R 1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti K_W 1.00

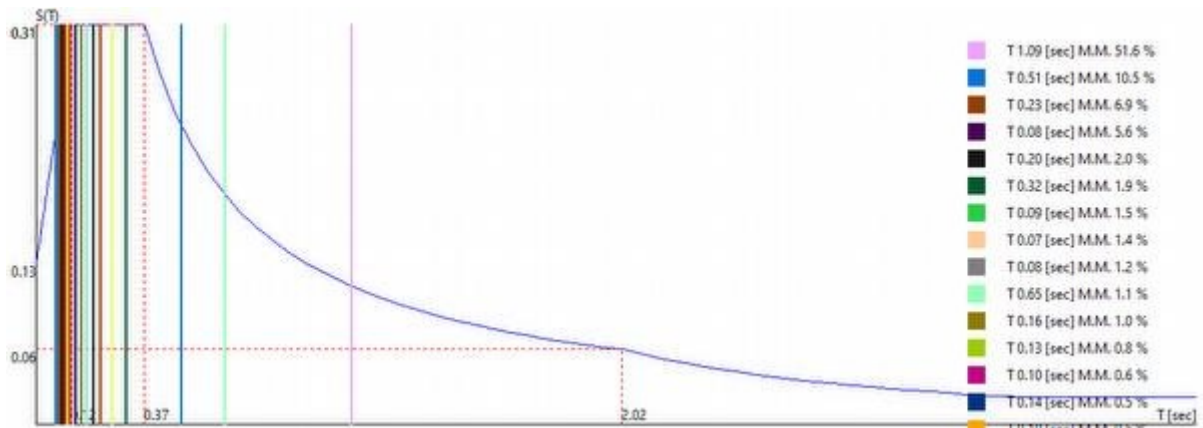
Stato Limite	C $q_o = C \alpha_u / \alpha_1$	q_h	q_v
SLV	1.00	1.00	1.50
SLD	1.00	1.00	1.50
SLC	1.00	1.00	1.50
SLO	1.00	1.00	1.50

- Smorzamento Viscoso (0.05 = 5%) 0.05

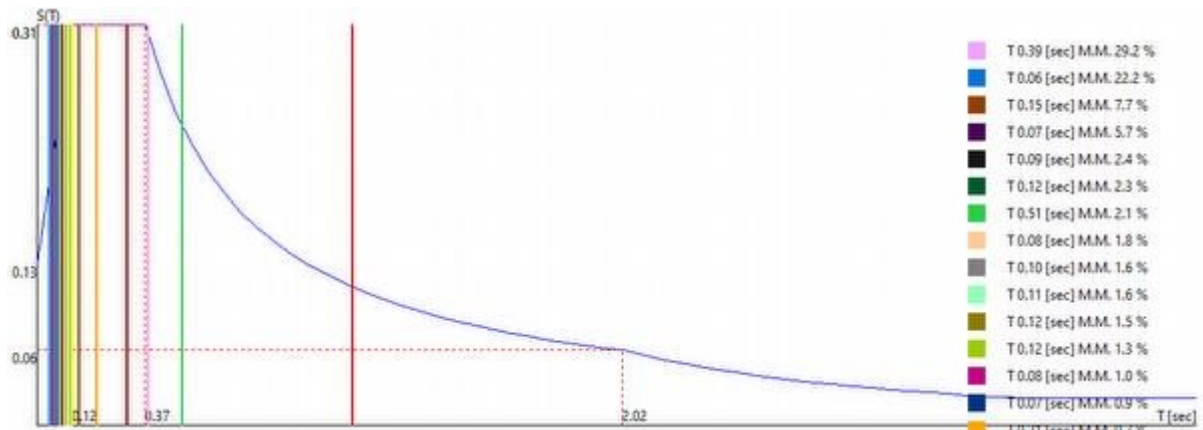
TU 2018 SLV H

- Probabilità di superamento (P_{VR}) 10.0 e periodo di ritorno (T_R) 475 (anni)
- S_s 1.200
- T_B 0.12 [sec]
- T_C 0.37 [sec]
- T_D 2.02 [sec]

