COMUNE DI ZAGAROLO

- UFFICIO TECNICO LL.PP. - VIª AREA -

OGGETTO : RIQUALIFICAZIONE EDILIZIA DELL'ISTITUTO SECONDARIO DI PRIMO GRADO "A. TIBULLO" MEDIANTE SOSTITUZIONE DEL BLOCCO AULE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

LOCALITA' : Via Colle dei Frati, 7

Progettista:
Arch. Erasmo Di Girolamo

R.U.P.:
Ing. Cesare Rinaldi

100

RELAZIONE TECNICA GENERALE
E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

-

Giugno 2018

SOMMARIO

1 PREMESSA 3
2 DESCRIZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO 4
3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 8
4 GENERALITA' SUL METODO DI CALCOLO E ANALISI 10
5 AZIONI DI PROGETTO 11
5.1 PESI PROPRI STRUTTURALI 11
5.2 CARICHI PERMANENTI 11
5.3 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI 12
5.1 CARICO DA NEVE 13
5.2 CARICO DA VENTO 14
5.3 AZIONE SISMICA 15
6 COMBINAZIONI DELLE AZIONI DI PROGETTO 21
6.1 COMBINAZIONE DELLE AZIONI STATICHE 21
6.2 COMBINAZIONE DELLE AZIONI SISMICHE 23
7 ANALISI STRUTTURALE 24
7.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO 24
7.2 VERIFICA STATICA DELLE STRUTTURE 26
7.2.1 VERIFICA SOLAI LIGNEI 26
7.2.3 VERIFICA TRAVI LIGNEE 39
7.2.4 VERIFICA PILASTRO LIGNEO 55
7.2.5 VERIFICA STATICA PARETI LIGNEE (XLAM) 57
7.2.6 VERIFICA SOLAIO ALLEGGERITO IN CALCESTRUZZO ARMATO 62
7.3 VERIFICA DINAMICA DELLE STRUTTURE 67
7.3.1 VERIFICA SISMICA PARETI IN XLAM 70
7.3.2 VERIFICA SISMICA PARETI IN CALCESTRUZZO ARMATO 85
8 CORRIDOIO DISTRIBUTIVO 96
8.1 CARICHI AGENTI 97
8.2 MODELLO FEM 97
8.3 VERIFICHE STRUTTURALI 99
8.3.1 COLLEGAMENTO TRAVI IPE 200 SECONDARIE 100

8.3.2 COLLEGAMENTO TRAVI IPE 200 PRINCIPALI 100
8.3.3 VERIFICA DEL NODO DI BASE DELLA COLONNA HEA 140 101
8.3.4 VERIFICA DEL NODO DI BASE DELLA COLONNA HEA 180 104

1 PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione tecnica generale e di calcolo delle strutture della progettazione definitiva dell'intervento di "*Riqualificazione edilizia dell'Istituto secondario di primo grado "A. Tibullo*" sito in via Colle dei Frati 10, nel Comune di Zagarolo (RM).

2 DESCRIZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO

L'edificio oggetto dell'intervento di riqualificazione e ampliamento, allo stato attuale, ha forma a ferro di cavallo, ed è sostanzialmente composto da 6 blocchi principali:

- Blocco atrio ingresso: si sviluppa su due piani fuori terra ed è interamente occupato dalla Scuola Media "A. Tibullo";
- Blocco aule Nord: ospita su tutto il piano terra e perla maggior parte del piano primo attività legate al Liceo Scientifico;
- Blocco aule Sud: ospita principalmente aule di tipo ordinario relative alla Scuola Media "A. Tibullo" e si sviluppa su due livelli fuori terra e risulta rialzato rispetto alla quota del terreno circostante;
- Blocco segreteria: si sviluppa parzialmente su quattro piani, di cui il primo occupato dal Liceo Scientifico, mentre i restanti occupati dalla Scuola Media. Al secondo piano, di appartenenza dell'Istituto "A. Tibullo", si trova l'Auditorium.
- Blocco spogliatoi;
- Blocco palestra.

Si riporta di seguito un'immagine dell'area di intervento.

Il progetto di Riqualificazione edilizia dell'Istituto secondario di primo grado "*A. Tibullo*" prevede la demolizione e ricostruzione del blocco aule sud, garantendo l'eliminazione di criticità statiche e di natura sismica di tale porzione di fabbricato, che non è mai stato oggetto di interventi di miglioramento sismico. Tale intervento consente, inoltre, di ottenere maggiori spazi per l'attività didattica e risolvere problematiche di sicurezza per gli studenti.

La vetustà dell'edificio determina l'economicità della ricostruzione di tale blocco, al posto di un intervento di adeguamento o miglioramento sismico ed inoltre, si posso ottenere molteplici vantaggi dal punto di vista funzionale. I punti chiave che determinano la scelta di operare con la demolizione e successiva ricostruzione sono i seguenti:

- Adeguare l'intero blocco sud alle vigenti normative (sismiche, igienico sanitarie, impiantistiche; ecc.) raggiungendo così un altro importante traguardo nei confronti della sicurezza sismica dell'intero complesso scolastico;
- Rivedere il layout distributivo adeguando alla vigente normativa tutte le aule e ottenendone una in più per ogni piano;
- Ricavare un piano interrato in cui poter collocare dei laboratori, sfruttando il vantaggio che parte dello scavo risulta esser già stato fatto;
- Riorganizzare planimetricamente il blocco in modo da allargare e rendere più comodo l'esistente accesso carraio e prevedere un'area di sosta per i pulmini scolastici;
- Realizzare un foyer di collegamento tra il nuovo blocco aule sud/blocco ingresso ed il blocco spogliatoi, in modo che i ragazzi riescano a raggiungere gli spogliatoi, la palestra e la mensa, attualmente in corso di realizzazione al di sotto dell'ala sud-ovest, tramite un percorso sicuro e coperto, senza obbligatoriamente passare davanti agli uffici amministrativi che, per quanto possibile, richiederebbero privacy e silenzio;
- Prevedere, già in questa fase, strutture adeguate ad un'eventuale sopraelevazione di un piano dell'intero blocco, con la possibilità quindi di ricavare, con una minima spesa, altre 7 aule didattiche;
- Riqualificare l'area esterna compresa tra i blocchi: ingresso, aule sud, spogliatoi e palestra, al fine di creare un'area a verde a disposizione degli studenti e ricavare dei parcheggi interni adeguati ed ordinati, tra cui un posto riservato si disabili.

Il nuovo blocco presenta una pianta pressoché rettangolare di dimensioni circa 38,80x18,05 m e si sviluppa su tre livelli, di cui due fuori terra, a quota +1,63 m e +5,28 m ed uno interrato, a quota -2.02 m. L'ingresso principale all'edificio scolastico viene confermato lungo Via Colle dei Frati e si trova a quota +0.00 m, da questo sarà possibile accedere al nuovo blocco sud, tramite un blocco scale ed un ascensore, che collegherà tutti i livelli.

Il piano ammezzato ed il piano primo del nuovo volume sono dedicati alle aule didattiche, sono entrambi organizzati mediante un corridoio distributivo centrale su cui si affacciano sette aule, tutte almeno di 45,00 mq, di cui tre addirittura superiori a 50,00 mq.

Agli estremi del prospetto est sono collocati due vani scala, entrambi dotati di filtro antifumo e che collegano tutti i livelli. Il blocco scale principale, accessibile dall'ingresso, condurrà anche alla copertura in modo da garantire un percorso protetto e sicuro per il personale addetto alla manutenzione, mentre nel blocco scale più a sud è stata prevista, a quota -0,19 m, un'uscita di sicurezza che conduce direttamente al cortile che si affaccia lungo Via Colle dei Frati.

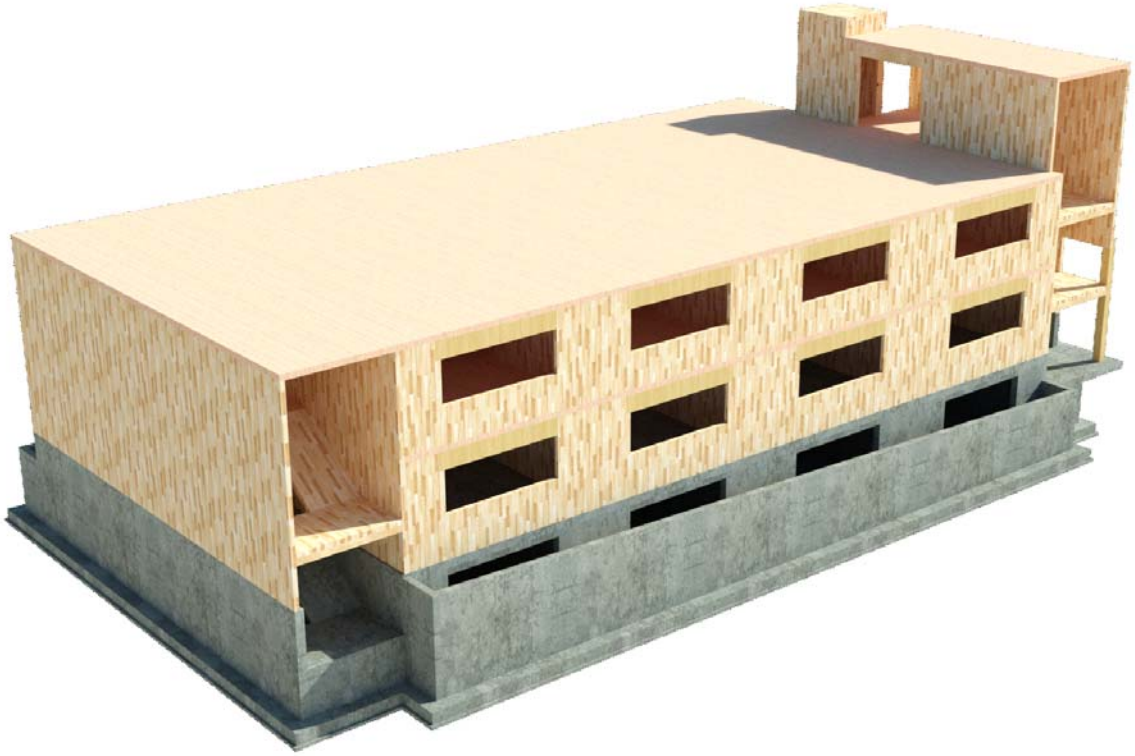
Sull'angolo sud-est, ad ogni piano, è prevista un'area dedicata ai servizi, in cui trovano posto due servizi igienici divisi per sesso, un servizio igienico per disabili ed un ripostiglio a disposizione del personale ausiliario. Un altro ripostiglio è stato inoltre ricavato in adiacenza all'ascensore.

La struttura del blocco oggetto della presente relazione è costituita principalmente dai seguenti elementi caratteristici:

- Platea di fondazione in calcestruzzo armato, al di sotto del piano seminterrato, che permette una corretta ed omogenea ripartizione dei carichi al terreno sottostante;
- Diaframmi perimetrali e setti in calcestruzzo armato al piano seminterrato, con rampe di scale sempre in calcestruzzo armato;
- Solaio del piano terra costituito da una soletta in calcestruzzo armato alleggerita da elementi plastici prefabbricati a formare un piastra nervata bidirezionale. In vicinanza di bordi e setti saranno previste zone non alleggerite che garantiscono una maggiore rigidezza e ripartizione dei carichi. Tale soletta garantisce inoltre la formazione del piano rigido per la trasmissione delle forze orizzontali derivanti dal sisma e dal vento.
- Pareti a pannelli in Xlam a 5 strati, perimetralmente a tutta altezza, mentre interamente di altezza pari all'interpiano;
- Solai di piano in lamellare sdraiato giuntati tra loro a formare un corretto piano rigido per la ripartizione delle forze sismiche e statiche orizzontali.

Il seguente progetto considera già l'eventuale sopraelevazione per poter, oltre a verificare le strutture a configurazione finale, predisporre le eventuali piastre di collegamento tra le strutture dell'ampliamento e quelle precedenti senza dover rimuovere eventuali finiture.

Si riportano di seguito delle immagini esplicative del progetto appena descritto.



3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata approntata sulla base delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” come da D.M. 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”.
Non essendo stata redatta ad oggi la relativa Circolare Applicativa, per quanto non compiutamente descritto nel suddetto decreto, e non in contrasto con lo stesso si è fatto riferimento alle seguenti normative di comprovata affidabilità.

Strutture

- **D.M. 17 Gennaio 2018** – “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni”;
- **D.M. 14 Gennaio 2008** – “Norme tecniche per le costruzioni”;
- **Circ. n. 617 del 02 Febbraio 2009 C.S.LL.PP.** – “Circolare applicativa delle norme tecniche per le costruzioni”;
- **L. 5 Novembre 1971 n. 1086** – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- **D.M. 9 Gennaio 1996** - "Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" (relativamente al metodo di verifica agli Stati Limite);
- **Circ. Min. LL. PP. 15 Ottobre 1996** – “Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D.M. 09 Gennaio 1996” (relativamente al metodo di verifica agli Stati Limite);
- **D.M. 16 Gennaio 1996** – “ Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
- **UNI EN 1990** – “Eurocodice - Criteri generali di progettazione strutturale”;
- **UNI EN 1991** – “Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture”;
- **UNI EN 1992** – “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo”;
- **UNI EN 1993** – “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio”;
- **UNI EN 1995** – “Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture in legno”;
- **UNI EN 1997** – “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica”;
- **UNI EN 1998** – “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”;
- **D.M. 16 Gennaio 1996** – “Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche”
- **L. 02 febbraio 1974 n. 64** – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- **CNR-DT 206** – “Istruzioni per la progettazione, l’esecuzione ed il controllo di strutture di legno”.

Materiali

- **D.P.R. 21/04/93 n. 246** – “Regolamento di attuazione della direttiva 89/106/CEE relativa ai prodotti da costruzione”;
- **UNI EN 206-1 Ottobre 2014** – “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- **UNI 11104 Marzo 2004** – “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1”;
- **UNI EN 14080:2013** – “Strutture di legno – Legno lamellare incollato e legno massiccio – Requisiti”;
- **UNI EN 338:2009** – “Legno strutturale – Classi di resistenza”;
- **UNI EN 10025:2005** – “Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali”;
- **UNI EN ISO 898:2013** – “Caratteristiche meccaniche degli elementi di collegamento di acciaio”;
- **UNI 5132:1974** – “Elettrodi rivestiti per la saldatura ad arco degli acciai non legati e debolmente legati al manganese. Condizioni tecniche generali, simboleggiatura e modalità di prova”.

4 GENERALITA' SUL METODO DI CALCOLO E ANALISI

Il dimensionamento e la verifica delle strutture è eseguita con il metodo degli stati limite (S.L.U. e S.L.E.). Il calcolo delle sollecitazioni sulla struttura e il dimensionamento delle varie sezioni caratteristiche è stato condotto con i metodi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni. L'analisi strutturale adottata è di norma nell'ambito della teoria elastica lineare che ben rappresenta il comportamento globale dell'intera struttura. Nello spirito della verifica agli stati limite le strutture devono essere verificate sia in condizioni di carico prossimo a quello di rottura (Verifiche agli Stati Limite Ultimi), sia per livelli di carico di esercizio (Verifiche agli Stati Limite di Esercizio). Rispetto agli SLU devono essere verificate: la rottura per sollecitazioni normali, di taglio o di torsione, l'instabilità dell'equilibrio globale e locale. Rispetto agli S.L.E. deve essere limitata la deformabilità strutturale.

5 AZIONI DI PROGETTO

Si riportano in questo paragrafo i valori dei carichi di progetto utilizzati nelle analisi strutturali. In accordo con la vigente normativa, le azioni vengono divise in permanenti (g_1 e g_2) e accidentali.

5.1 *PESI PROPRI STRUTTURALI*

Peso specifico strutture in calcestruzzo armato	25.0	[kN/m^3]
Peso specifico strutture in acciaio	78.5	[kN/m^3]
Peso specifico strutture in legno	5.0	[kN/m^3]

5.2 *CARICHI PERMANENTI*

- *SOLAIO LIGNEO COPERTURA*

Macchinari	3.17	kN/mq
Sistema a verde copertura	1.00	kN/mq
Isolamento in EPS sp.12cm	0.10	kN/mq
Controsoffitto	0.15	kN/mq
Carichi appesi	0.30	kN/mq
tot	4.70	kN/mq

- *SOLAIO LIGNEO DI PIANO*

Pavimento in piastrelle	0.40	kN/mq
Massetto sabbia-cemento	0.93	kN/mq
Impianto radiante	0.14	kN/mq
Massetto alleggerito	0.80	kN/mq
Controsoffitto	0.15	kN/mq
Carichi appesi	0.30	kN/mq
tot	2.70	kN/mq

- *RAMPE E PIANEROTTOLI LIGNEI*

Piastrelle	0.40	kN/mq
Struttura gradino	0.425	kN/mq
Allettamento gradino	0.20	kN/mq
Controsoffitto	0.150	kN/mq
tot	1.20	kN/mq

- *SOLAIO ALLEGGERITO IN C.A.*

Pavimento in piastrelle	0.40	kN/mq
Massetto sabbia-cemento	0.93	kN/mq
Impianto radiante	0.14	kN/mq
Massetto alleggerito	0.80	kN/mq
Controsoffitto	0.15	kN/mq
Carichi appesi	0.30	kN/mq
tot	2.70	kN/mq

- *SOLAIO SOPRA PLATEA IN C.A.*

Pavimento in piastrelle		0.40	kN/mq
Massetto sabbia-cemento		0.93	kN/mq
Impianto radiante		0.14	kN/mq
Massetto alleggerito		0.80	kN/mq
Vespaio con elementi plastici		2.25	kN/mq
Isolamento in EPS sp.12cm		0.20	kN/mq
Membrane impermeabilizzanti e varie		0.30	kN/mq
	tot	5.00	kN/mq

- *RAMPE E PIANEROTTOLI IN C.A.*

Piastrelle		0.40	kN/mq
Struttura gradino		2.13	kN/mq
Allettamento gradino		0.20	kN/mq
Controsoffitto		0.150	kN/mq
	tot	2.88	kN/mq

- *PARETE STRUTTURALE*

Cappotto 12cm		0.20	kN/mq
Membrana e barriere varie		0.20	kN/mq
Controparete interna isolata con doppia lastra		0.20	kN/mq
Lastre ignifughe		0.30	kN/mq
	tot	0.90	kN/mq

- *TAMPONAMENTO*

Cappotto 12cm		0.20	kN/mq
Membrana e barriere varie		0.20	kN/mq
Pannello in Xlam 16cm		0.80	kN/mq
Controparete interna isolata con doppia lastra		0.20	kN/mq
	tot	1.40	kN/mq

- *VETRATE*

  Si considera a favore di sicurezza un peso a metro quadrato di vetrata pari a 0.8 kN/m^2

5.3 *SOVRACCARICHI ACCIDENTALI*

Il sovraccarico accidentale viene determinato secondo NTC'18 in base alla destinazione d'uso dell'edificio o della porzione interessata, in particolare:

Cat.H	SOVRACCARICO COPERTURE	0.5	[kN/m^2]
Cat.C1	SOVRACCARICO AULE DIDATTICHE	3.0	[kN/m^2]
Cat.C1	SOVRACCARICO DISTRIBUTIVO	3.0	[kN/m^2]
Cat.C	SOVRACCARICO SCALE	4.0	[kN/m^2]

5.1 *CARICO DA NEVE*

Il carico accidentale verticale distribuito da neve è così determinato:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

μ_i è il coefficiente di forma della copertura

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo (kN/m^2)

C_E è il coefficiente di esposizione

C_t è il coefficiente termico

μ_1 = 0.8 (copertura con 0° < α < 30°)

q_{sk}=0.71 in kN/m^2 (Zona III, a_s=303 m slm)

C_E=1.0 (Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi)

C_t=1.0 (Edificio ben isolato termicamente)

Il carico da neve di progetto diventa pertanto → **0.6 kN/m^2**

Nella fase prima della realizzazione della sopraelevazione tra il vano scale e la copertura piana vi è una zona di accumulo. Tale accumulo però risulta inferiore al sovraccarico relativo alle aule didattiche ed è quindi trascurabile nella fase intermedia.

5.2 *CARICO DA VENTO*

Il carico accidentale orizzontale distribuito da vento è così determinato:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

q_b è la pressione cinetica di riferimento (in N/m^2), calcolata come $q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$;

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m^3;

v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

c_e è il coefficiente di esposizione, dato dalla formula:

$$c_e(z) = \begin{cases} k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] & \text{per } z \geq z_{min} \\ c_e(z_{min}) & \text{per } z \geq z_{min} \end{cases}$$

c_p è il coefficiente di forma (o aerodinamico),

c_d è il coefficiente dinamico, assunto pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente.

L'azione statica equivalente del vento è determinata nel modo seguente:

Comune di Zagarolo

Lazio

Zona 3

$v_{b,0}$ = 27 [m/s]

a_0 = 500 [m]

k_s = 0,37 [1/s]

T_R= 50 anni

ρ = 1,25 [kg/m^3]

q_b = 0,46 [kN/m^2]

c_d = 1

Classe di rugosità B, Categoria di esposizione III → $C_E \approx 2.3$

$$P_e = q_b * C_E * c_d = 1.06 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Facciata Sopravento: $P_e^{(+)} = c_p * P_e = 0.8 * 1.06 = 0.85$ [kN/m^2]

Facciata Sottovento/Copertura: $P_e^{(-)} = c_p * P_e = -0.4 * 1.06 = -0.425$ [kN/m^2]

5.3 *AZIONE SISMICA*

L' azione sismica è stata calcolata nel rispetto delle Norme Tecniche per le Costruzioni.

Si verifica la struttura soggetta all'azione sismica, valutata per lo stato limite di salvaguardia della Vita (SLV) e per lo stato limite di Danno (SLD).

Si adottano i parametri di calcolo ricavati dalle relazione geologica:

- 031-PE.OC.D.GL.31.00 Relazione Geologica

Per la verifica del comportamento sismico dei terreni di fondazione, come riporta la relazione geologica, sono state eseguite specifiche indagini per determinare la velocità di propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo. Le indagini in sito sono consistite nell'esecuzione di n° 2 stendimento di sismica multicanale con acquisizione delle onde di superficie con elaborazione dei dati secondo la procedura MASW e di n° 1 indagine sismica passiva con metodo HVSR. Inoltre sono stati eseguiti n°2 sondaggi a carotaggio continuo di cui n°1 allestito Down Hole, l'altro con SPT in foro. Sono state svolte n°3 prove penetrometriche dinamiche DPSH e n°1 campione e prova di laboratorio per la caratterizzazione fisica e meccanica ei terreni di fondazione.

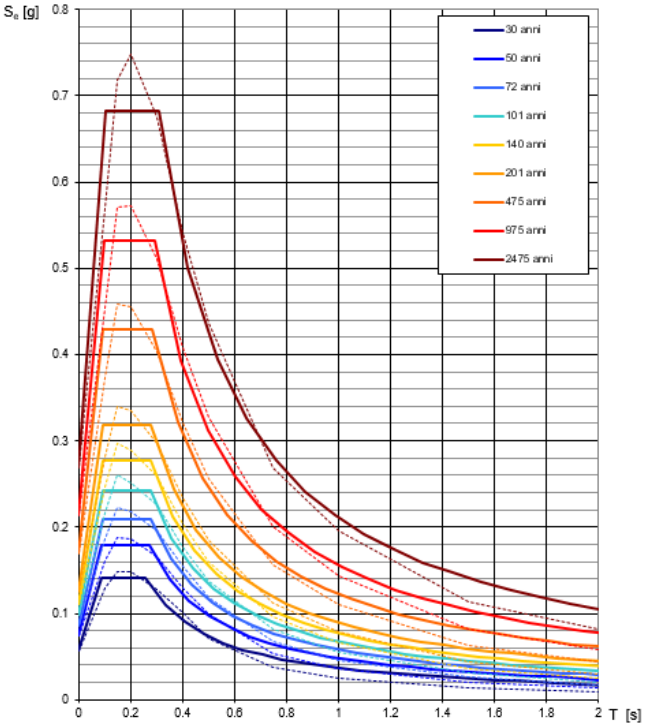
Mediante tali metodologie è stato possibile ricostruire l'andamento medio delle onde Vs in profondità ed eseguire la valutazione del parametro V_{s30} di sito al fine di classificare il terreno di fondazione e stimare la frequenza di risonanza di sito.

A partire dai risultati ottenuti mediante analisi MASW in onde di Rayleigh, in modo congiunto con la curva HVSR, sono state determinate velocità di propagazione delle onde di taglio che riportano il terreno in **CATEGORIA DI SOTTOSUOLO DI TIPO B**, secondo la tabella 3.2.II delle NTC'18 fornita di seguito.