- a_g/g 0.1048
- F_o 2.4984
- T_c^* 0.2600



0.00 [°] SLV



90.00 [°] SLV

Spettro in accordo con TU 2018

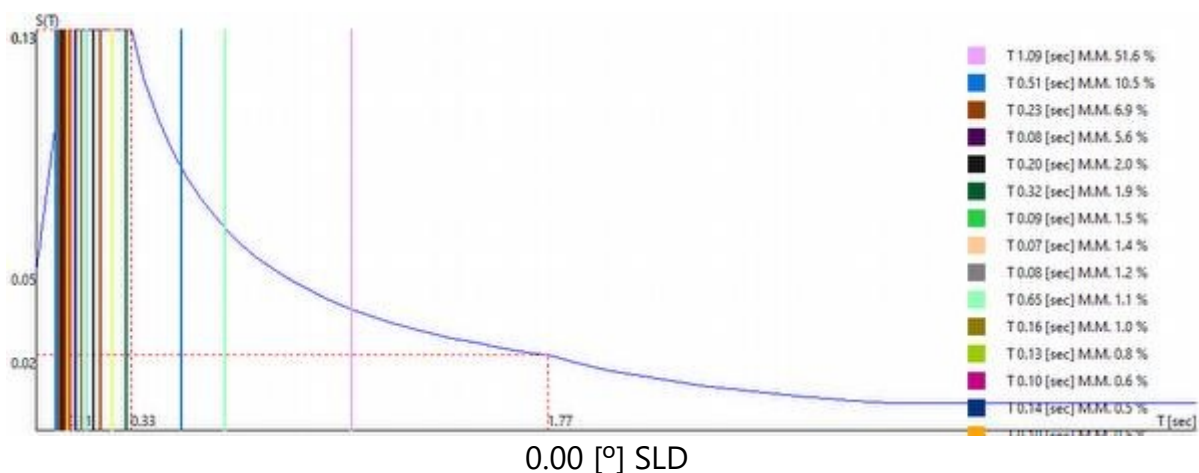
- Buttigliera Alta TO Longitudine 7.3981 Latitudine 45.0789
- Tipo di Terreno B
- Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.0000
- Vita nominale della costruzione (V_N) 50.0 anni
- Classe d'uso II coefficiente C_u 1.0
- Classe di duttilità impostata Non Dissipativa
- Fattore di duttilità α_u/α_1 per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza K_R 1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti K_w 1.00

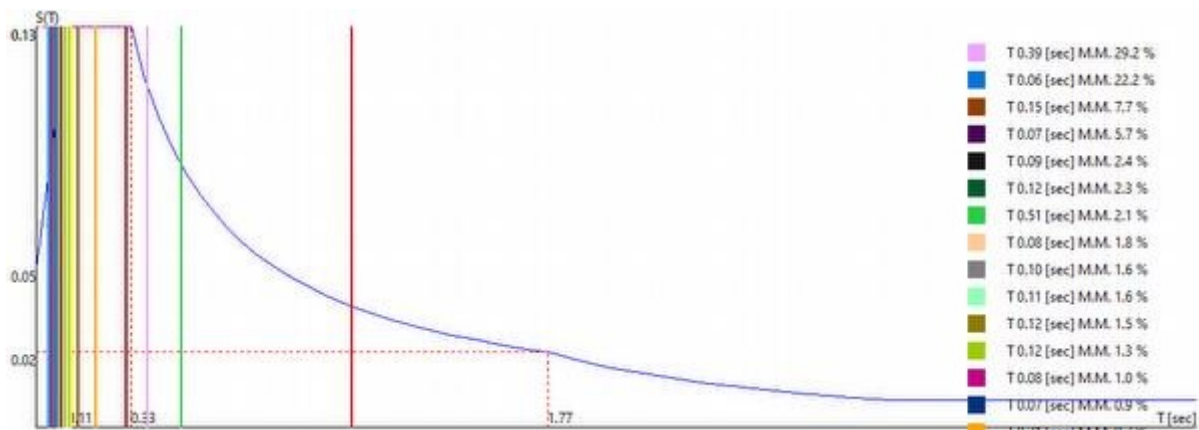
Stato Limite	C $q_o = C \alpha_u/\alpha_1$	q_h	q_v
SLV	1.00	1.00	1.50
SLD	1.00	1.00	1.50
SLC	1.00	1.00	1.50
SLO	1.00	1.00	1.50

- Smorzamento Viscoso (0.05 = 5%) 0.05

TU 2018 SLD H

- Probabilità di superamento (P_{VR}) 63.0 e periodo di ritorno (T_R) 50 (anni)
- S_s 1.200
- T_B 0.11 [sec]
- T_c 0.33 [sec]
- T_D 1.77 [sec]
- a_g/g 0.0414
- F_o 2.5242
- T_c^* 0.2202





Sintesi dei risultati SLD per direzione d'ingresso del sisma.