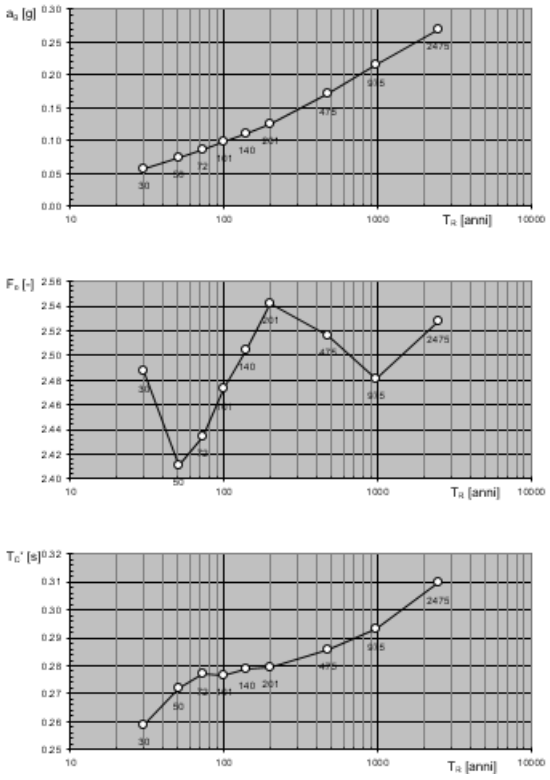
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo 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.
C	*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.
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.

Per quanto concerne le caratteristiche geomorfologiche facendo riferimento alla tabella 3.2.III del D.M.2018 e analizzando la cartografia dell'area di studio a scale da 1:5.000 a 1:10.000, la relazione geologica riporta il terreno ad una **CATEGORIA TOPOGRAFICA T3**, alla quale, secondo quanto riportato nella Tabella 3.2.V del D.M. 2018, corrisponde un coefficiente topografico S_T pari a 1,2.

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento

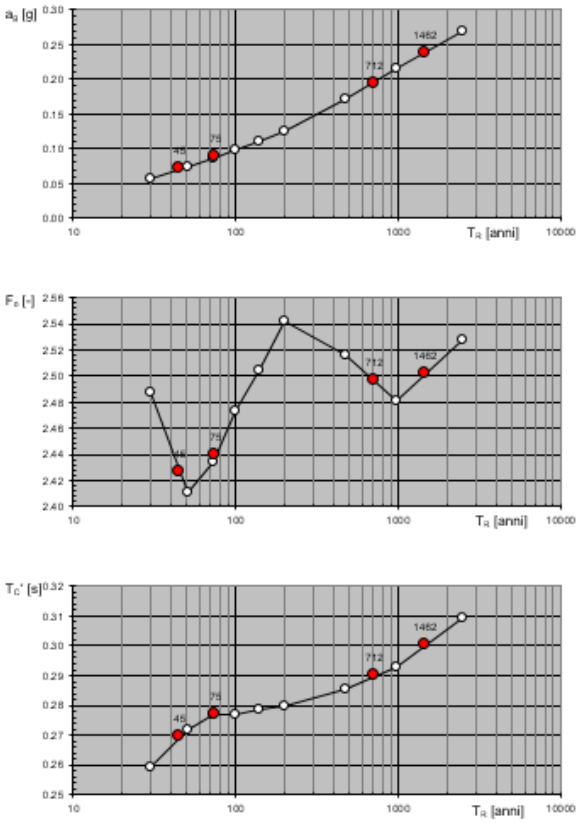


Valori dei parametri a_g, F_o, T_C^*: variabilità col periodo di ritorno

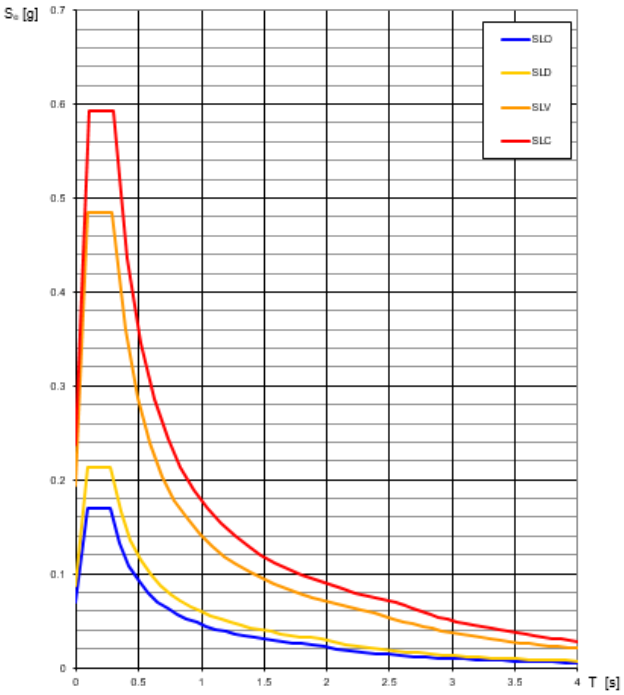


T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0.057	2.487	0.259
50	0.074	2.411	0.272
72	0.086	2.434	0.277
101	0.098	2.473	0.277
140	0.111	2.504	0.279
201	0.125	2.542	0.280
475	0.170	2.516	0.286
975	0.214	2.482	0.293
2475	0.270	2.527	0.310

Valori di progetto dei parametri a_g, F_o, T_C^* in funzione del perio



Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.070	2.426	0.269
SLD	75	0.088	2.440	0.277
SLV	712	0.194	2.497	0.290
SLC	1462	0.237	2.501	0.300

Per la definizione dell'azione sismica è necessaria la conoscenza della tipologia strutturale dalla quale dipende la risposta dinamica delle struttura alle azioni orizzontali.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, il valore del fattore di comportamento q, da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto, convenzionalmente, delle capacità dissipative del materiale. Le strutture possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale e ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente, utilizzando per ciascuna direzione il fattore di comportamento corrispondente. Il limite superiore q_{lim} del fattore di comportamento relativo allo SLV è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 * K_R$$

Dove:

q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II in dipendenza della Classe di Duttilità, della tipologia strutturale, del coefficiente λ di cui al § 7.9.2.1 e del rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione; la scelta di q_0 deve essere esplicitamente giustificata;

K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	III
Coefficiente d'uso	1.5
Periodo di riferimento	75 anni
Tipologia strutturale	PANNELLI DI TAVOLE INCOLLATE A STRATI INCROCIATI, COLLEGATI MEDIANTE CHIODI, VITI E BULLONI.
Classe di duttilità	CD "B"
Regolarità in altezza	IRREGOLARE
Fattore K_R	1.0
Valore base del fattore di comportamento allo SLV q_0	2.5
Valore fattore di comportamento allo SLV q_{lim} orizzontale	2.0
Valore fattore di comportamento allo SLD q_{lim}	1.5

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.194 g
F_0	2.497
T_C^*	0.290 s
S_S	1.200
C_C	1.409
S_T	1.200
q	2.000

Parametri dipendenti

S	1.440
η	0.500
T_B	0.136 s
T_C	0.408 s
T_D	2.375 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0.55;\ \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §.3.2.3.5)

$T_B = T_C/3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

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

$T_D = 4.0 \cdot a_g/g + 1.6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.279
T_B ←	0.136	0.348
T_C ←	0.408	0.348
	0.502	0.283
	0.596	0.239
	0.689	0.206
	0.783	0.182
	0.877	0.162
	0.970	0.147
	1.064	0.134
	1.158	0.123
	1.251	0.114
	1.345	0.106
	1.439	0.099
	1.532	0.093
	1.626	0.088
	1.720	0.083
	1.813	0.078
	1.907	0.075
	2.001	0.071
	2.094	0.068
	2.188	0.065
	2.282	0.062
T_D ←	2.375	0.060
	2.453	0.056
	2.530	0.053
	2.607	0.050
	2.685	0.047
	2.762	0.044
	2.840	0.042
	2.917	0.040
	2.994	0.039
	3.072	0.039
	3.149	0.039
	3.226	0.039
	3.304	0.039
	3.381	0.039
	3.458	0.039
	3.536	0.039
	3.613	0.039
	3.691	0.039
	3.768	0.039
	3.845	0.039
	3.923	0.039
	4.000	0.039

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.088 g
F_o	2.440
T_C^*	0.277 s
S_S	1.200
C_C	1.422
S_T	1.200
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.440
η	1.000
T_B	0.131 s
T_C	0.394 s
T_D	1.950 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0.55;\ \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

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

$T_D = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.126
T_B	0.131	0.307
T_C	0.394	0.307
	0.468	0.259
	0.542	0.223
	0.616	0.197
	0.690	0.175
	0.764	0.158
	0.838	0.144
	0.913	0.133
	0.987	0.123
	1.061	0.114
	1.135	0.107
	1.209	0.100
	1.283	0.094
	1.357	0.089
	1.431	0.085
	1.505	0.080
	1.580	0.077
	1.654	0.073
	1.728	0.070
	1.802	0.067
	1.876	0.065
T_D	1.950	0.062
	2.048	0.056
	2.145	0.051
	2.243	0.047
	2.341	0.043
	2.438	0.040
	2.536	0.037
	2.633	0.034
	2.731	0.032
	2.829	0.030
	2.926	0.028
	3.024	0.026
	3.121	0.024
	3.219	0.023
	3.317	0.021
	3.414	0.020
	3.512	0.019
	3.610	0.018
	3.707	0.017
	3.805	0.016
	3.902	0.016
	4.000	0.015

6 COMBINAZIONI DELLE AZIONI DI PROGETTO

6.1 *COMBINAZIONE DELLE AZIONI STATICHE*

La verifiche sulle strutture vengono effettuate secondo il metodo agli stati limite ultimi e di esercizio considerando le azioni secondo le seguenti combinazioni.

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots \qquad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots \qquad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots \qquad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots \qquad (2.5.4)$$

I valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi sono:

Tab. 2.6.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2[1]	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

dove:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali si è impiegata un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G2.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono :

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 - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture 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

6.2 *COMBINAZIONE DELLE AZIONI SISMICHE*

L'azione sismica è da considerarsi un evento di tipo accidentale e quindi cumulabile con le altre cause di sollecitazione. Le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio vengono effettuate per la seguente combinazione degli effetti della azione sismica con le altre azioni:

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + ... \qquad (2.5.5)$$

dove:

E è l'azione sismica per lo stato limite in esame;

G_k sono i carichi permanenti al loro valore caratteristico;

P_k è il valore caratteristico dell'azione di precompressione, a cadute di tensione avvenute;

Ψ_{2i} è il coefficiente di combinazione;

Q_{ki} è il valore caratteristico dell'azione variabile Q_i

Gli effetti dell'azione sismica sono valutate tenendo conto della massa sismica W_a considerata nel modo seguente:

$$W_a = G_1 + G_2 + \sum_i (\Psi_{2i} \; Q_{ki})$$

Le NTC 2018 al § 7.3.5 indicano la possibilità di calcolare separatamente per ciascuna direzione del sisma gli effetti sulla struttura (in termini di sollecitazioni e deformazioni) e poi combinarli secondo l'espressione:

$$1.00 \; E_x + 0.30 \; E_y + 0.30 \; E_z$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi.

In ogni caso:

- la componente verticale deve essere tenuta in conto unicamente nei casi previsti al § 7.2.2;
- la risposta deve essere combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto unicamente nei casi previsti al § 3.2.4.1, utilizzando, salvo per quanto indicato al § 7.2.2 in merito agli appoggi mobili, la radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS).

7 ANALISI STRUTTURALE

In questo capitolo verranno descritte ed effettuate le principali verifiche statiche e sismiche relative alla porzione di edificio oggetto della presente relazione. Verrà descritto il modello di calcolo e le considerazioni non espressamente indicate nei capitoli precedenti.

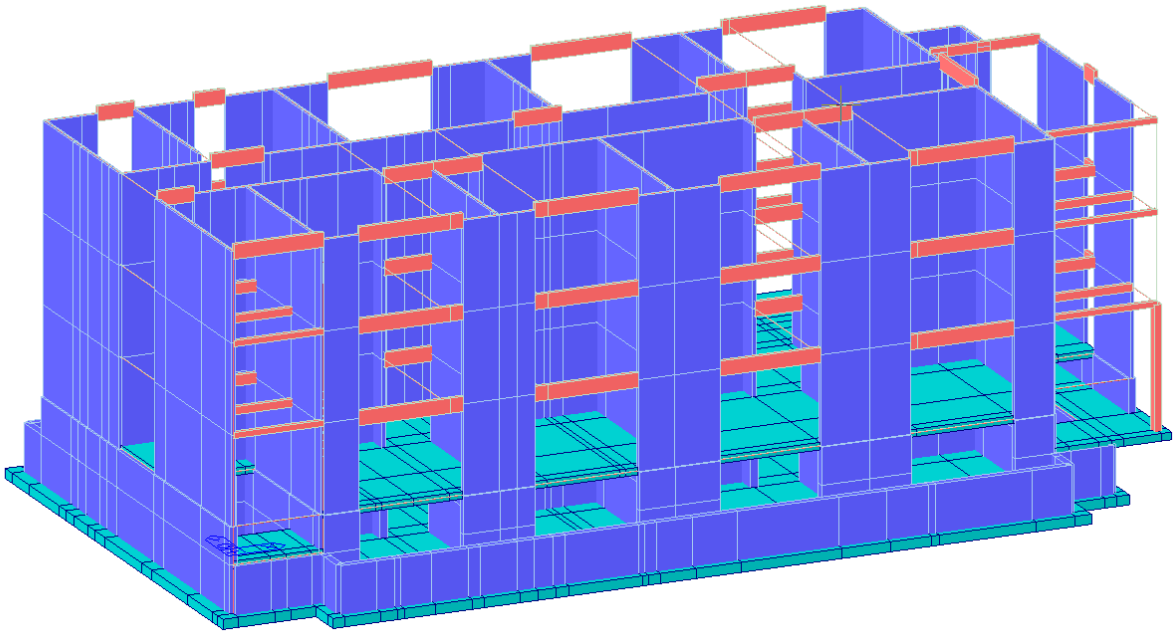
7.1 *DESCRIZIONE DEL MODELLO*

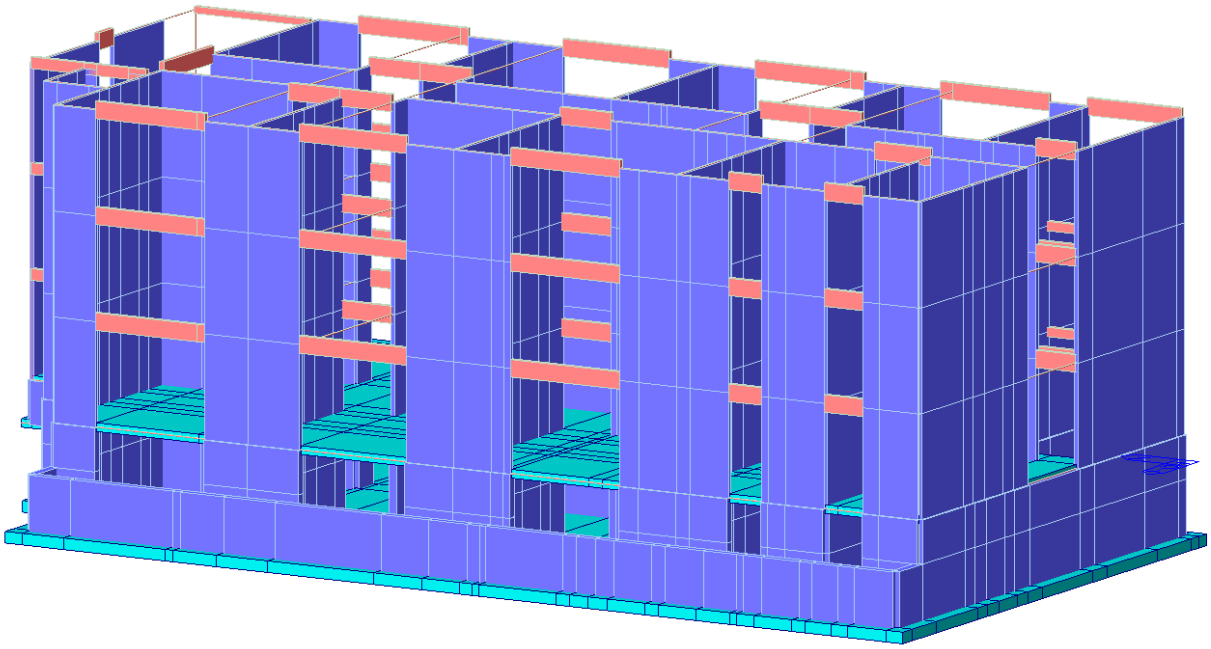
Il blocco oggetto della presente relazione risulta abbastanza regolare ed omogeneo, ad eccezione della presenza del seminterrato in calcestruzzo, che determina uno stacco netto con la struttura superiore lignea. Gli elementi a telaio, quali travi e pilastri in legno calcestruzzo o legno, sono stati modellati con elementi *beam*. I setti sono stati modellati mediante elementi *wall* per poter ottenere più agevolmente le sollecitazioni ed ulteriori informazioni sul comportamento strutturale. La soletta del piano terra e le platee di fondazioni sono state modellate come elementi *plate*, ma assegnati ad un sottodominio *slab* che permette la determinazione delle sollecitazioni flessionali in modo più rapido ed agevole, ed inoltre, permette l'attribuzione ad ogni singolo elemento della *mesh* di una armatura di progetto e ne effettua la relativa verifica. Alle platee di fondazione, è stato applicato un letto di molle di superficie, con costante di *winkler* pari a 4.32 kg/cm^3, che è poi stato convertito in molle puntuali ai nodi della meshatura. Le molle sono state applicate solo in direzione verticale mentre gli spostamenti nel piano di fondazione sono stati bloccati. I solai lignei non sono stati modellati fisicamente ma con l'attribuzione del piano rigido alle relative quote degli stessi.

Sono state applicate le proprietà dei materiali, quali calcestruzzo C25/30 per le platee di fondazione, C28/35 per i setti del seminterrato e la soletta alleggerita del piano terra, l'xlam è stato attribuito come materiale ortotropo con i moduli elastici tipici forniti dai produttori per le diverse direzioni che caratterizzano le sezioni, ed infine il lamellare che costituisce le travi pilastri e architravi lignee è stato implementato con modulo elastico pari a 11000Mpa.

I carichi verticali di impalcato sono stati applicati come *pressure load* sui *plate* di solaio o *patch load* sui solai lignei non modellati, i carichi distribuiti, come quelli delle vetrate, sono stati applicati come carichi di linea sulle travi stesse. Il vento è stato applicato sempre come carico di linea sulle travi, oppure come *load patch* di facciata, in relazione alle diverse direzioni di incidenza dello stesso. I pesi propri modellati sono stati implementati attraverso l'imposizione della forza di gravità. Per l'azione sismica, sono stati inseriti gli spettri orizzontale e verticale per gli stati limite di salvaguardia alla vita SLV e stato limite di danno SLD.

Si riportano delle immagini esplicative del modello appena descritto.





7.2 *VERIFICA STATICA DELLE STRUTTURE*

7.2.1 VERIFICA SOLAI LIGNEI

Gli impalcati lignei del blocco in oggetto della presente relazione, sono realizzati in travi in lamellare sdraiato di spessore 20cm e di classe GL24h. Tali elementi sono orditi in direzione del lato corto dell'edificio e generalmente dispongono di 4 appoggi e quindi 3 campate. Ogni elemento di solaio viene affiancato a quello successivo mediante un contatto maschio-femmina con listello superiore di fissaggio chiodato ai due pannelli sdraiati. Agli elementi lignei, alle piastre e alle pareti è richiesta una resistenza al fuoco REI 60'.

Si riportano di seguito le principali verifiche condotte per tali elementi.

7.2.1.1 SOLAIO LIGNEO DI PIANO

VERIFICHE LEGNO - LAMELLARE SDRAIATO SOLAIO TIPO			
Materiali:			
Legno		Legno lamellare incollato	
Classe		Gl24h	
Resistenza a flessione	fmk	24.00	MPa
Resistenza a trazione parallela	ft,0,k	19.20	MPa
Resistenza a trazione perpendicolare	ft,90,k	0.50	MPa
Resistenza a compressione parallela	fc,0,k	24.00	MPa
Resistenza a compressione perpendicolare	fc,90,k	2.50	MPa
Resistenza a taglio	fv,k	3.50	MPa
Modulo elastico parallelo medio	E0,mean	11500	MPa
Modulo elastico parallelo caratteristico	E0,05	9600	MPa
Modulo elastico perpendicolare medio	E90,mean	300.0	MPa
Modulo elastico tangenziale medio	G,mean	650.00	MPa
Massa volumica	ρk	385.00	kg/mc
Classe di servizio		1	
Classe di durata del carico		azione breve durata	
Coefficiente correttivo per durata del carico e umidità	kmod	0.9	
Coefficiente correttivo per durata del carico	kdef	0.6	
Coefficiente amplificativo resistenza	kh	1.10	
Combinazione di carico		SLU_comb. fondam. - legno lamellare incollato	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	γm	1.45	
Coefficiente di combinazione (scuola)	Ψ2	0.60	
Analisi dei carichi:			
peso proprio	pp	1.00	kN/mq
carico permanente	G	2.70	kN/mq
sovraccarico accidentale (scuola)	Qsov	3.00	kN/mq
pp+carico permanente	pp+G	3.70	kN/m
carico accidentale	Q	3.00	kN/m
carico amplificato sle	qsle	6.70	kN/m
carico amplificato slu	qslu	9.31	kN/m
carico combinazione incendio	qfuoco	5.50	kN/m
Geometria:			
interasse trave	i	1.00	m
larghezza appoggio	bp	0.12	m
luce di calcolo	Lc	7.15	m
larghezza	b	1.00	m
altezza	h	0.200	m
area	A	2.00E-01	m2
momento d'inerzia	J	6.67E-04	m4
modulo resistente	W	6.67E-03	m3
Sollecitazioni slu:			
momento flettente positivo	MSd	42.70	kNm
sforzo di taglio	VSd	38.70	kN
reazione all'appoggio	RSd	63.50	kN
Verifica a taglio			
sforzo di taglio	VSd	38.70	kN
area	A	0.20	m2
coefficiente di fessurazione	kcr	0.67	
tensione tangenziale di calcolo	τd	0.43	MPa
resistenza di calcolo a taglio	fvd	2.17	
verifica: τd≤fvd		0.20	OK

Verifica a compressione ortogonale alla fibra				
reazione all'appoggio	RSd	63.50	kN	
lunghezza retrotrave	a		m	
distanza netta tra due successive impronte di carico (forze o reazioni)	l1		m	
lunghezza efficace di appoggio	lef	0.18	m	
area di contatto efficace in compressione	Aef	0.18	mq	
resistenza di progetto a compressione // fibratura	fc,90,d	1.55	MPa	
coefficiente che tiene conto della rottura per spacco	kc,90	1.00		
tensione di progetto a compressione orto fibratura nell'area di contatto eff	σc,90,d	0.35	MPa	
verifica: σc,90,d≤kc,90·fc,90,d		0.23	**OK**	
Verifica a flessione				
momento flettente	MSd(x)	42.70	kNm	
modulo resistente	W	6.67E-03	m3	
resistenza di calcolo a flessione	fmd	16.39	MPa	
tensione di calcolo	σm,d	6.40	MPa	
verifica: σm,0,d≤fmd		0.39	**OK**	
Verifica a deformazione				
contromonta	wc	0	mm	
coefficiente freccia		3		
f istantanea carico permanente	winst(g)	10.1	mm =L/	710
f creep carico permanente	wcr(g)	6.0	mm =L/	1183
f finale carico permanente	wfin(g)	16.1	mm =L/	444
f istantanea carico accidentale	winst(q)	8.2	mm =L/	876
f creep carico accidentale	wcr(q)	2.9	mm =L/	2432
f finale carico accidentale	wfin(q)	11.1	mm =L/	644
f istantanea carico permanente+ accidentale	winst(g+q)	18.2	mm =L/	392
f creep carico permanente+accidentale	wcr(g+q)	9.0	mm =L/	796
f finale carico permanente + accidentale	wfin(g+q)	27.2	mm =L/	263
f finale carico permanente + accidentale - contromonta	wnetfin	27.2	mm =L/	263
Verifica a vibrazioni				
luce solaio	l	7.15	m	
		0.70		
massa solaio	m	560.65	kg/m2	
rigidezza di piastra equivalente	EJ	7666667	Nm2/m	
frequenza fondamentale	f1	7	Hz	
verifica 6/f1<1		0.82	**OK**	

Verifica resistenza al fuoco			
Coefficiente correttivo per durata del carico e umidità	kmod,fi	1.00	
Combinazione di carico		SLU_comb. eccezionali	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	γm	1.00	
tipologia		Legno lamellare incollato	
fattore di conversione frattile 20 -valore caratteristico	kfi	1.15	
tempo di esposizione al fuoco	t	60	min
ritardo inizio carbonizzazione per presenza rivestimenti	tchar	0	min
tipologia		Conifere e faggio - legno lamellare ρ≥290 kg/mc	
velocità di carbonizzazione convenzionale	βn	0.7	mm/min
profondità di carbonizzazione convenzionale	d,char,n	42	mm
trattamento superficiale		superficie non protetta	
coefficiente	k0	1.00	
profondità strato per cui si assume resistenza e rigidezza nulla	d0	7	mm
profondità di carbonizzazione efficace	def	49	mm
Sezione residua			
larghezza residua	b,fi	1.00	m
altezza residua	h,fi	0.15	m
area residua	A,fi	1.51E-01	m2
modulo resistente residuo	W,fi	3.80E-03	m3
Sollecitazioni combinazione incendio:			
momento flettente positivo	MSd,fi	24.70	kNm
sforzo di taglio	VSd,fi	22.50	kN
reazione all'appoggio	RSd,fi	32.10	kN
Verifica a taglio incendio			
sforzo di taglio	VSd	23	kN
area	A	0.15	m2
coefficiente di fessurazione	kcr	0.67	
tensione tangenziale di calcolo	τd	0.33	MPa
resistenza di calcolo a taglio	fvd	4.03	MPa
verifica: τd≤fvd		0.08	**OK**
Verifica a compressione ortogonale alla fibra incendio			
reazione all'appoggio	RSd	32	kN
lunghezza retrotrave	a		m
distanza netta tra due successive impronte di carico (forze o reazioni)	l1		m
lunghezza efficace di appoggio	lef	0.18	m
area di contatto efficace in compressione	Aef	0.18	mq
resistenza di progetto a compressione // fibratura	fc,90,d	2.88	MPa
coefficiente che tiene conto della rottura per spacco	kc,90	1.00	
tensione di progetto a compressione orto fibratura nell'area di contatto eff	σc,90,d	0.18	MPa
verifica: σc,90,d≤kc,90·fc,90,d		0.06	**OK**
Verifica a flessione incendio			
momento flettente	MSd	25	kNm
modulo resistente	W	0.00	m3
resistenza di calcolo a flessione	fmd	27.60	MPa
tensione di calcolo	σm,d	6.50	MPa
verifica: σm,0,d≤fmd		0.24	**OK**

Le principali verifiche risultano soddisfatte.