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [sec]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°] SLO	1	1.09	51.6	93.0
90.00 [°] SLO	4	0.39	29.2	86.1

Sezioni utilizzate

Travi e pilastri

Sezione	Materiale	Dimensioni [cm]		Sezione	Area [cm ²]	J3 [cm ⁴]	J2 [cm ⁴]	J23 [cm ⁴]	Jt [cm ⁴]	Xx	Xy
1	3	B= 25 H= 25	Rett. pilastri 24x24	1	576.00	27648	27648	0	46640	1.2	1.2
2	4	B= 60 H= 60	Rett. pilastro 60x60	2	3600.00	1080000	1080000	-0	1821862	1.2	1.2
3	4	B= 50 H= 50	Rett. pilastro 50x50	3	2500.00	520833	520833	0	878599	1.2	1.2

Trave

Sezione	Materiale	Dimensioni [cm]		Sezione	Area [cm ²]	J3 [cm ⁴]	J2 [cm ⁴]	J23 [cm ⁴]	Jt [cm ⁴]	Xx	Xy
1	3	B= 25 H= 25	Rett. 25x25	1	800.00	26667	106667	0	73228	1.2	1.2

Biella Lista sezioni introdotte:

Sezione	Materiale	Dimensioni [cm]		Sezione	Area [cm ²]	J3 [cm ⁴]	J2 [cm ⁴]	J23 [cm ⁴]	Jt [cm ⁴]	Xx	Xy
1	3	B= 24 H= 24	Rett. 24x24 biella	1	576.00	27648	27648	0	46640	1.2	1.2
2	2	B= 1 H= 8	Rett. catena	2	8.00	43	1	0	3	1.2	1.2
3	2		Tubi 20.0X2.0 controventi(D.B.)	3	1.13	0	0	0	1	1.5	1.5

7.1 Analisi dei carichi

I valori delle azioni considerati nei calcoli sono quelli previsti dalle NTC, in particolare sono stati considerati i carichi di seguito riportati.

7.1.1 Azioni permanenti

- Peso proprio degli elementi strutturali: determinato dal software
- Carichi permanenti non strutturali (rivestimenti di copertura): 120daN/m²

7.1.2 Azioni variabili

- Sovraccarico neve valutato in accordo alla normativa vigente: 135 daN/m²

Il carico neve è stato valutato secondo le seguenti relazioni indicate al par. 3.4.2 delle NTC 2018

Nelle espressioni seguenti, l'altitudine di riferimento a_s (espressa in m) è la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.

Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,39 \left[1 + \left(\frac{a_s}{728} \right)^2 \right] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.2]$$

Considerando una quota altimetrica del sito, a_s , pari a circa 336 m.s.l.m., si ha un valore di pressione caratteristica della neve, q_{sk} , pari a:

$$q_{sk} = 1,39 \cdot \left[1 + \left(\frac{336}{728} \right)^2 \right] = 1,686 \text{ kN/m}^2$$

Considerando un coefficiente di forma, μ , pari a 0,8, si ha un valore di pressione di progetto pari a:

$$q_{sd} = 0,8 \cdot 1,686 = 1,35 \text{ kN/m}^2$$

7.2 Condizioni e combinazioni di calcolo

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

- Combinazione sismica:

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

- Combinazione rara

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Casi di carico:

Condizione	
1	pp
2	perm
3	neve
4	vento
5	Sisma 0SLU
6	Sisma 90SLU
7	Sisma 0SLC
8	Sisma 90SLC
9	Sisma 0SLD
10	Sisma 90SLD
11	Sisma 0SLO

Combinazione di carico:**Combinazioni agli Stati Limite Ultimi**

Combinazione di carico numero		Comb.\Cond	1	2	3	4
1	slu	1	1	1.3	1.3	1.5
2	Slu2	2	2	1.3	1.3	0.75

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

Combinazione di carico numero		Comb.\Cond	1	2	5	6
3	SLV 0 / 90	3	1	1	1	0.3
4	SLV 90 / 0	4	1	1	0.3	1

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero		Comb.\Cond	1	2	3	4
6	sle1	6	1	1	1	0.6
7	sle2	7	1	1	0.5	1

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero		Comb.\Cond	1	2	3	4
8	sle freq1	8	1	1	0.2	
9		9	1	1		0.2

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero		Comb.\Cond	1	2
8		10	1	1

Combinazioni agli Stati Limite di Danno

Combinazione di carico numero		Comb.\Cond	1	2	9	10
9	SLD 0 / 90	11	1	1	1	0.3

Combinazione di carico numero		Comb.\Cond	1	2	9	10
10	SLD 90 / 0	12	1	1	0.3	1

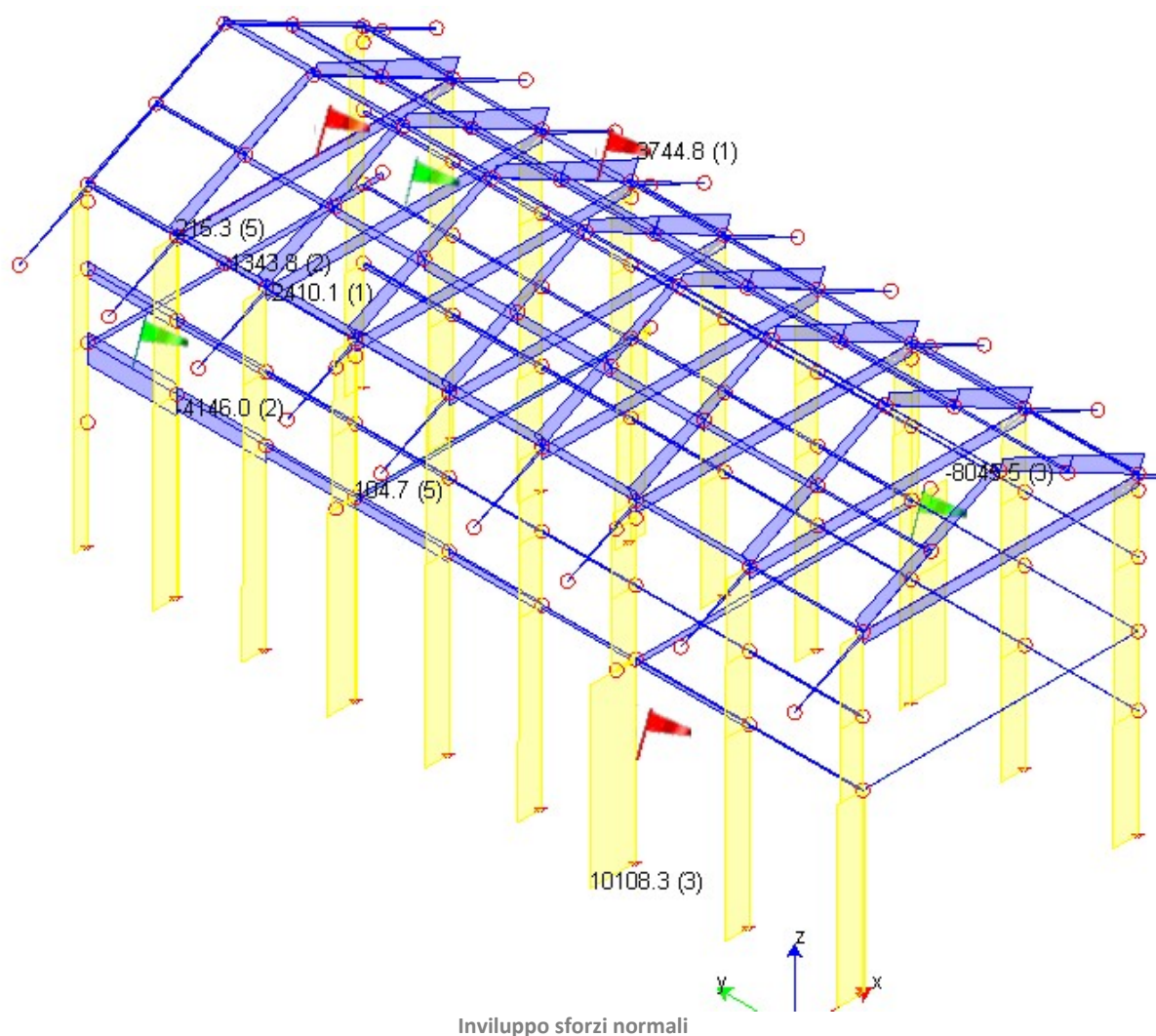
7.3 Calcolo e risultati

Di seguito si riportano i diagrammi più significativi delle sollecitazioni in termini di involucro.

Per ogni diagramma vengono indicati i valori di sollecitazione massima (in modulo).