7.2.2.1 SOLAIO LIGNEO DI COPERTURA

VERIFICHE LEGNO - LAMELLARE SDRAIATO DI COPERTURA			
Materiali:			
Legno		Legno lamellare incollato	
Classe		Gl24h	
Resistenza a flessione	fmk	24.00	MPa
Resistenza a trazione parallela	ft,0,k	19.20	MPa
Resistenza a trazione perpendicolare	ft,90,k	0.50	MPa
Resistenza a compressione parallela	fc,0,k	24.00	MPa
Resistenza a compressione perpendicolare	fc,90,k	2.50	MPa
Resistenza a taglio	fv,k	3.50	MPa
Modulo elastico parallelo medio	E0,mean	11500	MPa
Modulo elastico parallelo caratteristico	E0,05	9600	MPa
Modulo elastico perpendicolare medio	E90,mean	300.0	MPa
Modulo elastico tangenziale medio	G,mean	650.00	MPa
Massa volumica	ρk	385.00	kg/mc
Classe di servizio		1	
Classe di durata del carico		azione breve durata	
Coefficiente correttivo per durata del carico e umidità	kmod	0.9	
Coefficiente correttivo per durata del carico	kdef	0.6	
Coefficiente amplificativo resistenza	kh	1.10	
Combinazione di carico		SLU_comb. fondam. - legno lamellare incollato	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	γm	1.45	
Coefficiente di combinazione (neve)	Ψ2	0.00	
Analisi dei carichi:			
peso proprio	pp	1.00	kN/mq
carico permanente	G	4.70	kN/mq
sovraccarico accidentale (neve)	Qsov	0.60	kN/mq
pp+carico permanente	pp+G	5.70	kN/m
carico accidentale	Q	0.60	kN/m
carico amplificato sle	qsle	6.30	kN/m
carico amplificato slu	qslu	8.31	kN/m
carico combinazione incendio	qfuoco	5.70	kN/m
Geometria:			
interasse trave	i	1.00	m
larghezza appoggio	bp	0.12	m
luce di calcolo	Lc	7.15	m
larghezza	b	1.00	m
altezza	h	0.200	m
area	A	2.00E-01	m2
momento d'inerzia	J	6.67E-04	m4
modulo resistente	W	6.67E-03	m3
Sollecitazioni slu:			
momento flettente positivo	MSd	37.73	kNm
sforzo di taglio	VSd	34.78	kN
reazione all'appoggio	RSd	52.76	kN
Verifica a taglio			
sforzo di taglio	VSd	34.78	kN
area	A	0.20	m2
coefficiente di fessurazione	kcr	0.67	
tensione tangenziale di calcolo	τd	0.39	MPa
resistenza di calcolo a taglio	fvd	2.17	
verifica: τd≤fvd		0.18	OK

Verifica a compressione ortogonale alla fibra				
reazione all'appoggio	RSd	52.76	kN	
lunghezza retrotrave	a		m	
distanza netta tra due successive impronte di carico (forze o reazioni)	l1		m	
lunghezza efficace di appoggio	lef	0.18	m	
area di contatto efficace in compressione	Aef	0.18	mq	
resistenza di progetto a compressione // fibratura	fc,90,d	1.55	MPa	
coefficiente che tiene conto della rottura per spacco	kc,90	1.00		
tensione di progetto a compressione orto fibratura nell'area di contatto eff	σc,90,d	0.29	MPa	
verifica: σc,90,d≤kc,90·fc,90,d		0.19	**OK**	
Verifica a flessione				
momento flettente	MSd(x)	37.73	kNm	
modulo resistente	W	6.67E-03	m3	
resistenza di calcolo a flessione	fmd	16.39	MPa	
tensione di calcolo	σm,d	5.66	MPa	
verifica: σm,0,d≤fmd		0.35	**OK**	
Verifica a deformazione				
contromonta	wc	0	mm	
coefficiente freccia		3		
f istantanea carico permanente	winst(g)	15.5	mm =L/	461
f creep carico permanente	wcr(g)	9.3	mm =L/	768
f finale carico permanente	wfin(g)	24.8	mm =L/	288
f istantanea carico accidentale	winst(q)	1.6	mm =L/	4378
f creep carico accidentale	wcr(q)	0.0	mm =L/	
f finale carico accidentale	wfin(q)	1.6	mm =L/	4378
f istantanea carico permanente+ accidentale	winst(g+q)	17.1	mm =L/	417
f creep carico permanente+accidentale	wcr(g+q)	9.3	mm =L/	768
f finale carico permanente + accidentale	wfin(g+q)	26.5	mm =L/	270
f finale carico permanente + accidentale - contromonta	wnetfin	26.5	mm =L/	270
Verifica a vibrazioni				
luce solaio	l	7.15	m	
		0.70		
massa solaio	m	581.04	kg/m2	
rigidezza di piastra equivalente	EJ	7666667	Nm2/m	
frequenza fondamentale	f1	7	Hz	
verifica 6/f1<1		0.83	**OK**	

Verifica resistenza al fuoco			
Coefficiente correttivo per durata del carico e umidità	kmod,fi	1.00	
Combinazione di carico		SLU_comb. eccezionali	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	γm	1.00	
tipologia		Legno lamellare incollato	
fattore di conversione frattile 20 -valore caratteristico	kfi	1.15	
tempo di esposizione al fuoco	t	60	min
ritardo inizio carbonizzazione per presenza rivestimenti	tchar	0	min
tipologia		Conifere e faggio - legno lamellare ρ≥290 kg/mc	
velocità di carbonizzazione convenzionale	βn	0.7	mm/min
profondità di carbonizzazione convenzionale	d,char,n	42	mm
trattamento superficiale		superficie non protetta	
coefficiente	k0	1.00	
profondità strato per cui si assume resistenza e rigidezza nulla	d0	7	mm
profondità di carbonizzazione efficace	def	49	mm
Sezione residua			
larghezza residua	b,fi	1.00	m
altezza residua	h,fi	0.15	m
area residua	A,fi	1.51E-01	m2
modulo resistente residuo	W,fi	3.80E-03	m3
Sollecitazioni combinazione incendio:			
momento flettente positivo	MSd,fi	25.58	kNm
sforzo di taglio	VSd,fi	23.68	kN
reazione all'appoggio	RSd,fi	33.25	kN
Verifica a taglio incendio			
sforzo di taglio	VSd	24	kN
area	A	0.15	m2
coefficiente di fessurazione	kcr	0.67	
tensione tangenziale di calcolo	τd	0.35	MPa
resistenza di calcolo a taglio	fvd	4.03	MPa
verifica: τd≤fvd		0.09	**OK**
Verifica a compressione ortogonale alla fibra incendio			
reazione all'appoggio	RSd	33	kN
lunghezza retrotrave	a		m
distanza netta tra due successive impronte di carico (forze o reazioni)	l1		m
lunghezza efficace di appoggio	lef	0.18	m
area di contatto efficace in compressione	Aef	0.18	mq
resistenza di progetto a compressione // fibratura	fc,90,d	2.88	MPa
coefficiente che tiene conto della rottura per spacco	kc,90	1.00	
tensione di progetto a compressione orto fibratura nell'area di contatto eff	σc,90,d	0.18	MPa
verifica: σc,90,d≤kc,90·fc,90,d		0.06	**OK**
Verifica a flessione incendio			
momento flettente	MSd	26	kNm
modulo resistente	W	0.00	m3
resistenza di calcolo a flessione	fmd	27.60	MPa
tensione di calcolo	σm,d	6.73	MPa
verifica: σm,0,d≤fmd		0.24	**OK**

Le principali verifiche risultano soddisfatte.

7.2.2.2 SOLAIO LIGNEO COPERTURA VANO SCALE

In tale porzione di copertura le travi lamellari sdraiate sono ordite secondo il lato lungo, e risultano essere in semplice appoggio.

VERIFICHE LEGNO - LAMELLARE SDRAIATO COPERTURA VANO SCALE			
Materiali:			
Legno		Legno lamellare incollato	
Classe		Gl24h	
Resistenza a flessione	fmk	24.00	MPa
Resistenza a trazione parallela	ft,0,k	19.20	MPa
Resistenza a trazione perpendicolare	ft,90,k	0.50	MPa
Resistenza a compressione parallela	fc,0,k	24.00	MPa
Resistenza a compressione perpendicolare	fc,90,k	2.50	MPa
Resistenza a taglio	fv,k	3.50	MPa
Modulo elastico parallelo medio	E0,mean	11500	MPa
Modulo elastico parallelo caratteristico	E0,05	9600	MPa
Modulo elastico perpendicolare medio	E90,mean	300.0	MPa
Modulo elastico tangenziale medio	G,mean	650.00	MPa
Massa volumica	ρk	385.00	kg/mc
Classe di servizio		1	
Classe di durata del carico		azione breve durata	
Coefficiente correttivo per durata del carico e umidità	kmod	0.9	
Coefficiente correttivo per durata del carico	kdef	0.6	
Coefficiente amplificativo resistenza	kh	1.10	
Combinazione di carico		SLU_comb. fondam. - legno lamellare incollato	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	γm	1.45	
Coefficiente di combinazione (neve)	Ψ2	0.00	
Analisi dei carichi:			
peso proprio	pp	1.00	kN/mq
carico permanente	G	4.70	kN/mq
sovraccarico accidentale (neve)	Qsov	0.60	kN/mq
pp+carico permanente	pp+G	5.70	kN/m
carico accidentale	Q	0.60	kN/m
carico amplificato sle	qsle	6.30	kN/m
carico amplificato slu	qslu	8.31	kN/m
carico combinazione incendio	qfuoco	5.70	kN/m
Geometria:			
interasse trave	i	1.00	m
larghezza appoggio	bp	0.16	m
luce di calcolo	Lc	4.53	m
larghezza	b	1.00	m
altezza	h	0.200	m
area	A	2.00E-01	m2
momento d'inerzia	J	6.67E-04	m4
modulo resistente	W	6.67E-03	m3
Sollecitazioni slu:			
momento flettente positivo	MSd	21.32	kNm
sforzo di taglio	VSd	18.82	kN
reazione all'appoggio	RSd	18.82	kN
Verifica a taglio			
sforzo di taglio	VSd	18.82	kN
area	A	0.20	m2
coefficiente di fessurazione	kcr	0.67	
tensione tangenziale di calcolo	τd	0.21	MPa
resistenza di calcolo a taglio	fvd	2.17	
verifica: τd≤fvd		0.10	OK

Verifica a compressione ortogonale alla fibra				
reazione all'appoggio	RSd	18.82	kN	
lunghezza retrotrave	a		m	
distanza netta tra due successive impronte di carico (forze o reazioni)	l1		m	
lunghezza efficace di appoggio	lef	0.22	m	
area di contatto efficace in compressione	Aef	0.22	mq	
resistenza di progetto a compressione // fibratura	fc,90,d	1.55	MPa	
coefficiente che tiene conto della rottura per spacco	kc,90	1.00		
tensione di progetto a compressione orto fibratura nell'area di contatto eff	σc,90,d	0.09	MPa	
verifica: σc,90,d≤kc,90·fc,90,d		0.06	**OK**	
Verifica a flessione				
momento flettente	MSd(x)	21.32	kNm	
modulo resistente	W	6.67E-03	m3	
resistenza di calcolo a flessione	fmd	16.39	MPa	
tensione di calcolo	σm,d	3.20	MPa	
verifica: σm,0,d≤fmd		0.20	**OK**	
Verifica a deformazione				
contromonta	wc	0	mm	
coefficiente freccia		5		
f istantanea carico permanente	winst(g)	4.2	mm =L/	1076
f creep carico permanente	wcr(g)	2.5	mm =L/	1793
f finale carico permanente	wfin(g)	6.7	mm =L/	672
f istantanea carico accidentale	winst(q)	0.4	mm =L/	10218
f creep carico accidentale	wcr(q)	0.0	mm =L/	
f finale carico accidentale	wfin(q)	0.4	mm =L/	10218
f istantanea carico permanente+ accidentale	winst(g+q)	4.7	mm =L/	973
f creep carico permanente+accidentale	wcr(g+q)	2.5	mm =L/	1793
f finale carico permanente + accidentale	wfin(g+q)	7.2	mm =L/	631
f finale carico permanente + accidentale - contromonta	wnetfin	7.2	mm =L/	631
Verifica a vibrazioni				
luce solaio	l	4.53	m	
		0.70		
massa solaio	m	581.04	kg/m2	
rigidezza di piastra equivalente	EJ	7666667	Nm2/m	
frequenza fondamentale	f1	18	Hz	
verifica 6/f1<1		0.33	**OK**	

Verifica resistenza al fuoco			
Coefficiente correttivo per durata del carico e umidità	kmod,fi	1.00	
Combinazione di carico		SLU_comb. eccezionali	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	γm	1.00	
tipologia		Legno lamellare incollato	
fattore di conversione frattile 20 -valore caratteristico	kfi	1.15	
tempo di esposizione al fuoco	t	60	min
ritardo inizio carbonizzazione per presenza rivestimenti	tchar	0	min
tipologia		Conifere e faggio - legno lamellare ρ≥290 kg/mc	
velocità di carbonizzazione convenzionale	βn	0.7	mm/min
profondità di carbonizzazione convenzionale	d,char,n	42	mm
trattamento superficiale		superficie non protetta	
coefficiente	k0	1.00	
profondità strato per cui si assume resistenza e rigidezza nulla	d0	7	mm
profondità di carbonizzazione efficace	def	49	mm
Sezione residua			
larghezza residua	b,fi	1.00	m
altezza residua	h,fi	0.15	m
area residua	A,fi	1.51E-01	m2
modulo resistente residuo	W,fi	3.80E-03	m3
Sollecitazioni combinazione incendio:			
momento flettente positivo	MSd,fi	14.62	kNm
sforzo di taglio	VSd,fi	12.91	kN
reazione all'appoggio	RSd,fi	12.91	kN
Verifica a taglio incendio			
sforzo di taglio	VSd	13	kN
area	A	0.15	m2
coefficiente di fessurazione	kcr	0.67	
tensione tangenziale di calcolo	τd	0.19	MPa
resistenza di calcolo a taglio	fvd	4.03	MPa
verifica: τd≤fvd		0.05	**OK**
Verifica a compressione ortogonale alla fibra incendio			
reazione all'appoggio	RSd	13	kN
lunghezza retrotrave	a		m
distanza netta tra due successive impronte di carico (forze o reazioni)	l1		m
lunghezza efficace di appoggio	lef	0.22	m
area di contatto efficace in compressione	Aef	0.22	mq
resistenza di progetto a compressione // fibratura	fc,90,d	2.88	MPa
coefficiente che tiene conto della rottura per spacco	kc,90	1.00	
tensione di progetto a compressione orto fibratura nell'area di contatto eff	σc,90,d	0.06	MPa
verifica: σc,90,d≤kc,90·fc,90,d		0.02	**OK**
Verifica a flessione incendio			
momento flettente	MSd	15	kNm
modulo resistente	W	0.00	m3
resistenza di calcolo a flessione	fmd	27.60	MPa
tensione di calcolo	σm,d	3.85	MPa
verifica: σm,0,d≤fmd		0.14	**OK**

Le principali verifiche risultano soddisfatte.

7.2.2.3 SOLAIO LIGNEO FRONTE SCALE

VERIFICHE LEGNO - LAMELLARE SDRAIATO FRONTE SCALE			
Materiali:			
Legno		Legno lamellare incollato	
Classe		Gl24h	
Resistenza a flessione	fmk	24.00	MPa
Resistenza a trazione parallela	ft,0,k	19.20	MPa
Resistenza a trazione perpendicolare	ft,90,k	0.50	MPa
Resistenza a compressione parallela	fc,0,k	24.00	MPa
Resistenza a compressione perpendicolare	fc,90,k	2.50	MPa
Resistenza a taglio	fv,k	3.50	MPa
Modulo elastico parallelo medio	E0,mean	11500	MPa
Modulo elastico parallelo caratteristico	E0,05	9600	MPa
Modulo elastico perpendicolare medio	E90,mean	300.0	MPa
Modulo elastico tangenziale medio	G,mean	650.00	MPa
Massa volumica	ρk	385.00	kg/mc
Classe di servizio		1	
Classe di durata del carico		azione breve durata	
Coefficiente correttivo per durata del carico e umidità	kmod	0.9	
Coefficiente correttivo per durata del carico	kdef	0.6	
Coefficiente amplificativo resistenza	kh	1.10	
Combinazione di carico		SLU_comb. fondam. - legno lamellare incollato	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	γm	1.45	
Coefficiente di combinazione (scuola)	Ψ2	0.60	
Analisi dei carichi:			
peso proprio	pp	1.00	kN/mq
carico permanente	G	2.70	kN/mq
sovraccarico accidentale (scuola)	Qsov	3.00	kN/mq
pp+carico permanente	pp+G	3.70	kN/m
carico accidentale	Q	3.00	kN/m
carico amplificato sle	qsle	6.70	kN/m
carico amplificato slu	qslu	9.31	kN/m
carico combinazione incendio	qfuoco	5.50	kN/m
Geometria:			
interasse trave	i	1.00	m
larghezza appoggio	bp	0.12	m
luce di calcolo	Lc	5.58	m
larghezza	b	1.00	m
altezza	h	0.200	m
area	A	2.00E-01	m2
momento d'inerzia	J	6.67E-04	m4
modulo resistente	W	6.67E-03	m3
Sollecitazioni slu:			
momento flettente positivo	MSd	36.23	kNm
sforzo di taglio	VSd	25.97	kN
reazione all'appoggio	RSd	25.97	kN
Verifica a taglio			
sforzo di taglio	VSd	25.97	kN
area	A	0.20	m2
coefficiente di fessurazione	kcr	0.67	
tensione tangenziale di calcolo	τd	0.29	MPa
resistenza di calcolo a taglio	fvd	2.17	
verifica: τd≤fvd		0.13	OK

Verifica a compressione ortogonale alla fibra				
reazione all'appoggio	RSd	25.97	kN	
lunghezza retrotrave	a		m	
distanza netta tra due successive impronte di carico (forze o reazioni)	l1		m	
lunghezza efficace di appoggio	lef	0.18	m	
area di contatto efficace in compressione	Aef	0.18	mq	
resistenza di progetto a compressione // fibratura	fc,90,d	1.55	MPa	
coefficiente che tiene conto della rottura per spacco	kc,90	1.00		
tensione di progetto a compressione orto fibratura nell'area di contatto eff	σc,90,d	0.14	MPa	
verifica: σc,90,d≤kc,90·fc,90,d		0.09	**OK**	
Verifica a flessione				
momento flettente	MSd(x)	36.23	kNm	
modulo resistente	W	6.67E-03	m3	
resistenza di calcolo a flessione	fmd	16.39	MPa	
tensione di calcolo	σm,d	5.44	MPa	
verifica: σm,0,d≤fmd		0.33	**OK**	
Verifica a deformazione				
contromonta	wc	0	mm	
coefficiente freccia		5		
f istantanea carico permanente	winst(g)	6.2	mm =L/	896
f creep carico permanente	wcr(g)	3.7	mm =L/	1494
f finale carico permanente	wfin(g)	10.0	mm =L/	560
f istantanea carico accidentale	winst(q)	5.0	mm =L/	1106
f creep carico accidentale	wcr(q)	1.8	mm =L/	3071
f finale carico accidentale	wfin(q)	6.9	mm =L/	813
f istantanea carico permanente+ accidentale	winst(g+q)	11.3	mm =L/	495
f creep carico permanente+accidentale	wcr(g+q)	5.6	mm =L/	1005
f finale carico permanente + accidentale	wfin(g+q)	16.8	mm =L/	332
f finale carico permanente + accidentale - contromonta	wnetfin	16.8	mm =L/	332
Verifica a vibrazioni				
luce solaio	l	5.58	m	
		0.70		
massa solaio	m	560.65	kg/m2	
rigidezza di piastra equivalente	EJ	7666667	Nm2/m	
frequenza fondamentale	f1	12	Hz	
verifica 6/f1<1		0.50	**OK**	

Verifica resistenza al fuoco			
Coefficiente correttivo per durata del carico e umidità	kmod,fi	1.00	
Combinazione di carico		SLU_comb. eccezionali	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	γm	1.00	
tipologia		Legno lamellare incollato	
fattore di conversione frattile 20 -valore caratteristico	kfi	1.15	
tempo di esposizione al fuoco	t	60	min
ritardo inizio carbonizzazione per presenza rivestimenti	tchar	0	min
tipologia		Conifere e faggio - legno lamellare ρ≥290 kg/mc	
velocità di carbonizzazione convenzionale	βn	0.7	mm/min
profondità di carbonizzazione convenzionale	d,char,n	42	mm
trattamento superficiale		superficie non protetta	
coefficiente	k0	1.00	
profondità strato per cui si assume resistenza e rigidezza nulla	d0	7	mm
profondità di carbonizzazione efficace	def	49	mm
Sezione residua			
larghezza residua	b,fi	1.00	m
altezza residua	h,fi	0.15	m
area residua	A,fi	1.51E-01	m2
modulo resistente residuo	W,fi	3.80E-03	m3
Sollecitazioni combinazione incendio:			
momento flettente positivo	MSd,fi	21.41	kNm
sforzo di taglio	VSd,fi	15.35	kN
reazione all'appoggio	RSd,fi	15.35	kN
Verifica a taglio incendio			
sforzo di taglio	VSd	15	kN
area	A	0.15	m2
coefficiente di fessurazione	kcr	0.67	
tensione tangenziale di calcolo	τd	0.23	MPa
resistenza di calcolo a taglio	fvd	4.03	MPa
verifica: τd≤fvd		0.06	**OK**
Verifica a compressione ortogonale alla fibra incendio			
reazione all'appoggio	RSd	15	kN
lunghezza retrotrave	a		m
distanza netta tra due successive impronte di carico (forze o reazioni)	l1		m
lunghezza efficace di appoggio	lef	0.18	m
area di contatto efficace in compressione	Aef	0.18	mq
resistenza di progetto a compressione // fibratura	fc,90,d	2.88	MPa
coefficiente che tiene conto della rottura per spacco	kc,90	1.00	
tensione di progetto a compressione orto fibratura nell'area di contatto eff	σc,90,d	0.09	MPa
verifica: σc,90,d≤kc,90·fc,90,d		0.03	**OK**
Verifica a flessione incendio			
momento flettente	MSd	21	kNm
modulo resistente	W	0.00	m3
resistenza di calcolo a flessione	fmd	27.60	MPa
tensione di calcolo	σm,d	5.63	MPa
verifica: σm,0,d≤fmd		0.20	**OK**

Le principali verifiche risultano soddisfatte.