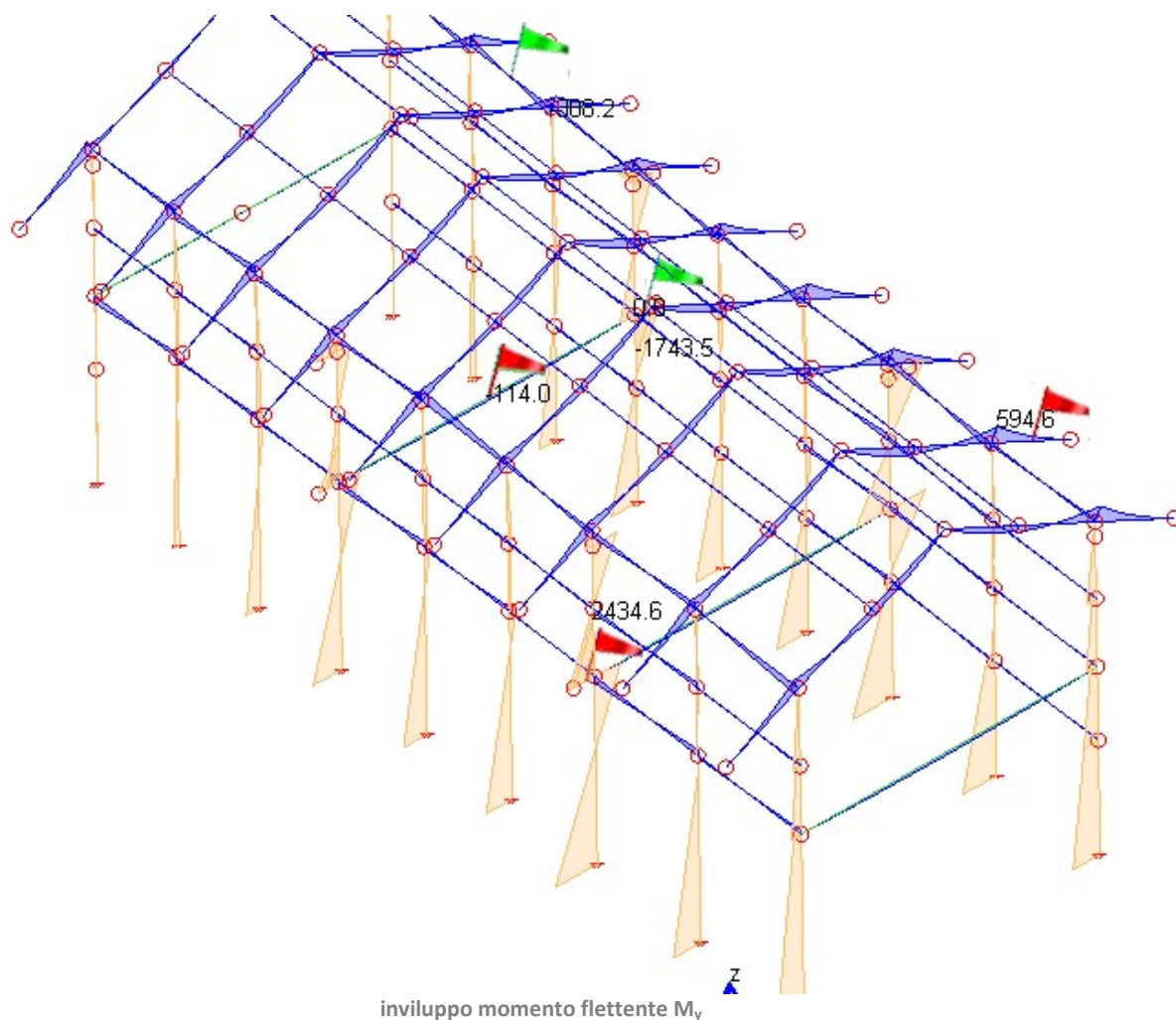
7.4 Involuppo sollecitazioni

7.4.1 Sforzo Normale



Lo sforzo normale N_x massimo, in valore assoluto, è pari a 101 kN in corrispondenza dei pilastri lignei e pari a 37 kN in corrispondenza dei puntoni di copertura.