7.2.3 VERIFICA TRAVI LIGNEE

Le travi e le architravi lignee a sostegno degli impalcati in lamellare sono realizzate in legno lamellare di classe GL24h. Agli elementi lignei, alle piastre e alle pareti è richiesta una resistenza al fuoco REI 60'.

Si riportano di seguito le principali verifiche condotte per tali elementi.

7.2.3.1 ARCHITRAVE DI FACCIATA

Le architravi di facciata sono in semplice appoggio e sono realizzate in legno lamellare classe GL24h.

VERIFICHE LEGNO - ARCHITRAVE DI FACCIATA			
Materiali:			
Legno		Legno lamellare incollato	
Classe		GL24h	
Resistenza a flessione	fmk	24.00	MPa
Resistenza a trazione parallela	ft,0,k	19.20	MPa
Resistenza a trazione perpendicolare	ft,90,k	0.50	MPa
Resistenza a compressione parallela	fc,0,k	24.00	MPa
Resistenza a compressione perpendicolare	fc,90,k	2.50	MPa
Resistenza a taglio	fv,k	3.50	MPa
Modulo elastico parallelo medio	E0,mean	11500	MPa
Modulo elastico parallelo caratteristico	E0,05	9600	MPa
Modulo elastico perpendicolare medio	E90,mean	300.0	MPa
Modulo elastico tangenziale medio	G,mean	650.00	MPa
Massa volumica	ρk	385.00	kg/mc
Classe di servizio		1	
Classe di durata del carico		azione breve durata	
Coefficiente correttivo per durata del carico e umidità	kmod	0.9	
Coefficiente correttivo per durata del carico	kdef	0.6	
Coefficiente amplificativo resistenza	kh	1.00	
Combinazione di carico		SLU_comb. fondam. - legno lamellare incollato	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	γm	1.45	
Coefficiente di combinazione (scuola)	Ψ2	0.60	
Analisi dei carichi:			
peso proprio	pp	0.11	kN/mq
carico permanente	G	2.70	kN/mq
sovraccarico accidentale (scuola)	Qsov	3.00	kN/mq
pp+carico permanente	pp+G	11.82	kN/m
carico accidentale	Q	12.60	kN/m
carico amplificato sle	qsle	24.42	kN/m
carico amplificato slu	qslu	34.27	kN/m
carico combinazione incendio	qfuoco	19.38	kN/m
Geometria:			
interasse trave	i	4.20	m
larghezza appoggio	bp	0.20	m
luce di calcolo	Lc	4.80	m
larghezza	b	0.16	m
altezza	h	0.600	m
area	A	9.60E-02	m2
momento d'inerzia	J	2.88E-03	m4
modulo resistente	W	9.60E-03	m3
Sollecitazioni slu:			
momento flettente positivo	MSd	98.69	kNm
sforzo di taglio	VSd	82.24	kN
reazione all'appoggio	RSd	82.24	kN
Verifica a taglio			
sforzo di taglio	VSd	82.24	kN
area	A	0.10	m2
coefficiente di fessurazione	kcr	0.67	
tensione tangenziale di calcolo	τd	1.92	MPa
resistenza di calcolo a taglio	fvd	2.17	
verifica: τd≤fvd		0.88	OK

Verifica a compressione ortogonale alla fibra				
reazione all'appoggio	RSd	82.24	kN	
lunghezza retrotrave	a	0.00	m	
distanza netta tra due successive impronte di carico (forze o reazioni)	l1		m	
lunghezza efficace di appoggio	lef	0.23	m	
area di contatto efficace in compressione	Aef	0.04	mq	
resistenza di progetto a compressione // fibratura	fc,90,d	1.55	MPa	
coefficiente che tiene conto della rottura per spacco	kc,90	1.50		
tensione di progetto a compressione orto fibratura nell'area di contatto eff	σc,90,d	2.23	MPa	
verifica: σc,90,d≤kc,90·fc,90,d		0.96	**OK**	
Verifica a flessione				
momento flettente	MSd(x)	98.69	kNm	
modulo resistente	W	9.60E-03	m3	
resistenza di calcolo a flessione	fmd	14.90	MPa	
tensione di calcolo	σm,d	10.28	MPa	
verifica: σm,0,d≤fmd		0.69	**OK**	
Verifica a deformazione				
contromonta	wc	0	mm	
coefficiente freccia		5		
f istantanea carico permanente	winst(g)	3.1	mm =L/	1538
f creep carico permanente	wcr(g)	1.9	mm =L/	2563
f finale carico permanente	wfin(g)	5.0	mm =L/	961
f istantanea carico accidentale	winst(q)	3.3	mm =L/	1443
f creep carico accidentale	wcr(q)	1.2	mm =L/	4007
f finale carico accidentale	wfin(q)	4.5	mm =L/	1061
f istantanea carico permanente+ accidentale	winst(g+q)	6.4	mm =L/	744
f creep carico permanente+accidentale	wcr(g+q)	3.1	mm =L/	1563
f finale carico permanente + accidentale	wfin(g+q)	9.5	mm =L/	504
f finale carico permanente + accidentale - contromonta	wnetfin	9.5	mm =L/	504
Verifica a vibrazioni				
luce solaio	l	4.80	m	
		0.70		
massa solaio	m	470.37	kg/m2	
rigidezza di piastra equivalente	EJ	7885714	Nm2/m	
frequenza fondamentale	f1	18	Hz	
verifica 6/f1<1		0.33	**OK**	

Verifica resistenza al fuoco			
Coefficiente correttivo per durata del carico e umidità	kmod,fi	1.00	
Combinazione di carico		SLU_comb. eccezionali	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	γm	1.00	
tipologia		Legno lamellare incollato	
fattore di conversione frattile 20 -valore caratteristico	kfi	1.15	
tempo di esposizione al fuoco	t	60	min
ritardo inizio carbonizzazione per presenza rivestimenti	tchar	0	min
tipologia		Conifere e faggio - legno lamellare ρ≥290 kg/mc	
velocità di carbonizzazione convenzionale	βn	0.7	mm/min
profondità di carbonizzazione convenzionale	d,char,n	42	mm
trattamento superficiale		superficie non protetta	
coefficiente	k0	1.00	
profondità strato per cui si assume resistenza e rigidezza nulla	d0	7	mm
profondità di carbonizzazione efficace	def	49	mm
Sezione residua			
larghezza residua	b,fi	0.11	m
altezza residua	h,fi	0.55	m
area residua	A,fi	6.12E-02	m2
modulo resistente residuo	W,fi	5.62E-03	m3
Sollecitazioni combinazione incendio:			
momento flettente positivo	MSd,fi	55.81	kNm
sforzo di taglio	VSd,fi	46.51	kN
reazione all'appoggio	RSd,fi	46.51	kN
Verifica a taglio incendio			
sforzo di taglio	VSd	47	kN
area	A	0.06	m2
coefficiente di fessurazione	kcr	0.67	
tensione tangenziale di calcolo	τd	1.70	MPa
resistenza di calcolo a taglio	fvd	4.03	MPa
verifica: τd≤fvd		0.42	**OK**
Verifica a compressione ortogonale alla fibra incendio			
reazione all'appoggio	RSd	47	kN
lunghezza retrotrave	a	0.00	m
distanza netta tra due successive impronte di carico (forze o reazioni)	l1		m
lunghezza efficace di appoggio	lef	0.18	m
area di contatto efficace in compressione	Aef	0.02	mq
resistenza di progetto a compressione // fibratura	fc,90,d	2.88	MPa
coefficiente che tiene conto della rottura per spacco	kc,90	1.50	
tensione di progetto a compressione orto fibratura nell'area di contatto eff	σc,90,d	2.32	MPa
verifica: σc,90,d≤kc,90·fc,90,d		0.54	**OK**
Verifica a flessione incendio			
momento flettente	MSd	56	kNm
modulo resistente	W	0.01	m3
resistenza di calcolo a flessione	fmd	27.60	MPa
tensione di calcolo	σm,d	9.94	MPa
verifica: σm,0,d≤fmd		0.36	**OK**

7.2.3.2 ARCHITRAVE CENTRALE (2 CAMPATE)

VERIFICHE LEGNO - ARCHITRAVE CENTRALE 2 CAMPATE			
Materiali:			
Legno		Legno lamellare incollato	
Classe		GL24h	
Resistenza a flessione	fmk	24.00	MPa
Resistenza a trazione parallela	ft,0,k	19.20	MPa
Resistenza a trazione perpendicolare	ft,90,k	0.50	MPa
Resistenza a compressione parallela	fc,0,k	24.00	MPa
Resistenza a compressione perpendicolare	fc,90,k	2.50	MPa
Resistenza a taglio	fv,k	3.50	MPa
Modulo elastico parallelo medio	E0,mean	11500	MPa
Modulo elastico parallelo caratteristico	E0,05	9600	MPa
Modulo elastico perpendicolare medio	E90,mean	300.0	MPa
Modulo elastico tangenziale medio	G,mean	650.00	MPa
Massa volumica	ρk	385.00	kg/mc
Classe di servizio		1	
Classe di durata del carico		azione breve durata	
Coefficiente correttivo per durata del carico e umidità	kmod	0.9	
Coefficiente correttivo per durata del carico	kdef	0.6	
Coefficiente amplificativo resistenza	kh	1.00	
Combinazione di carico		SLU_comb. fondam. - legno lamellare incollato	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	γm	1.45	
Coefficiente di combinazione (scuola)	Ψ2	0.60	
Analisi dei carichi:			
peso proprio	pp	0.06	kN/mq
carico permanente	G	2.70	kN/mq
sovraccarico accidentale (scuola)	Qsov	3.00	kN/mq
pp+carico permanente	pp+G	21.95	kN/m
carico accidentale	Q	23.85	kN/m
carico amplificato sle	qsle	45.80	kN/m
carico amplificato slu	qslu	64.30	kN/m
carico combinazione incendio	qfuoco	36.26	kN/m
Geometria:			
interasse trave	i	7.95	m
larghezza appoggio	bp	0.20	m
luce di calcolo	Lc	2.03	m
larghezza	b	0.16	m
altezza	h	0.600	m
area	A	9.60E-02	m2
momento d'inerzia	J	2.88E-03	m4
modulo resistente	W	9.60E-03	m3
Sollecitazioni slu:			
momento flettente positivo	MSd	33.12	kNm
sforzo di taglio	VSd	81.59	kN
reazione all'appoggio	RSd	163.17	kN
Verifica a taglio			
sforzo di taglio	VSd	81.59	kN
area	A	0.10	m2
coefficiente di fessurazione	kcr	0.67	
tensione tangenziale di calcolo	τd	1.90	MPa
resistenza di calcolo a taglio	fvd	2.17	
verifica: τd≤fvd		0.88	OK

Verifica a compressione ortogonale alla fibra				
reazione all'appoggio	RSd	163.17	kN	
lunghezza retrotrave	a	0.00	m	
distanza netta tra due successive impronte di carico (forze o reazioni)	l1		m	
lunghezza efficace di appoggio	lef	0.23	m	
area di contatto efficace in compressione	Aef	0.04	mq	
resistenza di progetto a compressione // fibratura	fc,90,d	1.55	MPa	
coefficiente che tiene conto della rottura per spacco	kc,90	1.50		
tensione di progetto a compressione orto fibratura nell'area di contatto eff	σc,90,d	4.43	MPa	
verifica: σc,90,d≤kc,90·fc,90,d		1.90	**NO**	
Verifica a flessione				
momento flettente	MSd(x)	33.12	kNm	
modulo resistente	W	9.60E-03	m3	
resistenza di calcolo a flessione	fmd	14.90	MPa	
tensione di calcolo	σm,d	3.45	MPa	
verifica: σm,0,d≤fmd		0.23	**OK**	
Verifica a deformazione				
contromonta	wc	0	mm	
coefficiente freccia		3		
f istantanea carico permanente	winst(g)	0.3	mm =L/	6649
f creep carico permanente	wcr(g)	0.2	mm =L/	11082
f finale carico permanente	wfin(g)	0.5	mm =L/	4156
f istantanea carico accidentale	winst(q)	0.3	mm =L/	6118
f creep carico accidentale	wcr(q)	0.1	mm =L/	16995
f finale carico accidentale	wfin(q)	0.5	mm =L/	4499
f istantanea carico permanente+ accidentale	winst(g+q)	0.6	mm =L/	3186
f creep carico permanente+accidentale	wcr(g+q)	0.3	mm =L/	6708
f finale carico permanente + accidentale	wfin(g+q)	0.9	mm =L/	2160
f finale carico permanente + accidentale - contromonta	wnetfin	0.9	mm =L/	2160
Verifica a vibrazioni				
luce solaio	l	2.03	m	
		0.70		
massa solaio	m	464.87	kg/m2	
rigidezza di piastra equivalente	EJ	4166038	Nm2/m	
frequenza fondamentale	f1	74	Hz	
verifica 6/f1<1		0.08	**OK**	

La verifica a compressione ortogonale alla fibratura in appoggio non è verificata. Si adotteranno quindi dei rinforzi a compressione ortogonale realizzati mediante 2 viti a tutto filetto.

Verifica resistenza al fuoco			
Coefficiente correttivo per durata del carico e umidità	kmod,fi	1.00	
Combinazione di carico		SLU_comb. eccezionali	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	γm	1.00	
tipologia		Legno lamellare incollato	
fattore di conversione frattile 20 -valore caratteristico	kfi	1.15	
tempo di esposizione al fuoco	t	60	min
ritardo inizio carbonizzazione per presenza rivestimenti	tchar	0	min
tipologia		Conifere e faggio - legno lamellare ρ≥290 kg/mc	
velocità di carbonizzazione convenzionale	βn	0.7	mm/min
profondità di carbonizzazione convenzionale	d,char,n	42	mm
trattamento superficiale		superficie non protetta	
coefficiente	k0	1.00	
profondità strato per cui si assume resistenza e rigidezza nulla	d0	7	mm
profondità di carbonizzazione efficace	def	49	mm
Sezione residua			
larghezza residua	b,fi	0.11	m
altezza residua	h,fi	0.55	m
area residua	A,fi	6.12E-02	m2
modulo resistente residuo	W,fi	5.62E-03	m3
Sollecitazioni combinazione incendio:			
momento flettente positivo	MSd,fi	18.68	kNm
sforzo di taglio	VSd,fi	36.80	kN
reazione all'appoggio	RSd,fi	36.80	kN
Verifica a taglio incendio			
sforzo di taglio	VSd	37	kN
area	A	0.06	m2
coefficiente di fessurazione	kcr	0.67	
tensione tangenziale di calcolo	τd	1.35	MPa
resistenza di calcolo a taglio	fvd	4.03	MPa
verifica: τd≤fvd		0.33	**OK**
Verifica a compressione ortogonale alla fibra incendio			
reazione all'appoggio	RSd	37	kN
lunghezza retrotrave	a	0.00	m
distanza netta tra due successive impronte di carico (forze o reazioni)	l1		m
lunghezza efficace di appoggio	lef	0.18	m
area di contatto efficace in compressione	Aef	0.02	mq
resistenza di progetto a compressione // fibratura	fc,90,d	2.88	MPa
coefficiente che tiene conto della rottura per spacco	kc,90	1.50	
tensione di progetto a compressione orto fibratura nell'area di contatto eff	σc,90,d	1.83	MPa
verifica: σc,90,d≤kc,90·fc,90,d		0.42	**OK**
Verifica a flessione incendio			
momento flettente	MSd	19	kNm
modulo resistente	W	0.01	m3
resistenza di calcolo a flessione	fmd	27.60	MPa
tensione di calcolo	σm,d	3.33	MPa
verifica: σm,0,d≤fmd		0.12	**OK**

Le principali verifiche risultano soddisfatte.

7.2.3.3 ARCHITRAVE CENTRALE CORTA (2 APPOGGI)

VERIFICHE LEGNO - ARCHITRAVE CENTRALE CORTA 2 APPOGGI			
Materiali:			
Legno		Legno lamellare incollato	
Classe		GL24h	
Resistenza a flessione	fmk	24.00	MPa
Resistenza a trazione parallela	ft,0,k	19.20	MPa
Resistenza a trazione perpendicolare	ft,90,k	0.50	MPa
Resistenza a compressione parallela	fc,0,k	24.00	MPa
Resistenza a compressione perpendicolare	fc,90,k	2.50	MPa
Resistenza a taglio	fv,k	3.50	MPa
Modulo elastico parallelo medio	E0,mean	11500	MPa
Modulo elastico parallelo caratteristico	E0,05	9600	MPa
Modulo elastico perpendicolare medio	E90,mean	300.0	MPa
Modulo elastico tangenziale medio	G,mean	650.00	MPa
Massa volumica	ρk	385.00	kg/mc
Classe di servizio		1	
Classe di durata del carico		azione breve durata	
Coefficiente correttivo per durata del carico e umidità	kmod	0.9	
Coefficiente correttivo per durata del carico	kdef	0.6	
Coefficiente amplificativo resistenza	kh	1.00	
Combinazione di carico		SLU_comb. fondam. - legno lamellare incollato	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	γm	1.45	
Coefficiente di combinazione (scuola)	Ψ2	0.60	
Analisi dei carichi:			
peso proprio	pp	0.06	kN/mq
carico permanente	G	2.70	kN/mq
sovraccarico accidentale (scuola)	Qsov	3.00	kN/mq
pp+carico permanente	pp+G	21.95	kN/m
carico accidentale	Q	23.85	kN/m
carico amplificato sle	qsle	45.80	kN/m
carico amplificato slu	qslu	64.30	kN/m
carico combinazione incendio	qfuoco	36.26	kN/m
Geometria:			
interasse trave	i	7.95	m
larghezza appoggio	bp	0.20	m
luce di calcolo	Lc	2.47	m
larghezza	b	0.16	m
altezza	h	0.600	m
area	A	9.60E-02	m2
momento d'inerzia	J	2.88E-03	m4
modulo resistente	W	9.60E-03	m3
Sollecitazioni slu:			
momento flettente positivo	MSd	49.04	kNm
sforzo di taglio	VSd	79.41	kN
reazione all'appoggio	RSd	79.41	kN
Verifica a taglio			
sforzo di taglio	VSd	79.41	kN
area	A	0.10	m2
coefficiente di fessurazione	kcr	0.67	
tensione tangenziale di calcolo	τd	1.85	MPa
resistenza di calcolo a taglio	fvd	2.17	
verifica: τd≤fvd		0.85	OK

Verifica a compressione ortogonale alla fibra				
reazione all'appoggio	RSd	79.41	kN	
lunghezza retrotrave	a	0.00	m	
distanza netta tra due successive impronte di carico (forze o reazioni)	l1		m	
lunghezza efficace di appoggio	lef	0.23	m	
area di contatto efficace in compressione	Aef	0.04	mq	
resistenza di progetto a compressione // fibratura	fc,90,d	1.55	MPa	
coefficiente che tiene conto della rottura per spacco	kc,90	1.50		
tensione di progetto a compressione orto fibratura nell'area di contatto eff	σc,90,d	2.16	MPa	
verifica: σc,90,d≤kc,90·fc,90,d		0.93	**OK**	
Verifica a flessione				
momento flettente	MSd(x)	49.04	kNm	
modulo resistente	W	9.60E-03	m3	
resistenza di calcolo a flessione	fmd	14.90	MPa	
tensione di calcolo	σm,d	5.11	MPa	
verifica: σm,0,d≤fmd		0.34	**OK**	
Verifica a deformazione				
contromonta	wc	0	mm	
coefficiente freccia		5		
f istantanea carico permanente	winst(g)	0.6	mm =L/	3842
f creep carico permanente	wcr(g)	0.4	mm =L/	6403
f finale carico permanente	wfin(g)	1.0	mm =L/	2401
f istantanea carico accidentale	winst(q)	0.7	mm =L/	3535
f creep carico accidentale	wcr(q)	0.3	mm =L/	9819
f finale carico accidentale	wfin(q)	1.0	mm =L/	2599
f istantanea carico permanente+ accidentale	winst(g+q)	1.3	mm =L/	1841
f creep carico permanente+accidentale	wcr(g+q)	0.6	mm =L/	3876
f finale carico permanente + accidentale	wfin(g+q)	2.0	mm =L/	1248
f finale carico permanente + accidentale - contromonta	wnetfin	2.0	mm =L/	1248
Verifica a vibrazioni				
luce solaio	l	2.47	m	
		0.70		
massa solaio	m	464.87	kg/m2	
rigidezza di piastra equivalente	EJ	4166038	Nm2/m	
frequenza fondamentale	f1	50	Hz	
verifica 6/f1<1		0.12	**OK**	

Verifica resistenza al fuoco			
Coefficiente correttivo per durata del carico e umidità	kmod,fi	1.00	
Combinazione di carico		SLU_comb. eccezionali	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	γm	1.00	
tipologia		Legno lamellare incollato	
fattore di conversione frattile 20 -valore caratteristico	kfi	1.15	
tempo di esposizione al fuoco	t	60	min
ritardo inizio carbonizzazione per presenza rivestimenti	tchar	0	min
tipologia		Conifere e faggio - legno lamellare ρ≥290 kg/mc	
velocità di carbonizzazione convenzionale	βn	0.7	mm/min
profondità di carbonizzazione convenzionale	d,char,n	42	mm
trattamento superficiale		superficie non protetta	
coefficiente	k0	1.00	
profondità strato per cui si assume resistenza e rigidezza nulla	d0	7	mm
profondità di carbonizzazione efficace	def	49	mm
Sezione residua			
larghezza residua	b,fi	0.11	m
altezza residua	h,fi	0.55	m
area residua	A,fi	6.12E-02	m2
modulo resistente residuo	W,fi	5.62E-03	m3
Sollecitazioni combinazione incendio:			
momento flettente positivo	MSd,fi	27.65	kNm
sforzo di taglio	VSd,fi	44.77	kN
reazione all'appoggio	RSd,fi	44.77	kN
Verifica a taglio incendio			
sforzo di taglio	VSd	45	kN
area	A	0.06	m2
coefficiente di fessurazione	kcr	0.67	
tensione tangenziale di calcolo	τd	1.64	MPa
resistenza di calcolo a taglio	fvd	4.03	MPa
verifica: τd≤fvd		0.41	**OK**
Verifica a compressione ortogonale alla fibra incendio			
reazione all'appoggio	RSd	45	kN
lunghezza retrotrave	a	0.00	m
distanza netta tra due successive impronte di carico (forze o reazioni)	l1		m
lunghezza efficace di appoggio	lef	0.18	m
area di contatto efficace in compressione	Aef	0.02	mq
resistenza di progetto a compressione // fibratura	fc,90,d	2.88	MPa
coefficiente che tiene conto della rottura per spacco	kc,90	1.50	
tensione di progetto a compressione orto fibratura nell'area di contatto eff	σc,90,d	2.23	MPa
verifica: σc,90,d≤kc,90·fc,90,d		0.52	**OK**
Verifica a flessione incendio			
momento flettente	MSd	28	kNm
modulo resistente	W	0.01	m3
resistenza di calcolo a flessione	fmd	27.60	MPa
tensione di calcolo	σm,d	4.92	MPa
verifica: σm,0,d≤fmd		0.18	**OK**

Le principali verifiche risultano soddisfatte.

7.2.3.4 TRAVE LIGNEA VANO SCALE (BORDO PIANEROTTOLO)

VERIFICHE LEGNO - TRAVE SCALE BORDO PIANEROTTOLO			
Materiali:			
Legno		Legno lamellare incollato	
Classe		GL24h	
Resistenza a flessione	fmk	24.00	MPa
Resistenza a trazione parallela	ft,0,k	19.20	MPa
Resistenza a trazione perpendicolare	ft,90,k	0.50	MPa
Resistenza a compressione parallela	fc,0,k	24.00	MPa
Resistenza a compressione perpendicolare	fc,90,k	2.50	MPa
Resistenza a taglio	fv,k	3.50	MPa
Modulo elastico parallelo medio	E0,mean	11500	MPa
Modulo elastico parallelo caratteristico	E0,05	9600	MPa
Modulo elastico perpendicolare medio	E90,mean	300.0	MPa
Modulo elastico tangenziale medio	G,mean	650.00	MPa
Massa volumica	ρk	385.00	kg/mc
Classe di servizio		1	
Classe di durata del carico		azione breve durata	
Coefficiente correttivo per durata del carico e umidità	kmod	0.9	
Coefficiente correttivo per durata del carico	kdef	0.6	
Coefficiente amplificativo resistenza	kh	1.10	
Combinazione di carico		SLU_comb. fondam. - legno lamellare incollato	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	γm	1.45	
Coefficiente di combinazione (scuola)	Ψ2	0.60	
Analisi dei carichi:			
peso proprio	pp	0.18	kN/mq
carico permanente	G	1.40	kN/mq
sovraccarico accidentale (scuola)	Qsov	4.00	kN/mq
peso vetrata	pvetr	2.88	kN/m
pp+carico permanente	pp+G	4.78	kN/m
carico accidentale	Q	4.80	kN/m
carico amplificato sle	qsle	9.58	kN/m
carico amplificato slu	qslu	13.41	kN/m
carico combinazione incendio	qfuoco	7.66	kN/m
Geometria:			
interasse trave	i	1.20	m
larghezza appoggio	bp	0.00	m
luce di calcolo	Lc	3.60	m
larghezza	b	0.18	m
altezza	h	0.240	m
area	A	4.32E-02	m2
momento d'inerzia	J	2.07E-04	m4
modulo resistente	W	1.73E-03	m3
Sollecitazioni slu:			
momento flettente positivo	MSd	21.72	kNm
sforzo di taglio	VSd	24.14	kN
reazione all'appoggio	RSd	24.14	kN
Verifica a taglio			
sforzo di taglio	VSd	24.14	kN
area	A	0.04	m2
coefficiente di fessurazione	kcr	0.67	
tensione tangenziale di calcolo	τd	1.25	MPa
resistenza di calcolo a taglio	fvd	2.17	
verifica: τd≤fvd		0.58	OK

Verifica a flessione				
momento flettente	MSd(x)	21.72	kNm	
modulo resistente	W	1.73E-03	m3	
resistenza di calcolo a flessione	fmd	16.33	MPa	
tensione di calcolo	σm,d	12.57	MPa	
verifica: σm,0,d≤fmd		0.77	**OK**	
Verifica a deformazione				
contromonta	wc	0	mm	
coefficiente freccia		5		
f istantanea carico permanente	winst(g)	4.7	mm =L/	764
f creep carico permanente	wcr(g)	2.8	mm =L/	1274
f finale carico permanente	wfin(g)	7.5	mm =L/	478
f istantanea carico accidentale	winst(q)	4.7	mm =L/	760
f creep carico accidentale	wcr(q)	1.7	mm =L/	2112
f finale carico accidentale	wfin(q)	6.4	mm =L/	559
f istantanea carico permanente+ accidentale	winst(g+q)	9.4	mm =L/	381
f creep carico permanente+accidentale	wcr(g+q)	4.5	mm =L/	795
f finale carico permanente + accidentale	wfin(g+q)	14.0	mm =L/	258
f finale carico permanente + accidentale - contromonta	wnetfin	14.0	mm =L/	258
Verifica resistenza al fuoco				
Coefficiente correttivo per durata del carico e umidità	kmod,fi	1.00		
Combinazione di carico		SLU_comb. eccezionali		
Coefficiente di sicurezza sul materiale	γm	1.00		
tipologia		Legno lamellare incollato		
fattore di conversione frattile 20 -valore caratteristico	kfi	1.15		
tempo di esposizione al fuoco	t	60	min	
ritardo inizio carbonizzazione per presenza rivestimenti	tchar	0	min	
tipologia		Conifere e faggio - legno lamellare ρ≥290 kg/mc		
velocità di carbonizzazione convenzionale	βn	0.7	mm/min	
profondità di carbonizzazione convenzionale	d,char,n	42	mm	
trattamento superficiale		superficie non protetta		
coefficiente	k0	1.00		
profondità strato per cui si assume resistenza e rigidezza nulla	d0	7	mm	
profondità di carbonizzazione efficace	def	49	mm	
Sezione residua				
larghezza residua	b,fi	0.13	m	
altezza residua	h,fi	0.19	m	
area residua	A,fi	2.50E-02	m2	
modulo resistente residuo	W,fi	7.97E-04	m3	
Sollecitazioni combinazione incendio:				
momento flettente positivo	MSd,fi	12.40	kNm	
sforzo di taglio	VSd,fi	13.78	kN	
reazione all'appoggio	RSd,fi	13.78	kN	
Verifica a taglio incendio				
sforzo di taglio	VSd	14	kN	
area	A	0.03	m2	
coefficiente di fessurazione	kcr	0.67		
tensione tangenziale di calcolo	τd	1.23	MPa	
resistenza di calcolo a taglio	fvd	4.03	MPa	
verifica: τd≤fvd		0.31	**OK**	
Verifica a flessione incendio				
momento flettente	MSd	12	kNm	
modulo resistente	W	0.00	m3	
resistenza di calcolo a flessione	fmd	27.60	MPa	
tensione di calcolo	σm,d	15.57	MPa	
verifica: σm,0,d≤fmd		0.56	**OK**	

Le principali verifiche risultano soddisfatte.

7.2.3.5 TRAVE LIGNEA VANO SCALE (INTERNA PIANEROTTOLO)

VERIFICHE LEGNO - TRAVE SCALE PRINCIPALE PIANEROTTOLO			
Materiali:			
Legno		Legno lamellare incollato	
Classe		GL24h	
Resistenza a flessione	fmk	24.00	MPa
Resistenza a trazione parallela	ft,0,k	19.20	MPa
Resistenza a trazione perpendicolare	ft,90,k	0.50	MPa
Resistenza a compressione parallela	fc,0,k	24.00	MPa
Resistenza a compressione perpendicolare	fc,90,k	2.50	MPa
Resistenza a taglio	fv,k	3.50	MPa
Modulo elastico parallelo medio	E0,mean	11500	MPa
Modulo elastico parallelo caratteristico	E0,05	9600	MPa
Modulo elastico perpendicolare medio	E90,mean	300.0	MPa
Modulo elastico tangenziale medio	G,mean	650.00	MPa
Massa volumica	ρk	385.00	kg/mc
Classe di servizio		1	
Classe di durata del carico		azione breve durata	
Coefficiente correttivo per durata del carico e umidità	kmod	0.9	
Coefficiente correttivo per durata del carico	kdef	0.6	
Coefficiente amplificativo resistenza	kh	1.06	
Combinazione di carico		SLU_comb. fondam. - legno lamellare incollato	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	γm	1.45	
Coefficiente di combinazione (scuola)	Ψ2	0.60	
Analisi dei carichi:			
peso proprio	pp	0.09	kN/mq
carico permanente	G	2.08	kN/mq
sovraccarico accidentale (scuola)	Qsov	4.00	kN/mq
peso vetrata	pvetr	0.00	kN/m
pp+carico permanente	pp+G	6.74	kN/m
carico accidentale	Q	12.40	kN/m
carico amplificato sle	qsle	19.14	kN/m
carico amplificato slu	qslu	27.36	kN/m
carico combinazione incendio	qfuoco	14.18	kN/m
Geometria:			
interasse trave	i	3.10	m
larghezza appoggio	bp	0.00	m
luce di calcolo	Lc	3.60	m
larghezza	b	0.18	m
altezza	h	0.320	m
area	A	5.76E-02	m2
momento d'inerzia	J	4.92E-04	m4
modulo resistente	W	3.07E-03	m3
Sollecitazioni slu:			
momento flettente positivo	MSd	44.32	kNm
sforzo di taglio	VSd	49.24	kN
reazione all'appoggio	RSd	49.24	kN
Verifica a taglio			
sforzo di taglio	VSd	49.24	kN
area	A	0.06	m2
coefficiente di fessurazione	kcr	0.67	
tensione tangenziale di calcolo	τd	1.91	MPa
resistenza di calcolo a taglio	fvd	2.17	
verifica: τd≤fvd		0.88	OK

Verifica a flessione				
momento flettente	MSd(x)	44.32	kNm	
modulo resistente	W	3.07E-03	m3	
resistenza di calcolo a flessione	fmd	15.86	MPa	
tensione di calcolo	σm,d	14.43	MPa	
verifica: σm,0,d≤fmd		0.91	**OK**	
Verifica a deformazione				
contromonta	wc	0	mm	
coefficiente freccia		5		
f istantanea carico permanente	winst(g)	3.0	mm =L/	1218
f creep carico permanente	wcr(g)	1.8	mm =L/	2030
f finale carico permanente	wfin(g)	4.7	mm =L/	761
f istantanea carico accidentale	winst(q)	5.4	mm =L/	662
f creep carico accidentale	wcr(q)	2.0	mm =L/	1838
f finale carico accidentale	wfin(q)	7.4	mm =L/	486
f istantanea carico permanente+ accidentale	winst(g+q)	8.4	mm =L/	429
f creep carico permanente+accidentale	wcr(g+q)	3.7	mm =L/	964
f finale carico permanente + accidentale	wfin(g+q)	12.1	mm =L/	297
f finale carico permanente + accidentale - contromonta	wnetfin	12.1	mm =L/	297
Verifica resistenza al fuoco				
Coefficiente correttivo per durata del carico e umidità	kmod,fi	1.00		
Combinazione di carico		SLU_comb. eccezionali		
Coefficiente di sicurezza sul materiale	γm	1.00		
tipologia		Legno lamellare incollato		
fattore di conversione frattile 20 -valore caratteristico	kfi	1.15		
tempo di esposizione al fuoco	t	60	min	
ritardo inizio carbonizzazione per presenza rivestimenti	tchar	0	min	
tipologia		Conifere e faggio - legno lamellare ρ≥290 kg/mc		
velocità di carbonizzazione convenzionale	βn	0.7	mm/min	
profondità di carbonizzazione convenzionale	d,char,n	42	mm	
trattamento superficiale		superficie non protetta		
coefficiente	k0	1.00		
profondità strato per cui si assume resistenza e rigidezza nulla	d0	7	mm	
profondità di carbonizzazione efficace	def	49	mm	
Sezione residua				
larghezza residua	b,fi	0.08	m	
altezza residua	h,fi	0.27	m	
area residua	A,fi	2.22E-02	m2	
modulo resistente residuo	W,fi	1.00E-03	m3	
Sollecitazioni combinazione incendio:				
momento flettente positivo	MSd,fi	22.97	kNm	
sforzo di taglio	VSd,fi	25.52	kN	
reazione all'appoggio	RSd,fi	25.52	kN	
Verifica a taglio incendio				
sforzo di taglio	VSd	26	kN	
area	A	0.02	m2	
coefficiente di fessurazione	kcr	0.67		
tensione tangenziale di calcolo	τd	2.57	MPa	
resistenza di calcolo a taglio	fvd	4.03	MPa	
verifica: τd≤fvd		0.64	**OK**	
Verifica a flessione incendio				
momento flettente	MSd	23	kNm	
modulo resistente	W	0.00	m3	
resistenza di calcolo a flessione	fmd	27.60	MPa	
tensione di calcolo	σm,d	22.88	MPa	
verifica: σm,0,d≤fmd		0.83	**OK**	

Le principali verifiche risultano soddisfatte.

7.2.3.6 TRAVE LIGNEA VANO SCALE (LIVELLO SOLAIO)

VERIFICHE LEGNO - TRAVE SCALE PRINCIPALE SOLAIO			
Materiali:			
Legno		Legno lamellare incollato	
Classe		GL24h	
Resistenza a flessione	fmk	24.00	MPa
Resistenza a trazione parallela	ft,0,k	19.20	MPa
Resistenza a trazione perpendicolare	ft,90,k	0.50	MPa
Resistenza a compressione parallela	fc,0,k	24.00	MPa
Resistenza a compressione perpendicolare	fc,90,k	2.50	MPa
Resistenza a taglio	fv,k	3.50	MPa
Modulo elastico parallelo medio	E0,mean	11500	MPa
Modulo elastico parallelo caratteristico	E0,05	9600	MPa
Modulo elastico perpendicolare medio	E90,mean	300.0	MPa
Modulo elastico tangenziale medio	G,mean	650.00	MPa
Massa volumica	ρk	385.00	kg/mc
Classe di servizio		1	
Classe di durata del carico		azione breve durata	
Coefficiente correttivo per durata del carico e umidità	kmod	0.9	
Coefficiente correttivo per durata del carico	kdef	0.6	
Coefficiente amplificativo resistenza	kh	1.03	
Combinazione di carico		SLU_comb. fondam. - legno lamellare incollato	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	γm	1.45	
Coefficiente di combinazione (scuola)	Ψ2	0.60	
Analisi dei carichi:			
peso proprio	pp	0.08	kN/mq
carico permanente	G	2.60	kN/mq
sovraccarico accidentale (scuola)	Qsov	3.40	kN/mq
peso vetrata	pvetr	0.00	kN/m
pp+carico permanente	pp+G	12.62	kN/m
carico accidentale	Q	15.98	kN/m
carico amplificato sle	qsle	28.60	kN/m
carico amplificato slu	qslu	40.37	kN/m
carico combinazione incendio	qfuoco	22.20	kN/m
Geometria:			
interasse trave	i	4.70	m
larghezza appoggio	bp	0.00	m
luce di calcolo	Lc	3.60	m
larghezza	b	0.18	m
altezza	h	0.440	m
area	A	7.92E-02	m2
momento d'inerzia	J	1.28E-03	m4
modulo resistente	W	5.81E-03	m3
Sollecitazioni slu:			
momento flettente positivo	MSd	65.40	kNm
sforzo di taglio	VSd	72.67	kN
reazione all'appoggio	RSd	72.67	kN
Verifica a taglio			
sforzo di taglio	VSd	72.67	kN
area	A	0.08	m2
coefficiente di fessurazione	kcr	0.67	
tensione tangenziale di calcolo	τd	2.05	MPa
resistenza di calcolo a taglio	fvd	2.17	
verifica: τd≤fvd		0.95	OK

Verifica a flessione				
momento flettente	MSd(x)	65.40	kNm	
modulo resistente	W	5.81E-03	m3	
resistenza di calcolo a flessione	fmd	15.37	MPa	
tensione di calcolo	σm,d	11.26	MPa	
verifica: σm,0,d≤fmd		0.73	**OK**	
Verifica a deformazione				
contromonta	wc	0	mm	
coefficiente freccia		5		
f istantanea carico permanente	winst(g)	2.4	mm =L/	1529
f creep carico permanente	wcr(g)	1.4	mm =L/	2549
f finale carico permanente	wfin(g)	3.8	mm =L/	956
f istantanea carico accidentale	winst(q)	3.0	mm =L/	1207
f creep carico accidentale	wcr(q)	1.1	mm =L/	3354
f finale carico accidentale	wfin(q)	4.1	mm =L/	888
f istantanea carico permanente+ accidentale	winst(g+q)	5.3	mm =L/	675
f creep carico permanente+accidentale	wcr(g+q)	2.5	mm =L/	1448
f finale carico permanente + accidentale	wfin(g+q)	7.8	mm =L/	460
f finale carico permanente + accidentale - contromonta	wnetfin	7.8	mm =L/	460
Verifica resistenza al fuoco				
Coefficiente correttivo per durata del carico e umidità	kmod,fi	1.00		
Combinazione di carico		SLU_comb. eccezionali		
Coefficiente di sicurezza sul materiale	γm	1.00		
tipologia		Legno lamellare incollato		
fattore di conversione frattile 20 -valore caratteristico	kfi	1.15		
tempo di esposizione al fuoco	t	60	min	
ritardo inizio carbonizzazione per presenza rivestimenti	tchar	0	min	
tipologia		Conifere e faggio - legno lamellare ρ≥290 kg/mc		
velocità di carbonizzazione convenzionale	βn	0.7	mm/min	
profondità di carbonizzazione convenzionale	d,char,n	42	mm	
trattamento superficiale		superficie non protetta		
coefficiente	k0	1.00		
profondità strato per cui si assume resistenza e rigidezza nulla	d0	7	mm	
profondità di carbonizzazione efficace	def	49	mm	
Sezione residua				
larghezza residua	b,fi	0.08	m	
altezza residua	h,fi	0.39	m	
area residua	A,fi	3.21E-02	m2	
modulo resistente residuo	W,fi	2.09E-03	m3	
Sollecitazioni combinazione incendio:				
momento flettente positivo	MSd,fi	35.97	kNm	
sforzo di taglio	VSd,fi	39.97	kN	
reazione all'appoggio	RSd,fi	39.97	kN	
Verifica a taglio incendio				
sforzo di taglio	VSd	40	kN	
area	A	0.03	m2	
coefficiente di fessurazione	kcr	0.67		
tensione tangenziale di calcolo	τd	2.79	MPa	
resistenza di calcolo a taglio	fvd	4.03	MPa	
verifica: τd≤fvd		0.69	**OK**	
Verifica a flessione incendio				
momento flettente	MSd	36	kNm	
modulo resistente	W	0.00	m3	
resistenza di calcolo a flessione	fmd	27.60	MPa	
tensione di calcolo	σm,d	17.22	MPa	
verifica: σm,0,d≤fmd		0.62	**OK**	

Le principali verifiche risultano soddisfatte.

7.2.4 VERIFICA PILASTRO LIGNEO

All'angolo SUD-EST del fabbricato oggetto della presente relazione è presente un pilastro a sostegno delle pareti di tamponamento superiori in legno lamellare in classe GL24h. Tale pilastro ha sezione 32x36cm ed è alto circa 5.4 m, avendo base a quota 0, circa e dovendo arrivare a quota del primo solaio ligneo. Agli elementi lignei, alle piastre e alle pareti è richiesta una resistenza al fuoco REI 60'.

Si riportano di seguito le principali verifiche condotte per tale elemento.

VERIFICHE LEGNO - PILASTRO			
Materiali:			
Legno		Legno lamellare incollato	
Classe		GL24h	
Resistenza a flessione	fmk	24.00	MPa
Resistenza a trazione parallela	ft,0,k	19.20	MPa
Resistenza a trazione perpendicolare	ft,90,k	0.50	MPa
Resistenza a compressione parallela	fc,0,k	24.00	MPa
Resistenza a compressione perpendicolare	fc,90,k	2.50	MPa
Resistenza a taglio	fv,k	3.50	MPa
Modulo elastico parallelo medio	E0,mean	11500	MPa
Modulo elastico parallelo caratteristico	E0,05	9600	MPa
Modulo elastico perpendicolare medio	E90,mean	300.0	MPa
Modulo elastico tangenziale medio	G,mean	650.00	MPa
Massa volumica	ρk	385.00	kg/mc
Classe di servizio		1	
Classe di durata del carico		azione breve durata	
Coefficiente correttivo per durata del carico e umidità	kmod	0.9	
Coefficiente correttivo per durata del carico	kdef	0.6	
Coefficiente amplificativo resistenza	kh	1.10	
Combinazione di carico		SLU_comb. fondam. - legno lamellare incollato	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	γm	1.45	
Coefficiente di combinazione	Ψ2	0.00	
Geometria:			
Altezza PT	hPT	5.40	m
larghezza PT	bPT	0.32	m
altezza PT	hPT	0.24	m
area PT	APT	7.68E-02	m2
Sollecitazioni:			
Sforzo Assiale SLU BASE	Nslu,base	98	kN
Sforzo Assiale INCENDIO BASE	Nfire,base	64	kN
Verifica a compressione base pilastro			
Sforzo Assiale	NSd	97.50	kN
Resistenza a compressione parallela alle fibre	fc,o,d	14.90	Mpa
Tensione di progetto a compressione	σc,o,d	1.27	Mpa
Coefficiente bc	βc	0.10	[-]
Snellezza	λ	77.94	[-]
Snellezza relativa	λrel,c	1.24	[-]
Coefficiente K	K	1.32	[-]
Coefficiente Kcrit	Kcrit	0.57	[-]
Resistenza a compressione parallela alle fibre per carico di punta	fc,o,d,punta	8.48	[Mpa]
verifica: σc,0,d≤fc,0,d,punta		0.15	OK

Verifica resistenza al fuoco base pilastro			
Coefficiente correttivo per durata del carico e umidità	kmod,fi	1.00	
Combinazione di carico		SLU_comb. eccezionali	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	γm	1.00	
tipologia		Legno lamellare incollato	
fattore di conversione frattile 20 -valore caratteristico	kfi	1.15	
tempo di esposizione al fuoco	t	60	min
ritardo inizio carbonizzazione per presenza rivestimenti	tchar	0	min
tipologia		Conifere e faggio - legno lamellare ρ≥290 kg/mc	
velocità di carbonizzazione convenzionale	βn	0.7	mm/min
profondità di carbonizzazione convenzionale	d,char,n	42	mm
trattamento superficiale		superficie non protetta	
coefficiente	k0	1.00	
profondità strato per cui si assume resistenza e rigidezza nulla	d0	7	mm
profondità di carbonizzazione efficace	def	49	mm
Sezione residua			
larghezza residua	b,fi	0.27	m
altezza residua	h,fi	0.19	m
area residua	A,fi	5.18E-02	m2
Sollecitazioni combinazione incendio:			
Sforzo Assiale	NSd,fi	64	kN
Verifica a compressione pilastro incendio			
Sforzo Assiale	NSd,fi	63.80	kN
Resistenza a compressione parallela alle fibre incendio	fc,o,k,fi	27.60	Mpa
Modulo elastico parallelo incendio	E0,05,fi	11040	MPa
Tensione di progetto a compressione incendio	σc,o,d,fi	1.23	Mpa
Coefficiente bc	βc	0.10	[-]
Snellezza	λ,fi	97.94	[-]
Snellezza relativa	λrel,c,fi	1.56	[-]
Coefficiente K	K,fi	1.78	[-]
Coefficiente Kcrit	Kcrit,fi	0.38	[-]
Resistenza a compressione parallela alle fibre per carico di punta incendio	fc,o,d,punta,fi	10.48	[Mpa]
verifica: σc,0,k,fi≤fc,0,d,punta,fi		0.12	**OK**

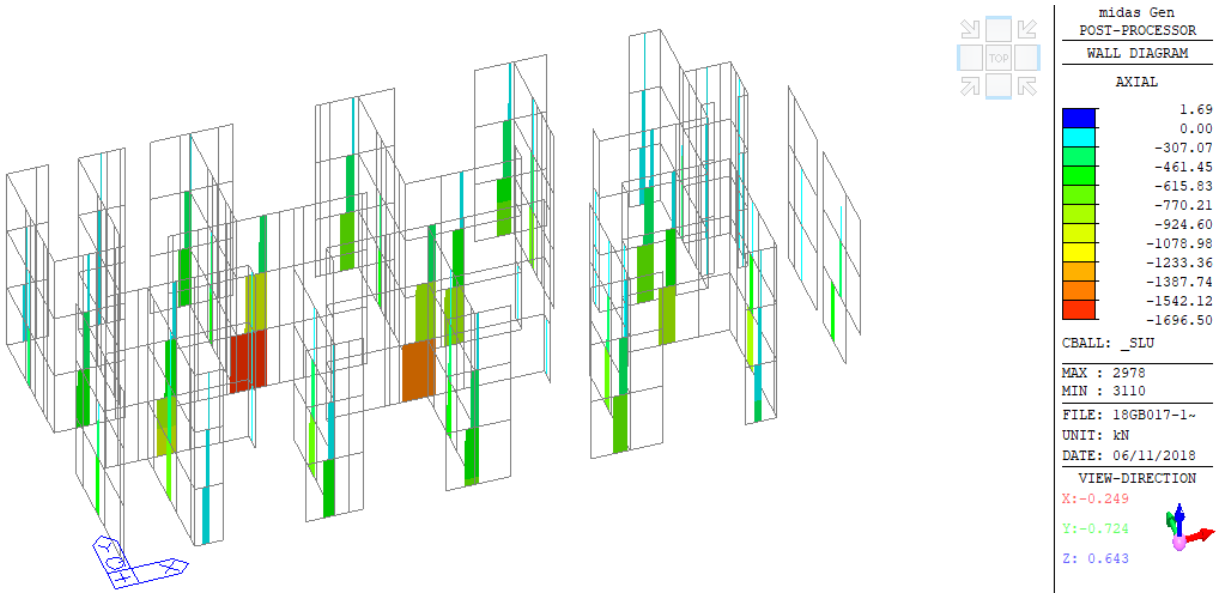
Le principali verifiche risultano soddisfatte.

7.2.5 VERIFICA STATICA PARETI LIGNEE (XLAM)

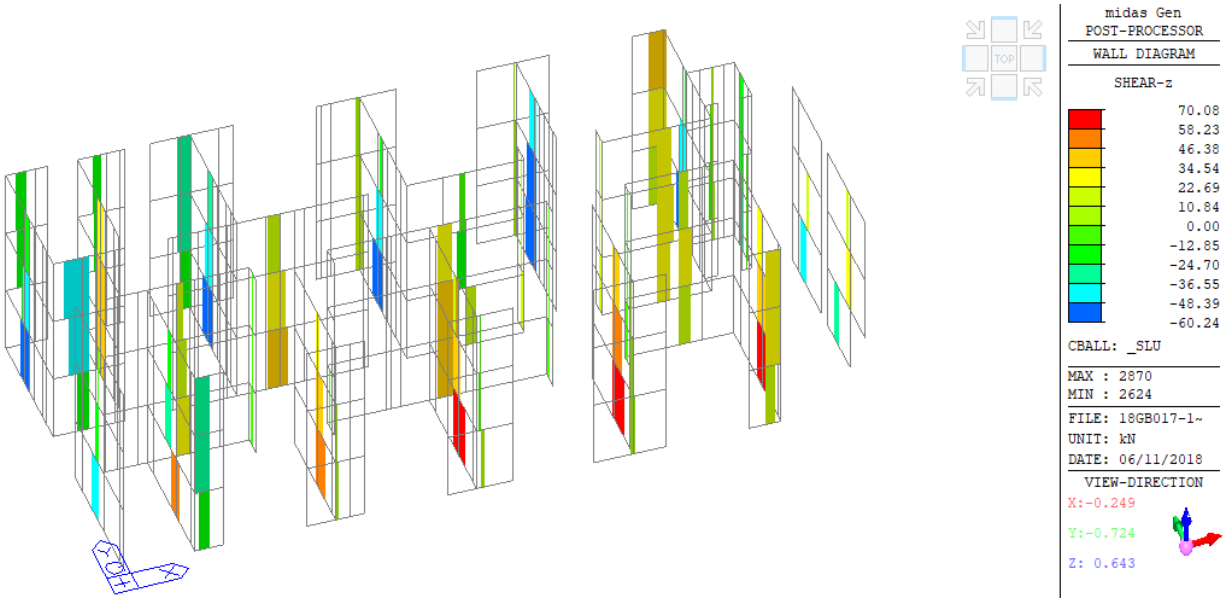
Le pareti lignee dell'edificio sono realizzate mediante pannelli in Xlam in classe GL24h. Alcune pareti lungo il lati corti perimetrali sono realizzate con pannelli a più interpiani, mentre in generale, le pareti interne, o di appoggio del solaio in lamellare sdraiato sono ad altezza interpiano. Le pareti sono realizzate a 5 strati con lamelle esterne disposte verticalmente.