7.4.2 Momento flettente

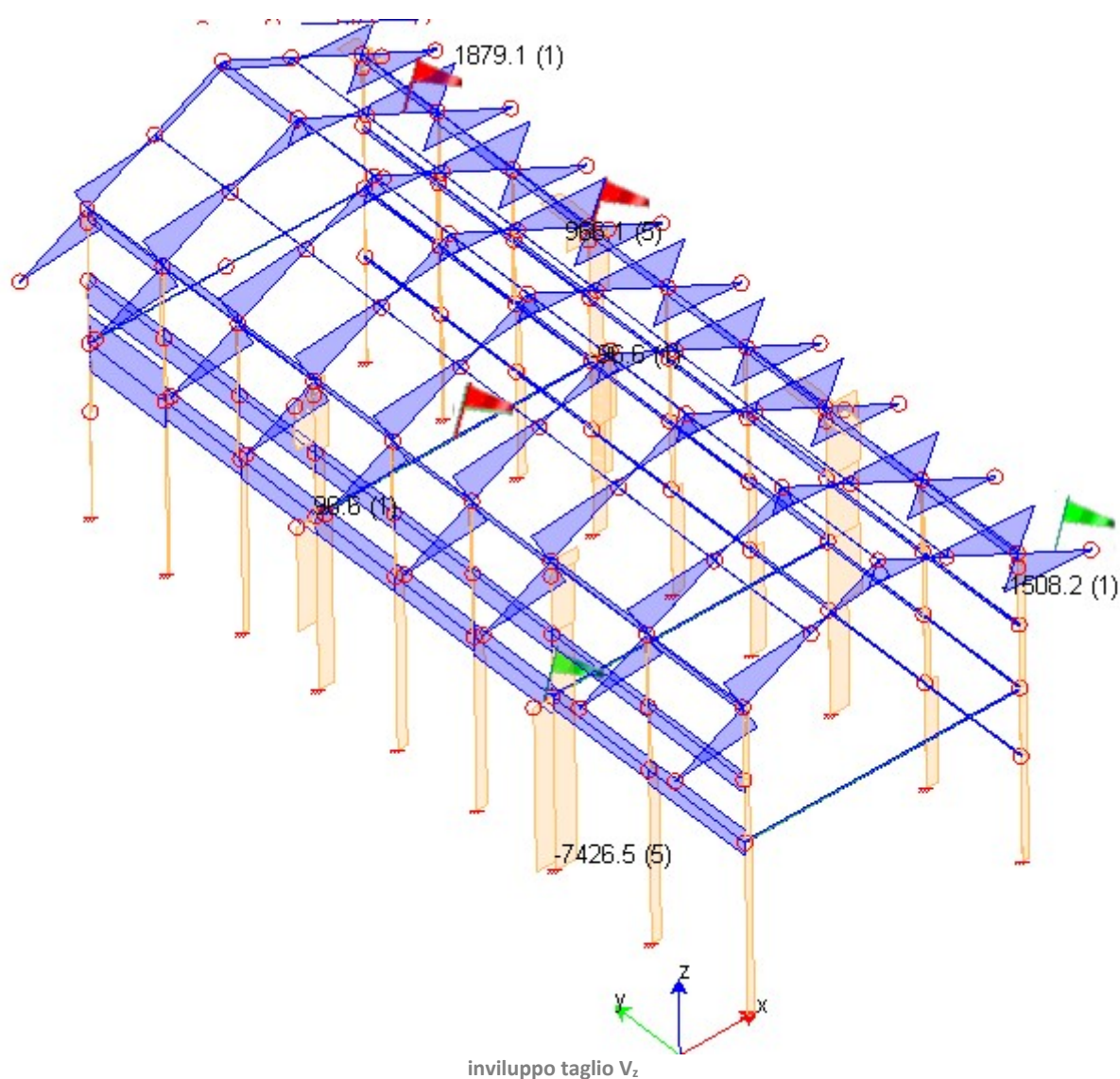


Il momento flettente M_y massimo, in valore assoluto, è pari a 24 kNm in corrispondenza dei traversi e 18 kNm alla base del montante.

involuppo Taglio V_z

I momenti flettenti M_z sono trascurabili.

7.4.3 Taglio



Il taglio massimo V_z , è pari a 19 kN sulle travi di falda.

7.5 Deformazioni

Le deformazioni massime allo SLE sono illustrate nella figura seguente:

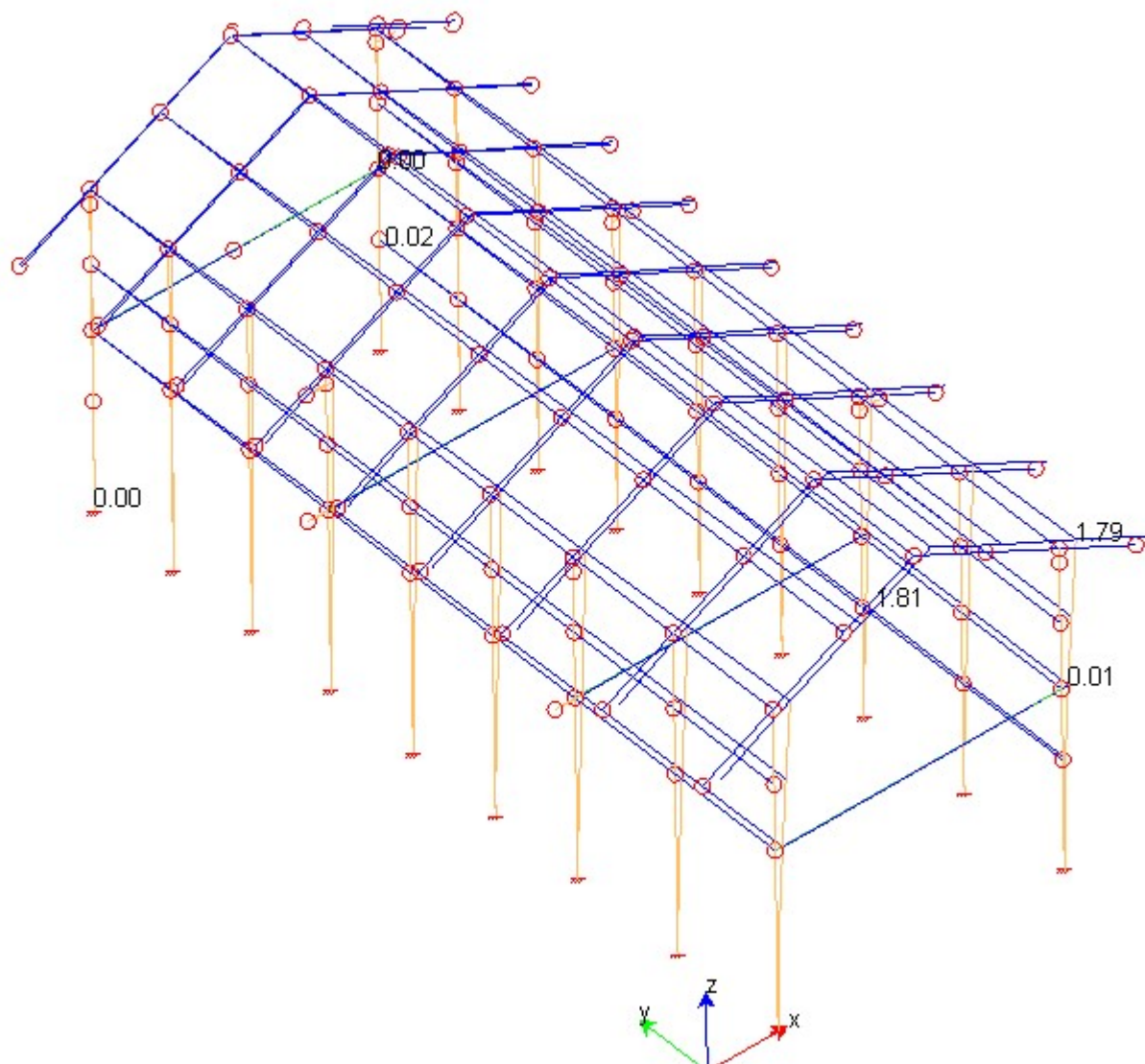


Figura1: Deformazioni

Lo spostamento massimo è pari a 1,7 mm valore compatibile con le condizioni di utilizzo della struttura.

7.6 Verifiche delle sezioni in legno

Si riportano le verifiche delle sezioni in legno massiccio.

Pilastro 25x25

Sollecitazioni			
N _{Ed}	101,00	[kN]	Sforzo normale di progetto
V _{Ed}	12,00	[kN]	Taglio di progetto
M _{y,Ed}	22,00	[kN*m]	Momento flettente di progetto y
M _{z,Ed}	3,00	[kN*m]	Momento flettente di progetto z
T _{Ed}	0,00	[kN*m]	Torsione di progetto

Geometria sezione			
tipologia	rettangolare		
b	250	[mm]	Base
h	250	[mm]	Altezza
h lamelle	40	[mm]	Altezza lamelle
A	62500	[mm ²]	Area
I _y	3,26E+08	[mm ⁴]	Momento d'inerzia y
W _y	2,60E+06	[mm ³]	Modulo di resistenza y
I _z	3,26E+08	[mm ⁴]	Momento d'inerzia z
W _z	2,60E+06	[mm ³]	Modulo di resistenza z
I _t	3,30E+08	[mm ⁴]	Modulo di rigidezza torsionale
I _w	3,30E+10	[mm ⁶]	Modulo di resistenza torsionale

Resistenza legno			
Classe resistenza	S2	Legno lamellare di conifera omogeneo e combinato	
f _{m,k600}	scegliere una classe appropriata	[N/mm ²]	R _k flessione provino h=600
f _{t,k600}	scegliere una classe appropriata	[N/mm ²]	R _k trazione parallela provino h=600
k _h	1,09	[-]	Fattore amplificativo se h<600
f _{m,k}	24,00	[N/mm ²]	R _k flessione
f _{t,0,k}	14,50	[N/mm ²]	R _k trazione parallela
f _{t,90,k}	0,40	[N/mm ²]	R _k trazione perpendicolare
f _{c,0,k}	21,00	[N/mm ²]	R _k compressione parallela
f _{c,90,k}	2,50	[N/mm ²]	R _k compressione perpendicolare
f _{v,k}	4,00	[N/mm ²]	R _k taglio
classe servizio	2	[-]	Funzione dell'umidità e classe di esposizione
classe durata carico	media		Funzione della durata del carico
k _{mod}	0,8	[-]	Funzione della durata del carico ed espos. della struttura
γ _M	1,5	[-]	Coefficiente sicurezza materiale
k _{mod} /γ _M	0,53	[-]	
f _{m,y,d}	12,80	[N/mm ²]	R _d flessione y
f _{m,z,d}	12,80	[N/mm ²]	R _d flessione z
f _{t,0,d}	7,73	[N/mm ²]	R _d trazione parallela
f _{t,90,d}	0,21	[N/mm ²]	R _d trazione perpendicolare
f _{c,0,d}	11,20	[N/mm ²]	R _d compressione parallela
f _{c,90,d}	1,33	[N/mm ²]	R _d compressione perpendicolare
f _{v,d}	2,13	[N/mm ²]	R _d taglio
E _{0,05}	7900,00	[N/mm ²]	Modulo elastico legno - frattile 5%
G _m	740,00	[N/mm ²]	Modulo tangenziale
G _{0,05}	616,67	[N/mm ²]	Modulo tangenziale - frattile 5%