Si riportano delle immagini delle sollecitazioni delle pareti lignee in condizioni statiche.

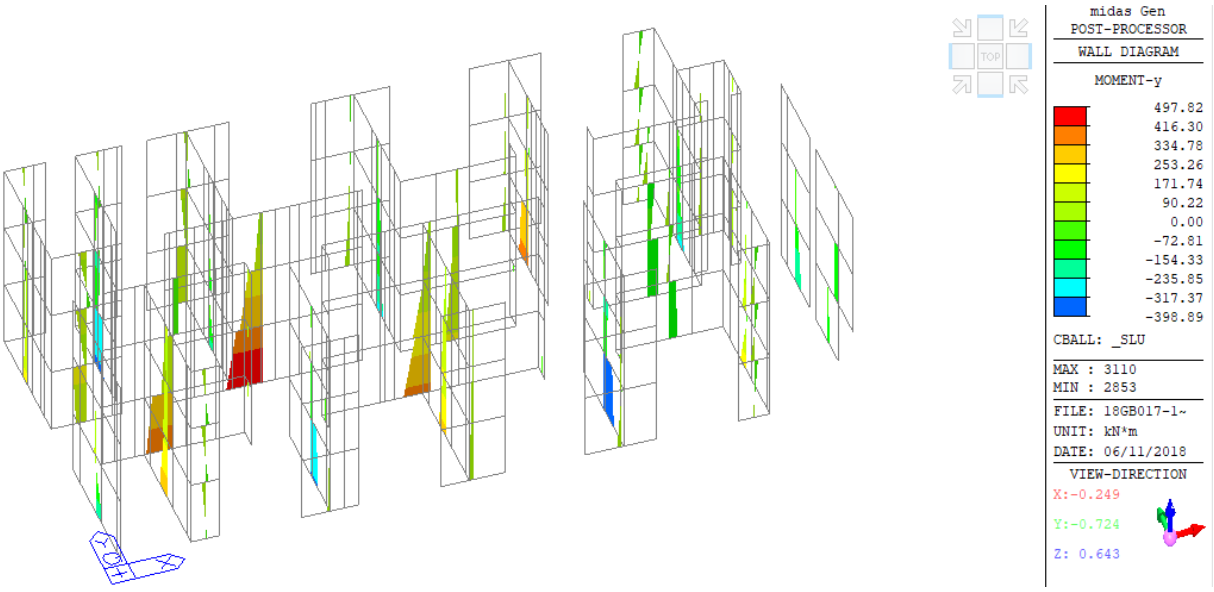
- SFORZO ASSIALE



- SFORZO TAGLIANTE



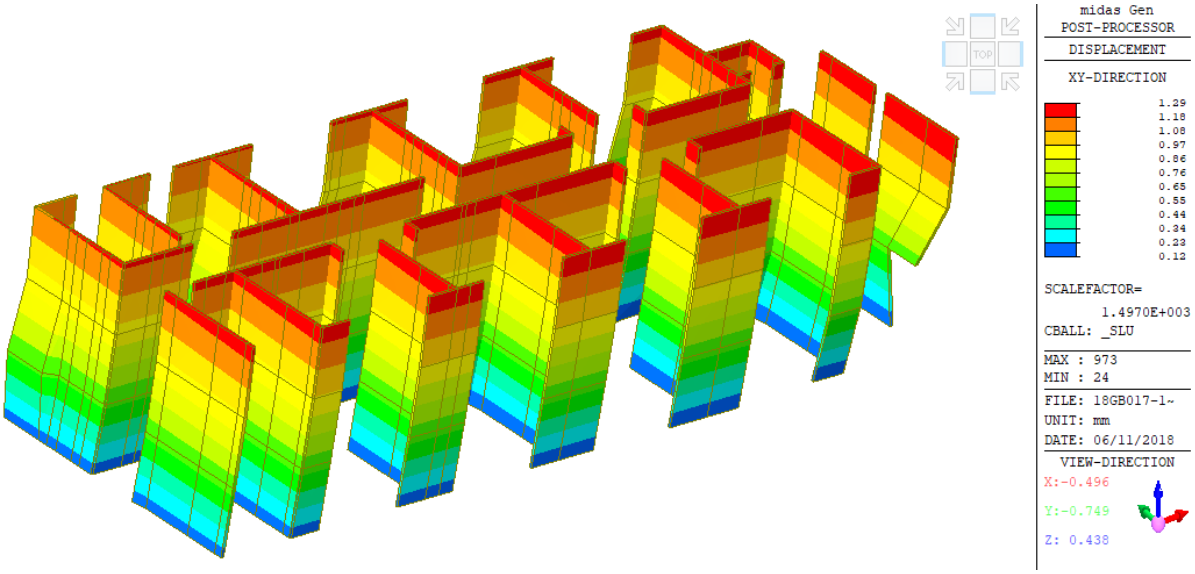
- SFORZO FLETTENTE



Tali valori sono molto inferiori a quelli derivanti dall'azione sismica, quindi il vento in realtà risulta essere meno gravoso dell'azione sismica.

Si riportano le deformazioni del piano dovute all'azione del vento.

- SPOSTAMENTI SLU



Lo spostamento massimo risulta pari a circa 1.5 mm e quindi compatibile con i valori limite previsti dalla normativa.

Si riportano le verifiche per le sollecitazioni più elevate.

Sezione

Definita dall'utente | Prodotti XLAM con omologazione | Le mie stratigrafie XLAM

Numero di lamelle 5

Lamella	Altezza	Orientazione	Materiale
1	40 mm	90	GL24h*
2	19 mm	0	GL24h*
3	40 mm	90	GL24h*
4	19 mm	0	GL24h*
5	40 mm	90	GL24h*

Larghezza 1.000 mm Altezza 158 mm

Rapporto spessore/larghezza delle lamelle t/a 1:4

Incendio

☑ Fuoco sul lato destro

☐ Fuoco sul lato sinistro

Tempo di resistenza al fuoco 60 Minuti

☐ Sistema di protezione antincendio

☐ Colla resistente al fuoco

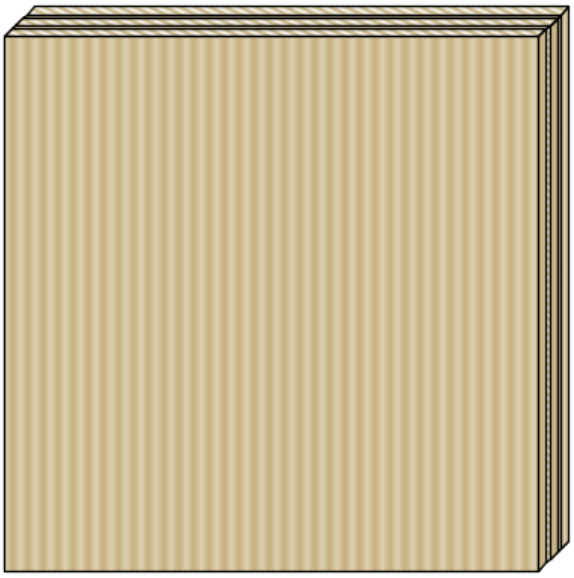
☑ Considerare il distacco degli strati

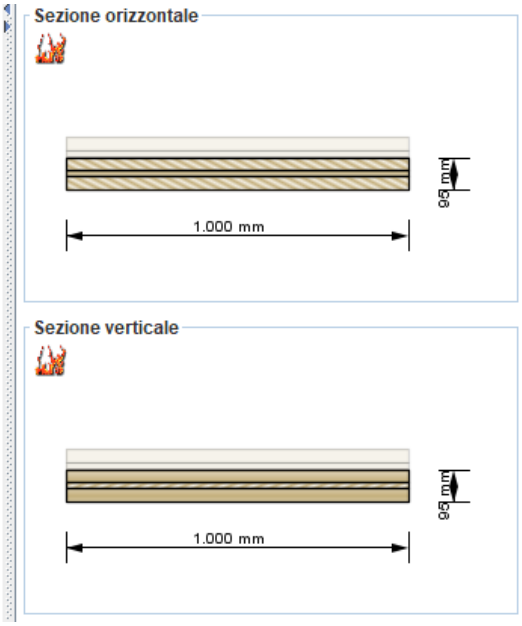
☐ Senza interstizi o con incollatura laterale delle lamelle

k_{fire} 1,15

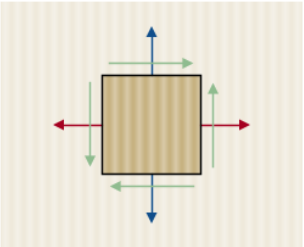
d_0 7 mm

Velocità di combustione 0,80 mm/min





Sforzi interni

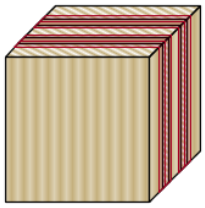


$n_{xy,d}$ 21,7 kN/m

Spessore ideale

RVSE	t_i^*
1	19 mm
2	19 mm
3	19 mm
4	19 mm
Σt_i^*	76 mm

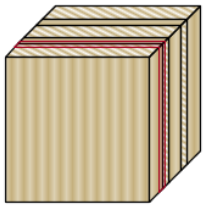
Spessore ideale totale



Tensioni nell'elemento ideale (RVSE)

Tensione nominale ideale	$\tau_{0,d}^*$	0,29 N/mm²
Tensione di taglio della lamella	$\tau_{v,d}^*$	0,57 N/mm²
Tensione di taglio torsionale nella superficie incollata	$\tau_{T,d}^*$	0,1 N/mm²

RVSE rilevante



Coefficienti di calcolo

k_{mod}	0,9
V_M	1,5
Larghezza della lamella	160 mm

Grado di sfruttamento

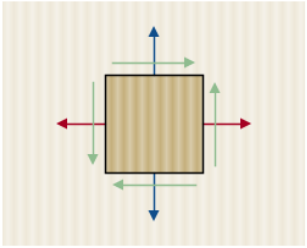
Forza di taglio n_{xy} (Meccanismo I - Taglio)	$\eta_{nxy,V}$	19 %
Forza di taglio n_{xy} (Meccanismo II - Torsione)	$\eta_{nxy,T}$	6,8 %

Secondo ETA-09/0036 e ETA-08/0242

Forza di taglio n_{xy} (Meccanismo I - Taglio)	$\eta_{nxy,V}$	19 %
Forza di taglio n_{xy} (Meccanismo II - Torsione)	$\eta_{nxy,T}$	6,8 %

Incendio

Sforzi interni

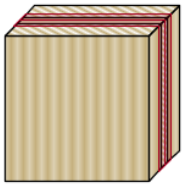


$n_{xy,d}$ 13,2 kN/m

Spessore ideale

RVSE	t_i^*
1	19 mm
2	19 mm
Σt_i^*	38 mm

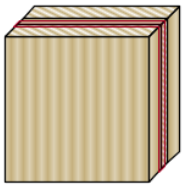
Spessore ideale totale



Tensioni nell'elemento ideale (RVSE)

Tensione nominale ideale	$\tau_{0,d,fi}^*$	0,35 N/mm²
Tensione di taglio della lamella	$\tau_{v,d,fi}^*$	0,69 N/mm²
Tensione di taglio torsionale nella superficie incollata	$\tau_{T,d,fi}^*$	0,12 N/mm²

RVSE rilevante



Coefficienti di calcolo

$k_{mod,fi}$	1
$V_{M,fi}$	1,00
Larghezza della lamella	160 mm

Grado di sfruttamento per il caso incendio

Forza di taglio n_{xy} (Meccanismo I - Taglio)	$\eta_{nxy,fi}$	13,9 %
Forza di taglio n_{xy} (Meccanismo II - Torsione)	$\eta_{nxy,T,fi}$	5 %

Secondo ETA-09/0036 e ETA-08/0242

Forza di taglio n_{xy} (Meccanismo I - Taglio)	$\eta_{nxy,V,fi}$	13,9 %
Forza di taglio n_{xy} (Meccanismo II - Torsione)	$\eta_{nxy,T,fi}$	5 %

Sezione

Definita dall'utente | Prodotti XLAM con omologazione | Le mie stratigrafie XLAM

Numero di lamelle 5

Lamella	Altezza	Orientazione	Materiale
1	40 mm	0	GL24h*
2	19 mm	90	GL24h*
3	40 mm	0	GL24h*
4	19 mm	90	GL24h*
5	40 mm	0	GL24h*

Larghezza 1.000 mm — Altezza 158 mm

Rapproto spessore/larghezza delle lamelle t/a 1:4

Beta! Ottimizzazione della stratigrafia...

Incendio

- [x] Incendio sul lato superiore
- [ ] Incendio sul lato inferiore

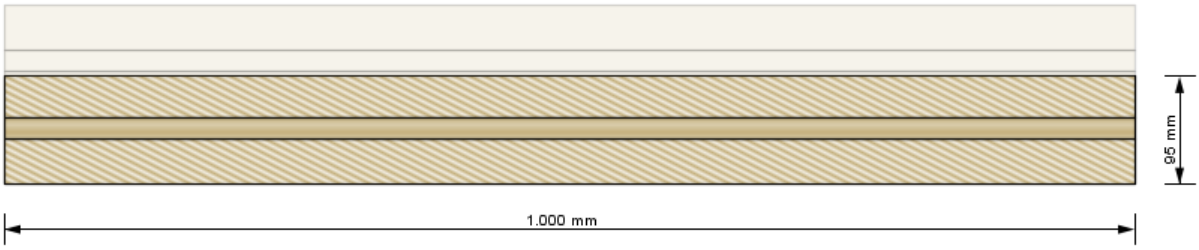
Tempo di resistenza al fuoco 60 Minuti

- [ ] Sistema di protezione antincendio
- [ ] Colla resistente al fuoco
- [x] Considerare il distacco degli strati
- [ ] Senza interstizi o con incollatura laterale delle lamelle

k_{fire} 1,15

d_0 7 mm

Velocità di combustione 0,80 mm/min



Sforzi interni secondo

Teoria del primo ordine | Teoria del secondo ordine

Sforzi interni

M_d 2 kN·m

N_d -1.030 kN

V_d 21,6 kN

Coefficienti di calcolo

k_{mod} 0,9

V_M 1,5

k_l 1,1

Stabilità

Lunghezza di libera inflessione 3,4 m

k_c 0,64

$k_{c,incendio}$ 0,29

Incendio

Sforzi interni

M_d 0 kN·m

N_d -554 kN

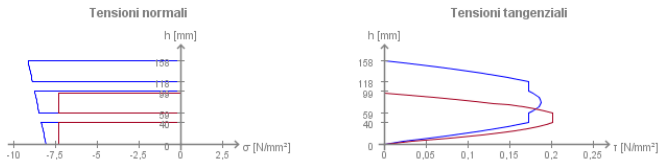
V_d 13,2 kN

Coefficienti di calcolo

$k_{mod,fi}$ 1

$V_{M,fi}$ 1,00

Distribuzione delle tensioni



Grado di sfruttamento

Pressoflessione / Tensoflessione η_{M+N} 96,5 %

Taglio η_V 23,1 %

Incendio

Pressoflessione / Tensoflessione $\eta_{M+N,fi}$ 92,3 %

Taglio $\eta_{V,fi}$ 14 %

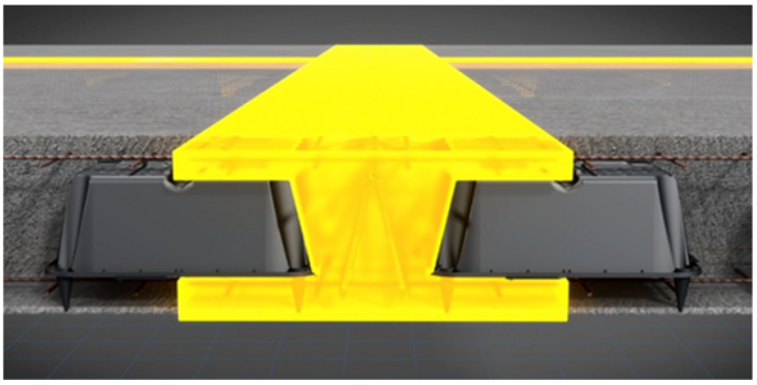
Dettagli

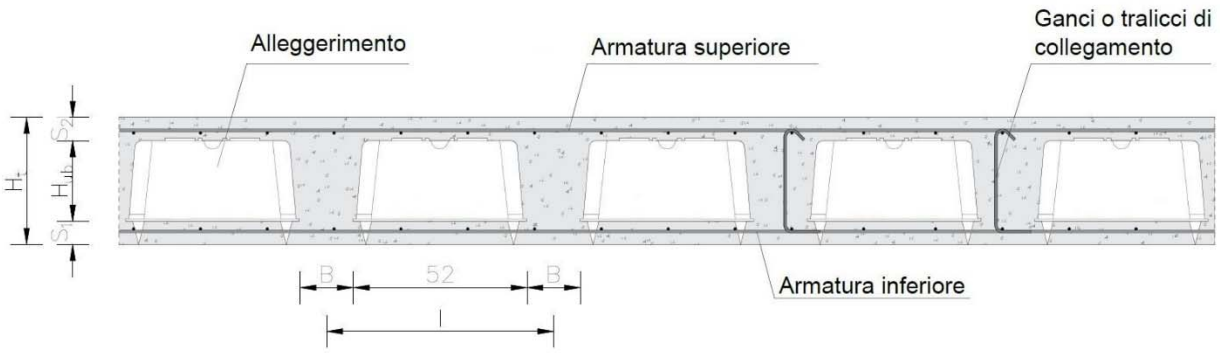
Le principali verifiche risultano soddisfatte.

7.2.6 VERIFICA SOLAIO ALLEGGERITO IN CALCESTRUZZO ARMATO

Nell'edificio oggetto della presente relazione, si è ritenuto opportuna la realizzazione di una soletta in calcestruzzo alleggerita attraverso l'interposizione di casseri in propilene riciclato. Tale tecnica costruttiva determina la formazione di sezioni resistenti costituite da nervature ortogonali ad "I" chiuse superiormente ed inferiormente da lastre piene. Solette così realizzate permettono un notevole risparmio di calcestruzzo ed acciaio in virtù della diminuzione di peso rispetto ad una soletta piena di pari spessore.

Si riportano due immagini esplicative del sistema utilizzato per la realizzazione della soletta alleggerita.



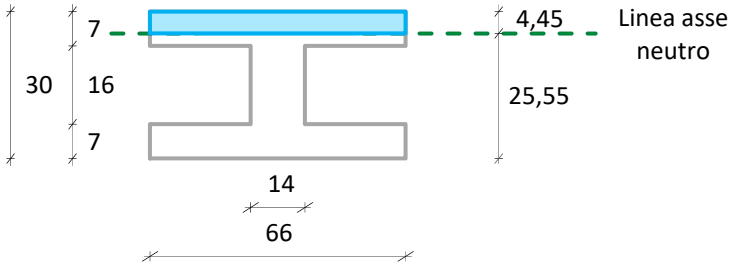


In particolare per l'edificio in oggetto è stato previsto uno spessore complessivo di 30 cm realizzato con casseri di altezza 16 cm e soletta inferiore e superiore di spessore 7 cm. Le nervature tra i casseri polimerici avranno larghezza pari a 16 cm. L'interasse delle nervature risulta apri a circa 68 cm. Il comportamento della struttura sotto l'azione dei carichi verticali è stato simulato e studiato tramite modellazione agli elementi finiti F.E.M. schematizzando la struttura del solaio alleggerito con elementi bidimensionali (Shell) con momento d'inerzia per unità di lunghezza pari a quelli della struttura effettivi, peso pari alla sezione depurata dai vuoti, ed area di taglio della sezione alleggerita.

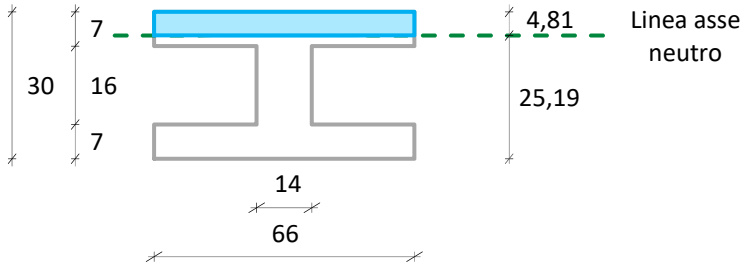
Si riportano schemi, tabelle riepilogative e immagini relative ai risultati ottenuti.