Tabella 1

Verifiche SLU			
Verifica trazione semplice, tensoflessione retta e deviata			
σ _{m,y,d}	8,45	[N/mm ²]	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
σ _{m,z,d}	1,15	[N/mm ²]	
σ _{t,0,d}	1,62	[N/mm ²]	
Ing. Marcello Concas - Via Oropa 35 101			$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$

k_m	0,70	
(y) rapporto S/R	0,93	OK
(z) rapporto S/R	0,76	OK

Verifica pressoflessione

$\sigma_{m,y,d}$	8,45	[N/mm ²]	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
$\sigma_{m,z,d}$	1,15	[N/mm ²]	
$\sigma_{c,0,d}$	1,62	[N/mm ²]	
k_m	0,70		
(y) rapporto S/R	0,77	OK	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
(z) rapporto S/R	0,60	OK	
rapporto S/R	0,14	OK	
			$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \leq 1$

Verifica taglio

t_v	1,5		$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \leq 1$
τ_d	0,29	[N/mm ²]	
rapporto S/R	0,14	OK	

Verifica torsione

k_{sh}	1,15	
h/b	1,00	
α	4,80	
$\tau_{tor,d}$	0,00	[N/mm ²]
rapporto S/R	0,00	OK

Verifica taglio+torsione

rapporto S/R	0,02	OK
--------------	------	----

Verifiche Stabilità**Elemento compresso**

$\sigma_{c,0,d}$	1,62	[N/mm ²]	$\sigma_{c,crit} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L^2 \cdot A}$
$\sigma_{c,crit}$	25,38	[N/mm ²]	
$\lambda_{rel,c}$	0,91		
tipologia legno	massiccio		
β_c	0,20		$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit,c} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1$
k	0,97		
$k_{crit,c}$	0,75		
L	4000	[mm]	
(y) rapporto S/R	0,19	OK	

Elemento inflesso

L_y	4000	[mm]	$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L^2 W} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I}}$ $\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}}$ $k_{crit} = \begin{cases} & \text{per } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m} & \text{per } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \end{cases}$
L_z	4000	[mm]	
$\sigma_{m,y,d}$	8,45	[N/mm ²]	
$\sigma_{m,z,d}$	1,15	[N/mm ²]	
$\sigma_{m,crit,y}$	218,26	[N/mm ²]	
$\sigma_{m,crit,z}$	218,26	[N/mm ²]	
$\lambda_{rel,y,m}$	0,33		
$\lambda_{rel,z,m}$	0,33	[-]	
$k_{crit,y,m}$	1		
$k_{crit,z,m}$	1	[-]	
(y)rapporto S_m/R_m	0,6600	OK	
(z)rapporto S_m/R_m	0,0900	OK	

Verifica instabilità per pressoflessione

(y) rapporto Sc/Rc	0,19	[-]	Rapporto di verifica per compressione
(y)rapporto S_m/R_m	0,66	[-]	Rapporto di verifica per flessione y
(z)rapporto S_m/R_m	0,09	[-]	Rapporto di verifica per flessione z
$Sc/Rc+(y)S_m/R_m+(z)S_m/R_m$	0,94	OK	Rapporto di verifica totale

Verifica agli SLE

gk	1,2	kN
q _{acc}	1,45	kN
q _{d,SLE}	2,65	kN
χ	1,2	
L	6000	[mm]
f _{q,max}	9,7	[mm]
L/300	20,0	[mm]
f _{q,max} <L/300	verifica positiva	OK
f _{g,max}	8,0	[mm]
k _{def}	0,8	tab 2.7
f _{net, fin}	25,7	[mm]
L/200	30	[mm]
f _{net, fin} <L/200	verifica positiva	OK

$$f_{qmax} = \frac{5ql^4}{384E_{0,mean}J} + \chi \frac{ql^2}{8G_{mean}A}$$

$$f_{gmax} = \frac{5gl^4}{384E_{0,mean}J} + \chi \frac{gl^2}{8G_{mean}A}$$

$$f_{net,fin} = f_{gmax} \cdot (1 + k_{def}) + f_{qmax} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

Le strutture risultano positivamente verificate

Torino, 11-11-2024

Ing. Marcello Concas