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE			**AREA ACCIAIO A_S [cm²/m]**	**MOMENTO RESISTENTE M_R [kNm/m]**
Momento massimo positivo direzione X	M_{xx}^+ [kNm/m]	96	16,84	147
Momento massimo negativo direzione X	M_{xx}^- [kNm/m]	104	18,21	165
Momento massimo positivo direzione Y	M_{yy}^+ [kNm/m]	34	16,84	137
Momento massimo negativo direzione Y	M_{yy}^- [kNm/m]	35	18,21	163
Taglio resistente senza armatura	$V_{rd,c}$ [kN]	23	$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_{l \cdot f_{ck}}\right)^{1/3} \cdot b_w \cdot d$	
Punzonamento, resistenza senza armatura	$V_{rd,c}$ [MPa]	0,58	$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_{l \cdot f_{ck}}\right)^{1/3} \geq \left(v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right)$	
Freccia massima in campata*	F [mm]	4,32	*Calcolata per la combinazione quasi permanente	

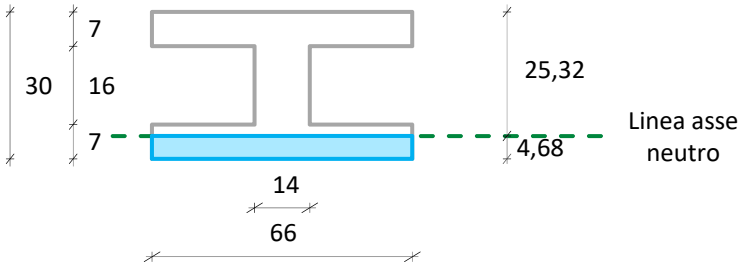
- Sezione tipo Mxx positivo



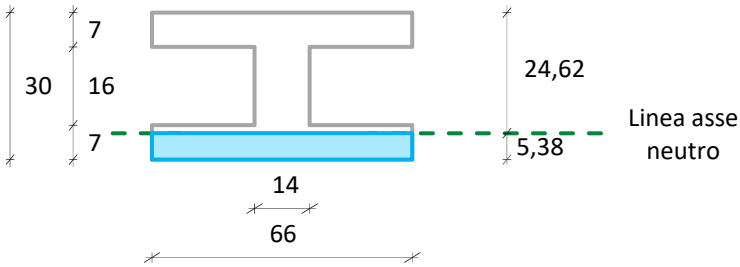
- Sezione tipo Myy positivo



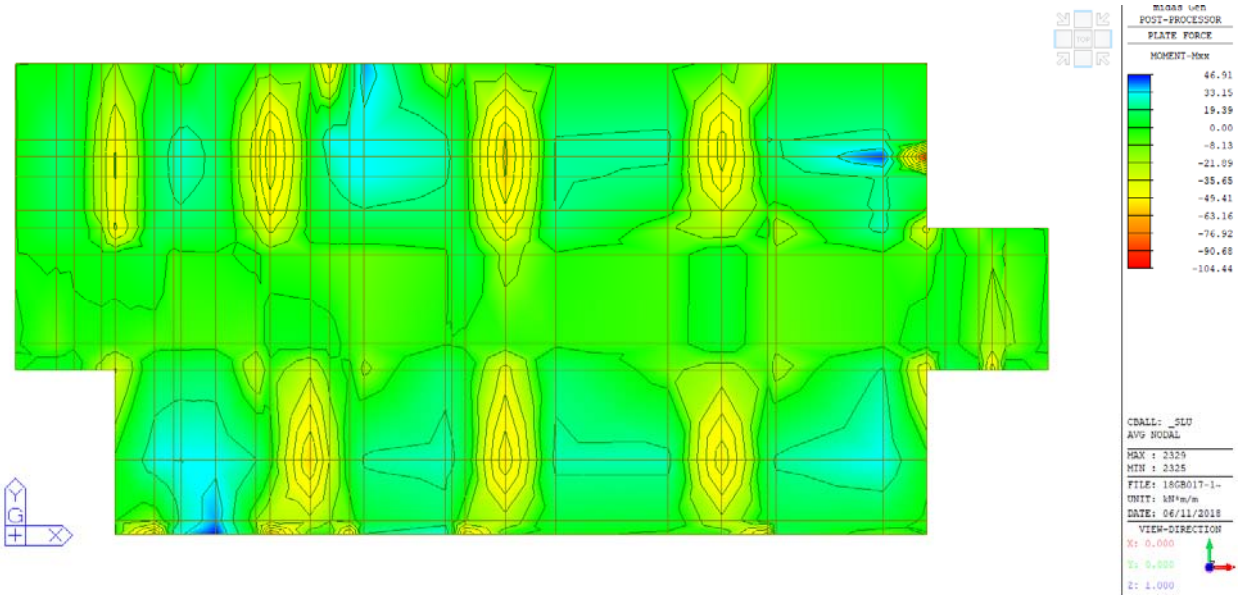
- Sezione tipo Mxx negativo



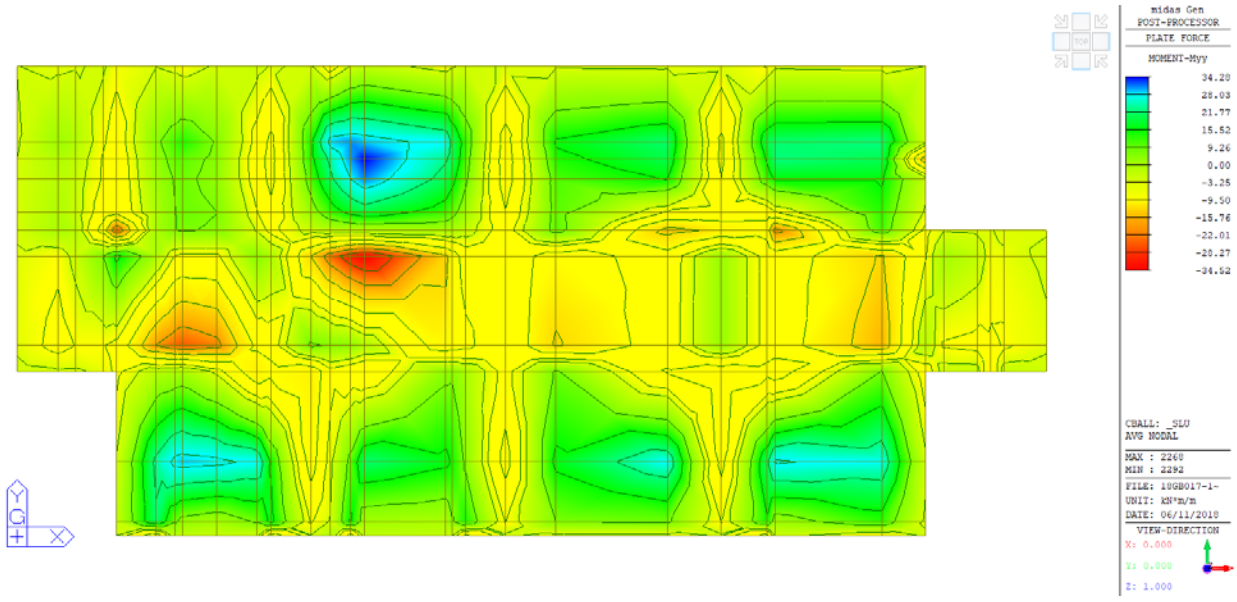
- Sezione tipo Myy negativo



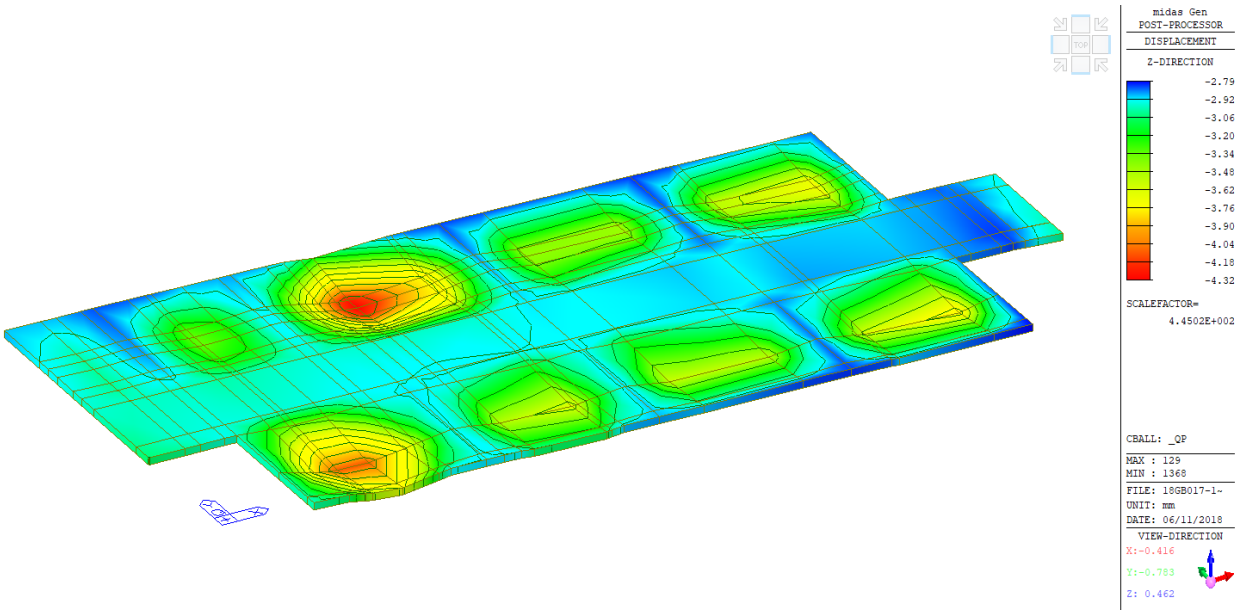
- Momenti flettenti M_{XX} [kNm/m]



- Momenti flettenti M_{YY} [kNm/m]

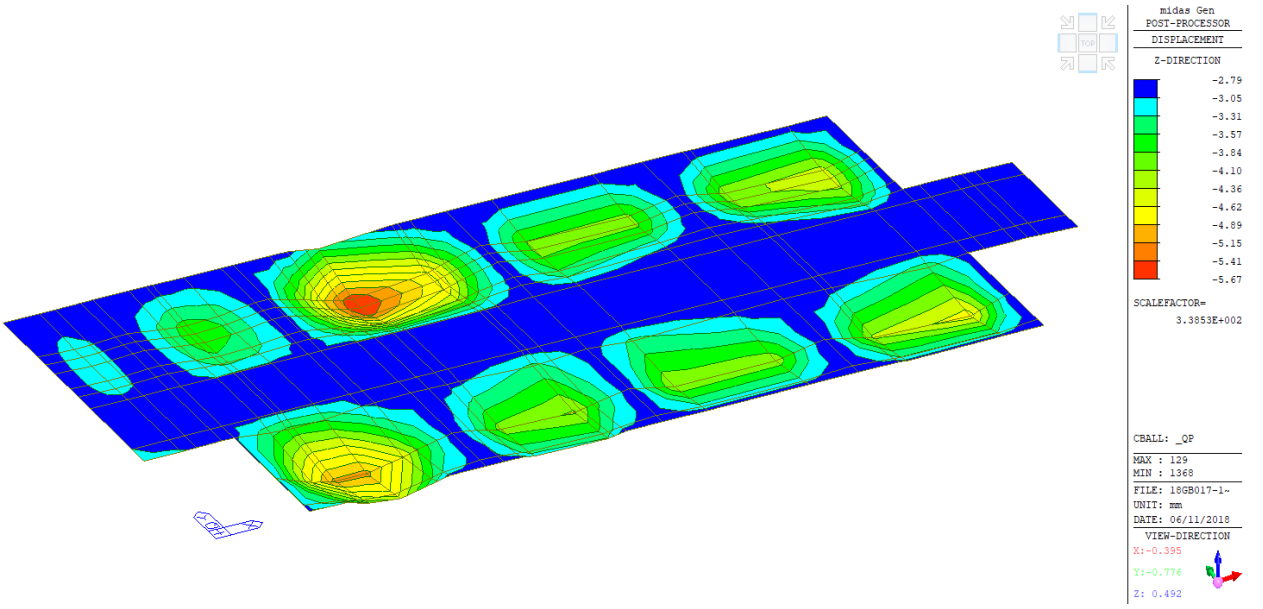


- Deformazione elastica $f_{Y,QP,ELASTICA}$ [mm]



	Deformata elastica Combinazione Quasi Permanente	Distanza tra i relativi appoggi (2L in caso di sbalzi)		Verifica L/1000
$f_{Y,QP,ELASTICA}$	4,32 [mm]	9,27 [m]	L / 2145	OK

- Deformazione a lungo termine $f_{Y,QP,FLUAGE}$ [mm] – Coefficiente fluage pari a 2,0



	Deformata a lungo termine Combinazione Quasi Permanente	Distanza tra i relativi appoggi (2L in caso di sbalzi)		Verifica L/250
$f_{Y,QP,FLUAGEA}$	5,67 [mm]	9,27 [m]	L / 1635	OK

7.3 *VERIFICA DINAMICA DELLE STRUTTURE*

In questo capitolo si procede alla verifica sismica della struttura in relazione al suo comportamento sotto l'azione dinamica prodotta dal sisma. Le strutture che consentono il controventamento strutturale sotto carichi orizzontali sono principalmente le pareti in Xlam alle quali viene associata la maggior parte della capacità dissipativa della struttura stessa, e in via inferiore anche ai setti del piano seminterrato.

Si riportala tabella riepilogativa dei modi di vibrare considerati e le rispettive percentuali di partecipazione modale.

EIGENVALUE ANALYSIS								
Mode No	Frequency (rad/sec)	Frequency (cycle/sec)	Period (sec)	Tolerance				
1	27.8094	4.4260	0.2259	2.7819e-055				
2	32.3530	5.1491	0.1942	6.7946e-054				
3	36.6129	5.8271	0.1716	2.2649e-053				
4	83.0261	13.2140	0.0757	1.1662e-044				
5	93.2558	14.8421	0.0674	1.0192e-043				
6	105.7151	16.8251	0.0594	3.1033e-043				
7	128.0249	20.3758	0.0491	1.4065e-040				
8	138.9450	22.1138	0.0452	2.5190e-040				
9	158.8723	25.2853	0.0395	2.0009e-040				
10	264.4564	42.0895	0.0238	8.1796e-039				
11	320.3690	50.9883	0.0196	2.0044e-038				

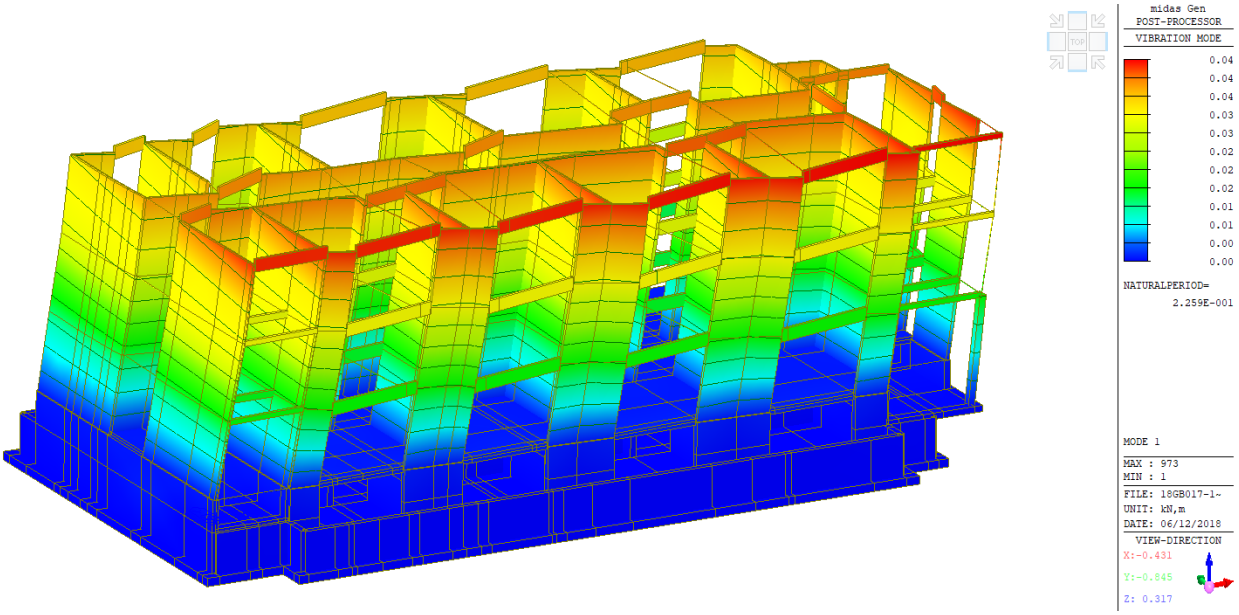
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	51.4025	51.4025	0.4106	0.4106	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.8067	0.8067
2	0.8187	52.2212	46.8826	47.2932	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	5.1053	5.9120
3	0.3805	52.6017	5.5684	52.8616	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	47.3186	53.2306
4	8.0968	60.6985	0.0612	52.9228	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1283	53.3589
5	0.0838	60.7823	6.4130	59.3358	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5439	53.9028
6	0.0940	60.8763	0.2969	59.6327	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	6.8945	60.7973
7	1.2065	62.0829	0.0042	59.6369	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0130	60.8103
8	0.0038	62.0867	0.9197	60.5566	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0287	60.8389
9	0.0259	62.1126	0.0049	60.5615	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.9063	61.7453
10	37.7781	99.8907	0.0012	60.5626	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0970	61.8423
11	0.0085	99.8992	38.2458	98.8084	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.0052	62.8475

Come si nota, con 11 modi di vibrare si raggiungono le percentuali di massa mobilitata necessarie per effettuare l'analisi modale della struttura.

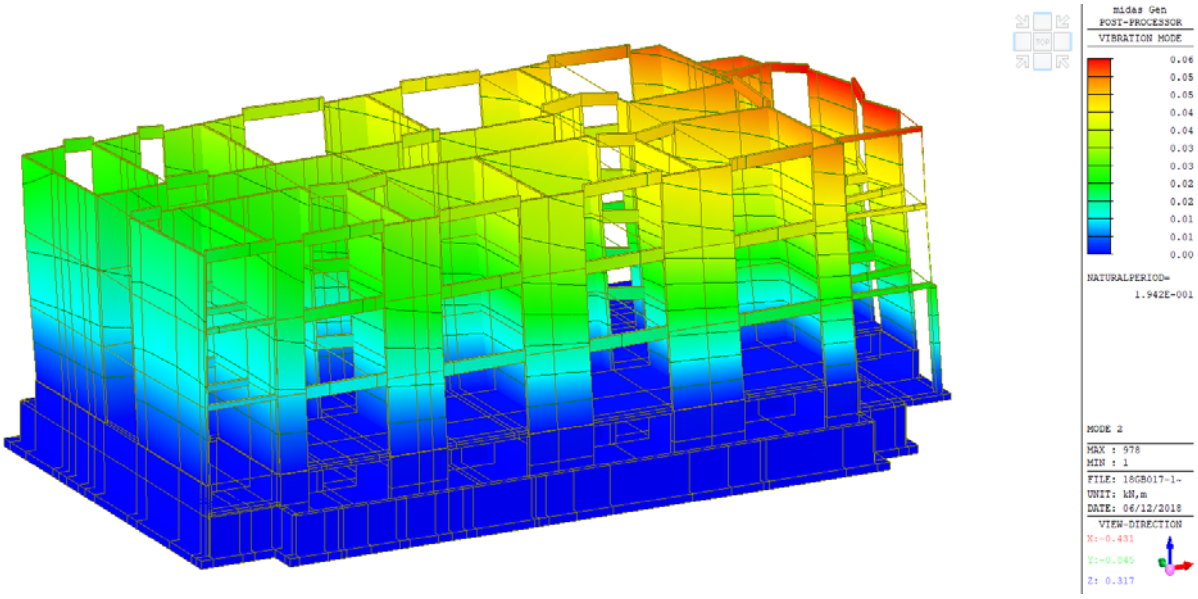
Dall'analisi dei modi di vibrare si possono riconoscere i due modi traslazionali in X (1° modo) e in Y (2°modo) ed inoltre il modo rotazionale corrispondente al 3° modo.

Si riportano le immagini dei primi tre modi di vibrare, caratteristici del comportamento dinamico della struttura.

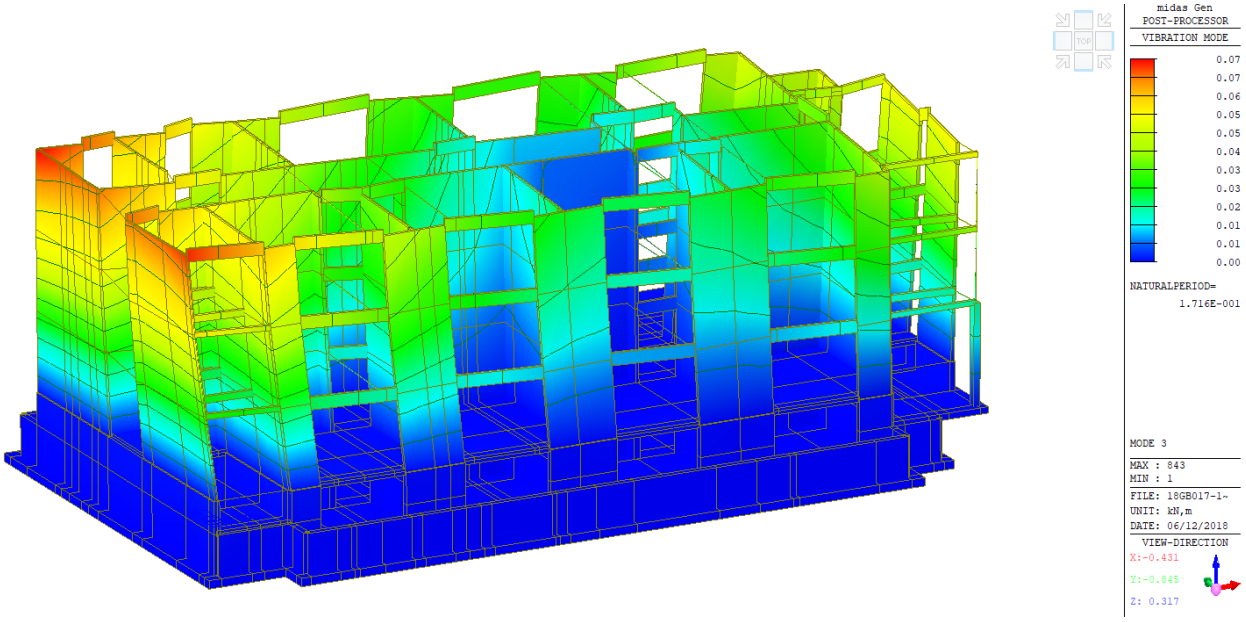
- Primo modo di vibrare – T_1=0.2259 [s] – Traslazionale X



- Secondo modo di vibrare – T_2=0.1942 [s] – Traslazionale Y



- Terzo modo di vibrare – T_3=0.1716 [s] – Rotazionale



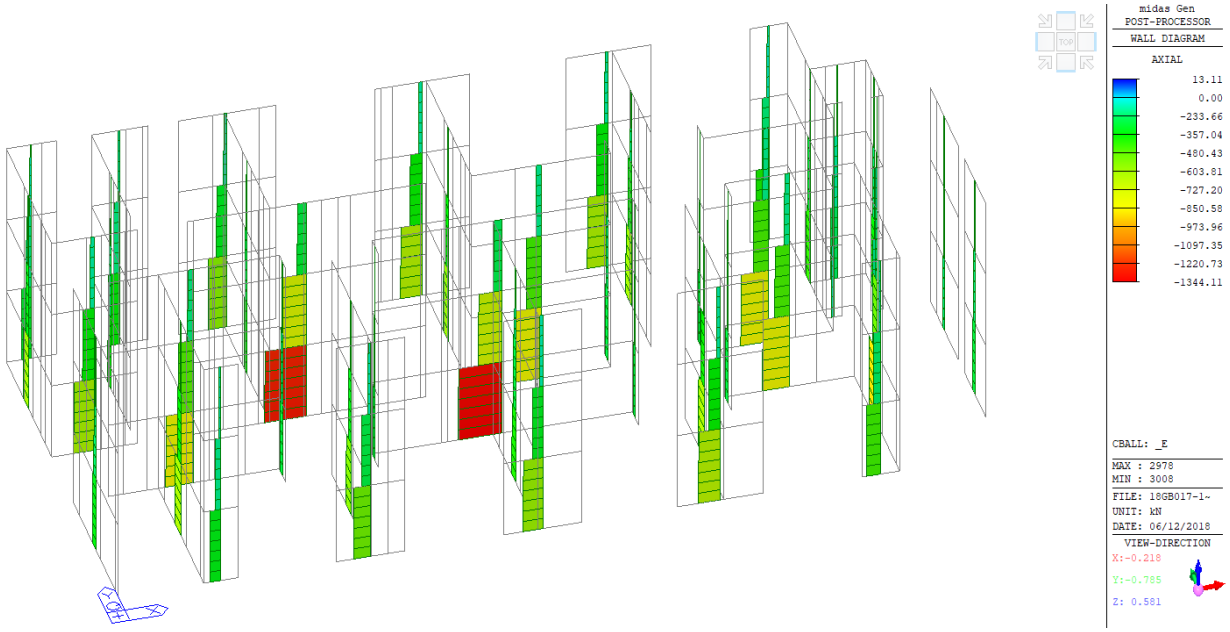
Attraverso l'impostazione nel modello degli spettri di progetto, e l'attribuzione delle masse sismiche previste per la combinazione sismica è stata possibile l'analisi del sistema di pareti dell'edificio in oggetto.

Si riportano le principali verifiche delle pareti in Xlam e calcestruzzo armato dell'edificio in oggetto.

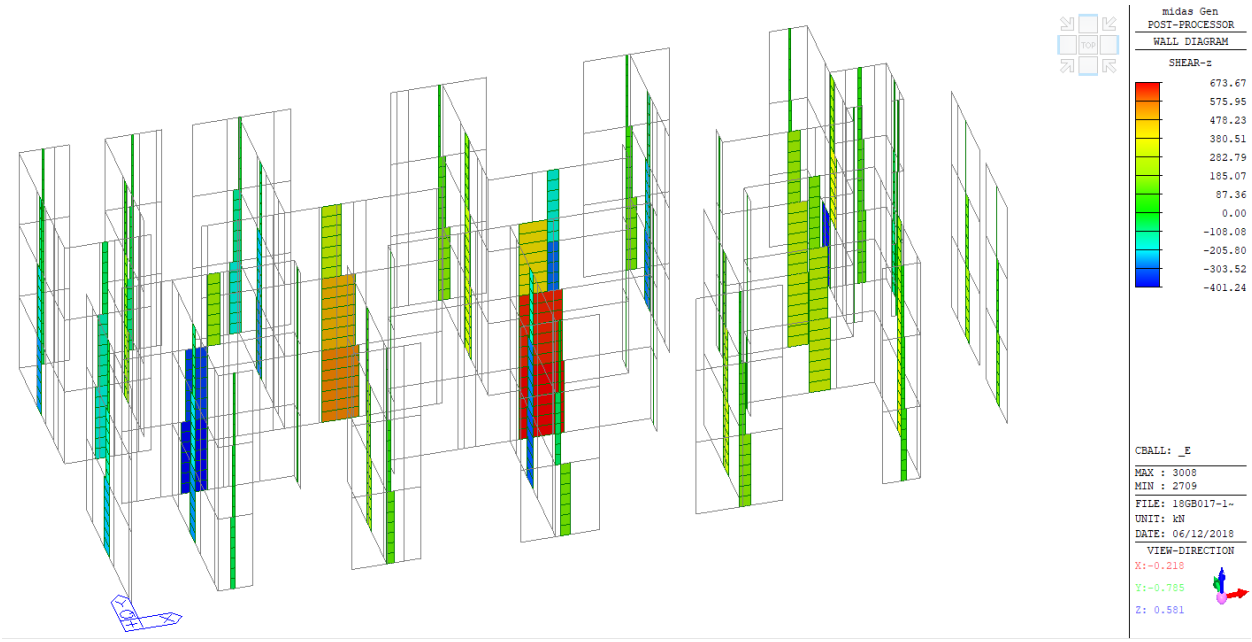
7.3.1 VERIFICA SISMICA PARETI IN XLAM

In questo capitolo si riportano i diagrammi di sollecitazione sugli elementi costituenti le pareti in Xlam dell'edificio e le principali verifiche sezionali.

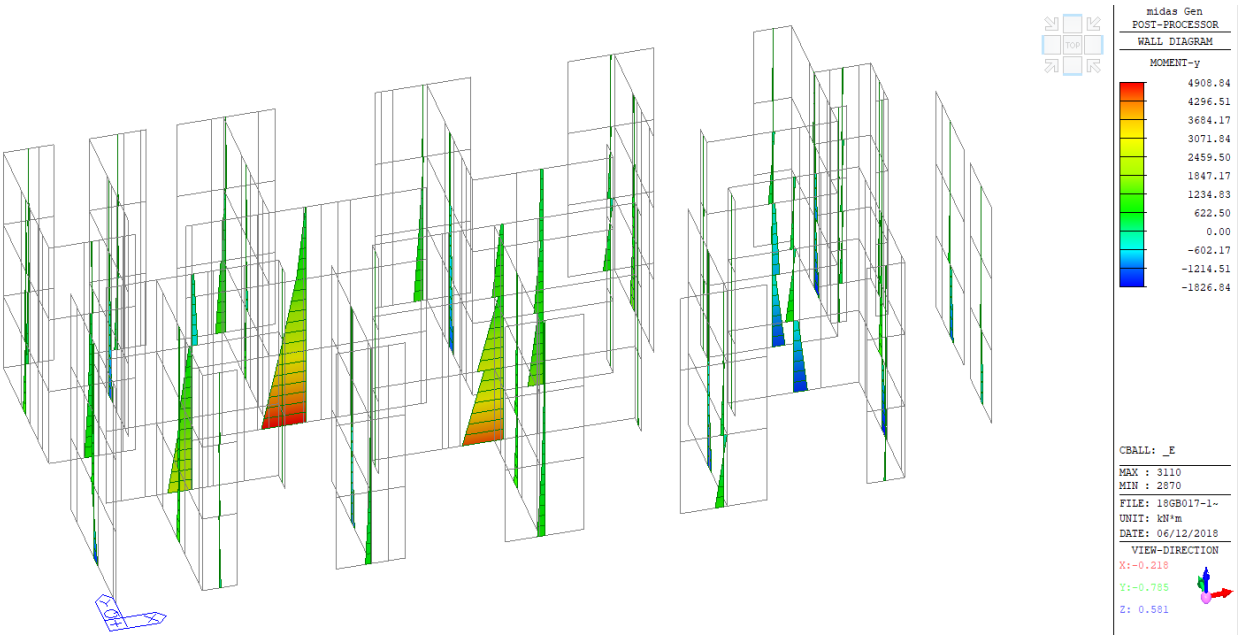
- SFORZO ASSIALE



- SFORZO TAGLIANTE

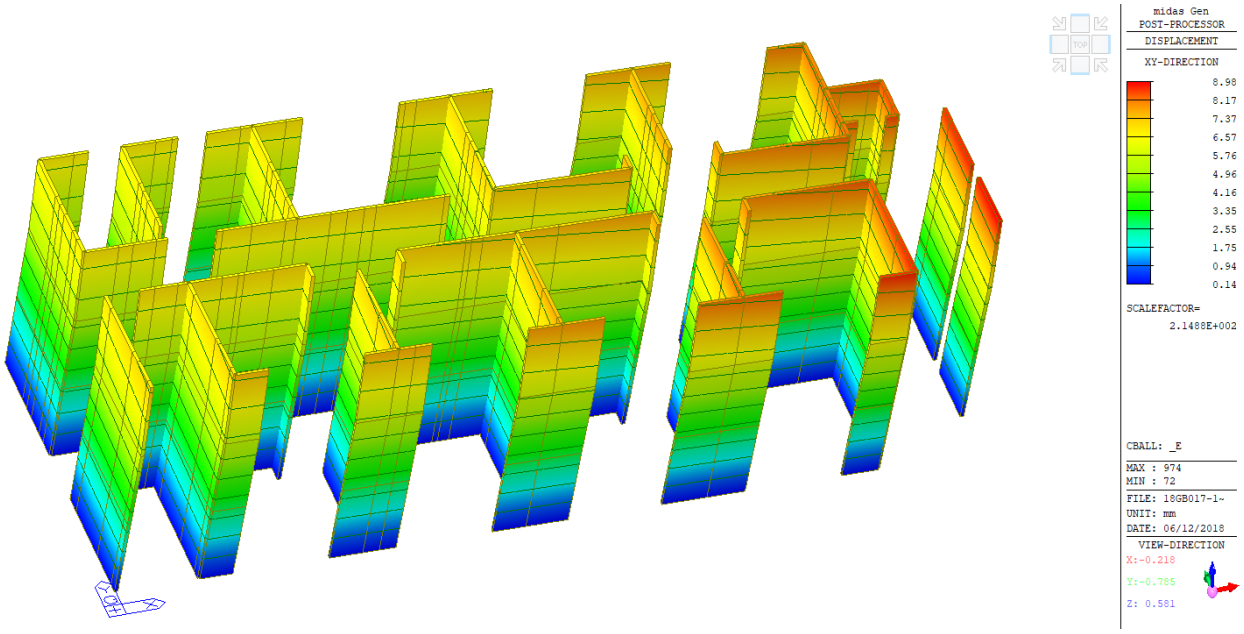


- SFORZO FLETTENTE



Attraverso tali valori si condurranno le principali verifiche sismiche sezionali delle pareti in Xlam. Si riportano le deformazioni del piano dovute all'azione sismica.

- SPOSTAMENTI SLV



Lo spostamento massimo risulta pari a circa 10 mm, tale valore dovrà essere moltiplicato per il fattore di struttura utilizzato per la riduzione dello spettro elastico allo SLV pari a 2. Ne deriva uno spostamento massimo pari a circa 20 mm e quindi compatibile con i valori limite previsti dalla normativa.

Lo spostamento massimo del blocco rimanente dopo la demolizione, verso il blocco aule Sud oggetto della presente relazione, può essere ricavato a partire dalla stima prevista nel capitolo §7.2.1 e pari a:

$$d_h = \frac{h}{100} * \beta$$

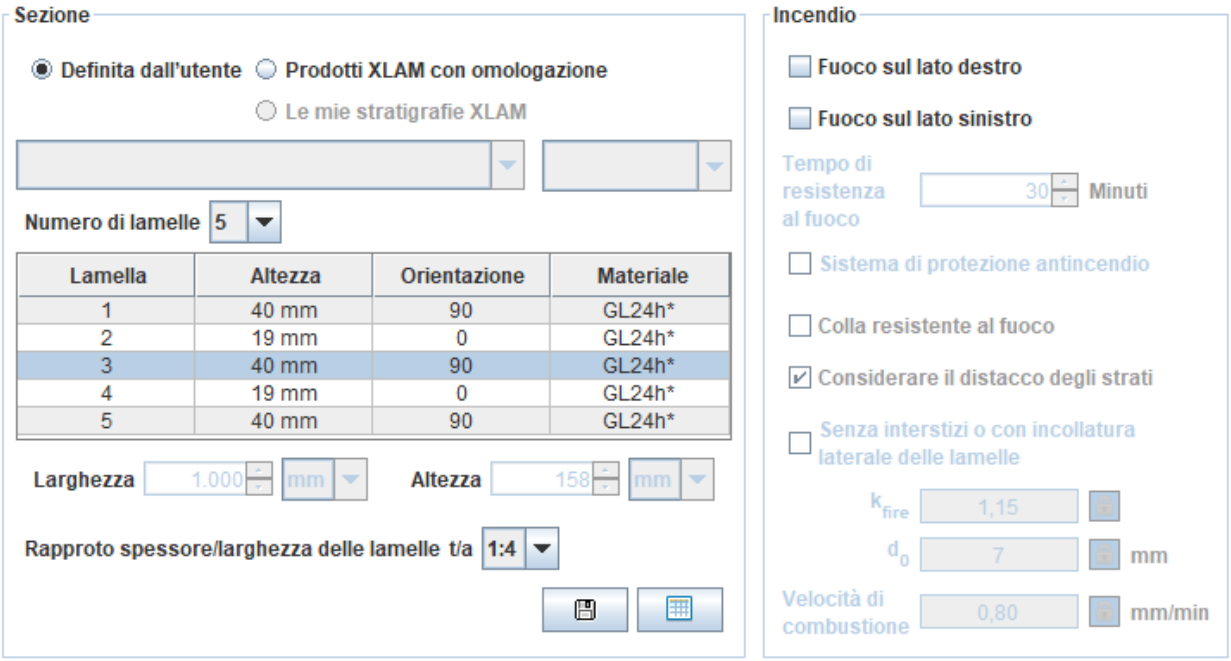
$$\beta = \frac{a_g * S_s * S_t}{g} = 0.194 * 1.2 * 1.2 = 0.3$$

Ne deriva quindi uno spostamento orizzontale massimo pari a:

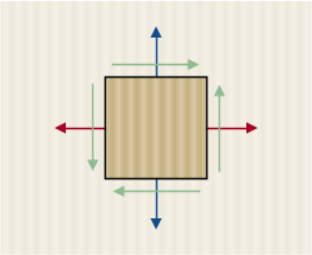
$$d_h = \frac{h}{100} * \beta = \frac{12.5}{100} * 0.3 = 0.05\text{m} = 50\text{mm}$$

Si ritiene quindi accettabile un valore di giunto minimo pari a 10cm. Verrà comunque adottato un giunto strutturale pari a 30cm.

Si riportano le verifiche delle pareti in Xlam.



Sforzi interni

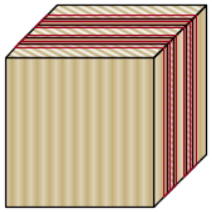


$n_{xy,d}$ 56,7 kN/m

Spessore ideale

RVSE	t_i^*
1	19 mm
2	19 mm
3	19 mm
4	19 mm
Σt_i^*	76 mm

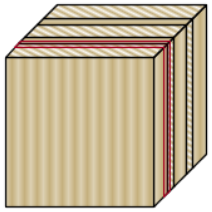
Spessore ideale totale



Tensioni nell'elemento ideale (RVSE)

Tensione nominale ideale	$\tau_{0,d}^*$	0,75 N/mm²
Tensione di taglio della lamella	$\tau_{v,d}^*$	1,49 N/mm²
Tensione di taglio torsionale nella superficie incollata	$\tau_{T,d}^*$	0,27 N/mm²

RVSE rilevante



Coefficienti di calcolo

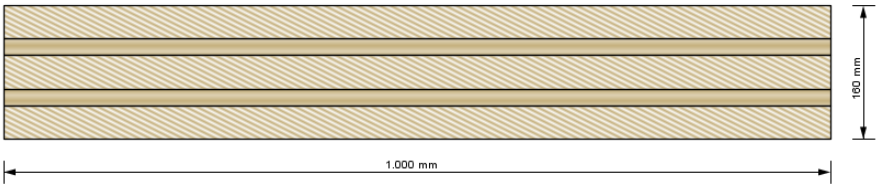
k_{mod}	1
γ_M	1
Larghezza della lamella	160 mm

Grado di sfruttamento

Forza di taglio n_{xy} (Meccanismo I - Taglio)	$\eta_{nxy,V}$	29,8 %
Forza di taglio n_{xy} (Meccanismo II - Torsione)	$\eta_{nxy,T}$	10,6 %

Secondo ETA-09/0036 e ETA-08/0242

Forza di taglio n_{xy} (Meccanismo I - Taglio)	$\eta_{nxy,V}$	29,8 %
Forza di taglio n_{xy} (Meccanismo II - Torsione)	$\eta_{nxy,T}$	10,6 %



Sezione

Definita dall'utente — Prodotti XLAM con omologazione — Le mie stratigrafie XLAM

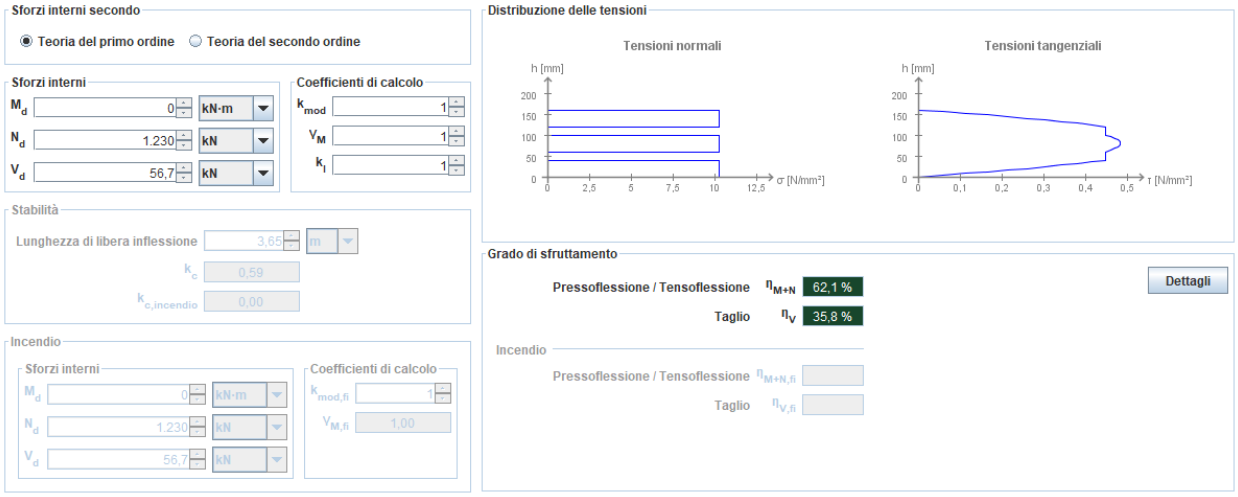
Numero di lamelle 5

Lamella	Altezza	Orientazione	Materiale
1	40 mm	0	GL24h*
2	20 mm	90	GL24h*
3	40 mm	0	GL24h*
4	20 mm	90	GL24h*
5	40 mm	0	GL24h*

Larghezza 1.000 mm — Altezza 160 mm

Rapproto spessore/larghezza delle lamelle t/a 1:4

Beta! Ottimizzazione della stratigrafia...



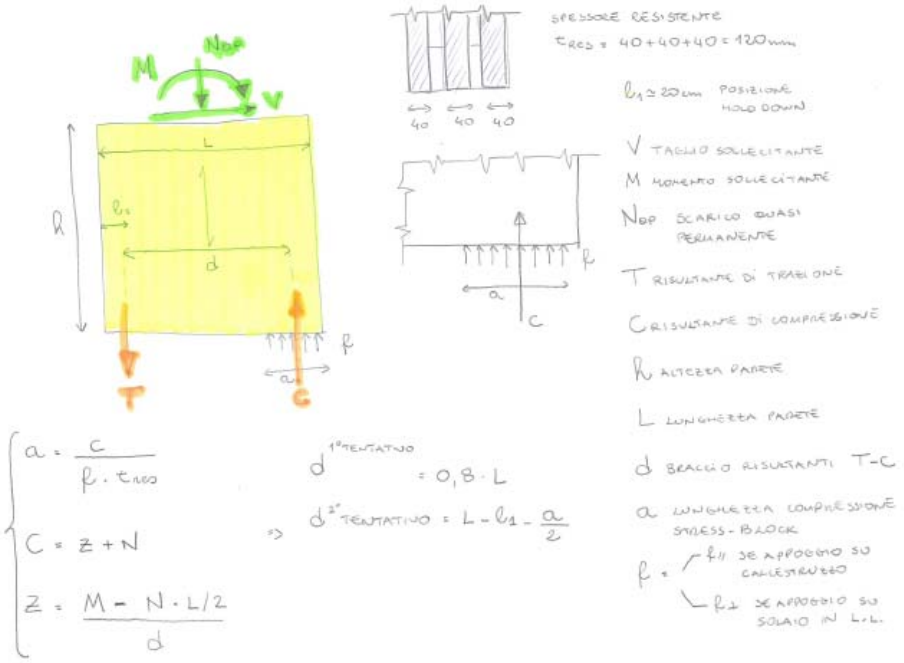
Le verifiche sezionali risultano quindi pienamente soddisfatte.

Si riportano ora le prime considerazione sugli ancoraggi delle pareti a terra e tra gli interpiani, valutando il sollevamento delle pareti.

Per la determinazione delle azioni sismiche che si generano sulle pareti si è utilizzato un foglio di calcolo che attraverso interazioni sulle forze agenti su ciascuna parete determinasse la compressione e la trazione di estremità su ciascuna di esse.

Lo schema utilizzato è quello della determinazione dell'equilibrio considerando la parte compressa soggetta ad uno schema tipo stress-block.

Si riporta lo schema utilizzato.



PARETE PT_X1		
N	332.16	[kN]
V	62.64	[kN]
M	162.19	[kNm]
L	1.48	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{jj}	21	[Mpa]

d1°	1.184	[m]
d2°	1.23	[m]
d3°	1.23	[m]

1° TENTATIVO		
z	-70.62	[kN]
c	261.54	[kN]
a	0.104	[m]

2° TENTATIVO		
z	-68.08	[kN]
c	264.08	[kN]
a	0.105	[m]

3° TENTATIVO		
z	-68.11	[kN]
c	264.05	[kN]
a	0.105	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	42.3243	[kNm]
n	224.4	[kNm]
N/m	488.5	[kNm]

PARETE P1_X1		
N	160.15	[kN]
V	39.16	[kN]
M	69.37	[m]
L	1.48	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{jj}	2.5	[Mpa]

d1°	1.184	[m]
d2°	1.08	[m]
d3°	1.09	[m]

1° TENTATIVO		
z	-41.50	[kN]
c	118.65	[kN]
a	0.395	[m]

2° TENTATIVO		
z	-45.41	[kN]
c	114.74	[kN]
a	0.382	[m]

3° TENTATIVO		
z	-45.13	[kN]
c	115.02	[kN]
a	0.383	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	26.45946	[kNm]
n	108.2	[kNm]
N/m	223.2	[kNm]

PARETE P2_X1		
N	49.79	[kN]
V	23.79	[kN]
M	53.1	[m]
L	1.48	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{jj}	2.5	[Mpa]

d1°	1.184	[m]
d2°	1.17	[m]
d3°	1.17	[m]

1° TENTATIVO		
z	13.73	[kN]
c	63.52	[kN]
a	0.212	[m]

2° TENTATIVO		
z	13.84	[kN]
c	63.63	[kN]
a	0.212	[m]

3° TENTATIVO		
z	13.85	[kN]
c	63.64	[kN]
a	0.212	[m]

LA PARETE VA IN SOLLEVAMENTO

v	16.07432	[kNm]
n	33.6	[kNm]
N/m	97.3	[kNm]

PARETE PT_X2		
N	599.95	[kN]
V	120.07	[kN]
M	606	[m]
L	2.97	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{jj}	21	[Mpa]

d1°	2.376	[m]
d2°	2.68	[m]
d3°	2.68	[m]

1° TENTATIVO		
z	-63.67	[kN]
c	446.28	[kN]
a	0.177	[m]

2° TENTATIVO		
z	-56.42	[kN]
c	453.53	[kN]
a	0.180	[m]

3° TENTATIVO		
z	-56.45	[kN]
c	453.50	[kN]
a	0.180	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	40.4276	[kNm]
n	171.7	[kNm]
N/m	625.2	[kNm]

PARETE P1_X2		
N	271.97	[kN]
V	56.98	[kN]
M	183.94	[m]
L	2.97	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{jj}	2.5	[Mpa]

d1°	2.376	[m]
d2°	2.47	[m]
d3°	2.47	[m]

1° TENTATIVO		
z	-92.57	[kN]
c	179.40	[kN]
a	0.598	[m]

2° TENTATIVO		
z	-89.01	[kN]
c	182.96	[kN]
a	0.610	[m]

3° TENTATIVO		
z	-89.22	[kN]
c	182.75	[kN]
a	0.609	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	19.18519	[kNm]
n	91.6	[kNm]
N/m	274.3	[kNm]

PARETE P2_X2		
N	83.82	[kN]
V	14.6	[kN]
M	53.17	[m]
L	2.97	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{jj}	2.5	[Mpa]

d1°	2.376	[m]
d2°	2.68	[m]
d3°	2.67	[m]

1° TENTATIVO		
z	-30.01	[kN]
c	53.81	[kN]
a	0.179	[m]

2° TENTATIVO		
z	-26.60	[kN]
c	57.22	[kN]
a	0.191	[m]

3° TENTATIVO		
z	-26.66	[kN]
c	57.16	[kN]
a	0.191	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	4.915825	[kNm]
n	28.2	[kNm]
N/m	85.4	[kNm]

PARETE PT_X3		
N	594.18	[kN]
V	144.89	[kN]
M	792.67	[m]
L	3.36	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{jj}	21	[Mpa]

d1°	2.688	[m]
d2°	3.06	[m]
d3°	3.06	[m]

1° TENTATIVO		
z	-76.47	[kN]
c	517.71	[kN]
a	0.205	[m]

2° TENTATIVO		
z	-67.23	[kN]
c	526.95	[kN]
a	0.209	[m]

3° TENTATIVO		
z	-67.27	[kN]
c	526.91	[kN]
a	0.209	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	43.122	[kNm]
n	176.8	[kNm]
N/m	703.7	[kNm]

PARETE P1_X3		
N	321.56	[kN]
V	77	[kN]
M	276.3	[m]
L	3.36	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{jj}	2.5	[Mpa]

d1°	2.688	[m]
d2°	2.79	[m]
d3°	2.78	[m]

1° TENTATIVO		
z	-98.18	[kN]
c	223.38	[kN]
a	0.745	[m]

2° TENTATIVO		
z	-94.67	[kN]
c	226.89	[kN]
a	0.756	[m]

3° TENTATIVO		
z	-94.87	[kN]
c	226.69	[kN]
a	0.756	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	22.91667	[kNm]
n	95.7	[kNm]
N/m	322.4	[kNm]

PARETE P2_X3		
N	100.78	[kN]
V	16.33	[kN]
M	54.74	[m]
L	3.36	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{jj}	2.5	[Mpa]

d1°	2.688	[m]
d2°	3.06	[m]
d3°	3.05	[m]

1° TENTATIVO		
z	-42.62	[kN]
c	58.16	[kN]
a	0.194	[m]

2° TENTATIVO		
z	-37.40	[kN]
c	63.38	[kN]
a	0.211	[m]

3° TENTATIVO		
z	-37.51	[kN]
c	63.27	[kN]
a	0.211	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	4.860119	[kNm]
n	30.0	[kNm]
N/m	93.3	[kNm]

PARETE PT_X4		
N	660.73	[kN]
V	167.27	[kN]
M	944	[m]
L	3.71	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{jj}	21	[Mpa]

d1°	2.968	[m]
d2°	3.40	[m]
d3°	3.40	[m]

1° TENTATIVO		
z	-94.90	[kN]
c	565.83	[kN]
a	0.225	[m]

2° TENTATIVO		
z	-82.89	[kN]
c	577.84	[kN]
a	0.229	[m]

3° TENTATIVO		
z	-82.95	[kN]
c	577.78	[kN]
a	0.229	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	45.0863	[kNm]
n	178.1	[kNm]
N/m	755.9	[kNm]

PARETE P1_X4		
N	362.45	[kN]
V	97.28	[kN]
M	362.3	[m]
L	3.71	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{jj}	2.5	[Mpa]

d1°	2.968	[m]
d2°	3.08	[m]
d3°	3.07	[m]

1° TENTATIVO		
z	-104.46	[kN]
c	257.99	[kN]
a	0.860	[m]

2° TENTATIVO		
z	-100.66	[kN]
c	261.79	[kN]
a	0.873	[m]

3° TENTATIVO		
z	-100.87	[kN]
c	261.58	[kN]
a	0.872	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	26.22102	[kNm]
n	97.7	[kNm]
N/m	359.3	[kNm]

PARETE P2_X4		
N	114.56	[kN]
V	20.33	[kN]
M	68.28	[m]
L	3.71	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{jj}	2.5	[Mpa]

d1°	2.968	[m]
d2°	3.40	[m]
d3°	3.39	[m]

1° TENTATIVO		
z	-48.59	[kN]
c	65.97	[kN]
a	0.220	[m]

2° TENTATIVO		
z	-42.42	[kN]
c	72.14	[kN]
a	0.240	[m]

3° TENTATIVO		
z	-42.55	[kN]
c	72.01	[kN]
a	0.240	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	5.479784	[kNm]
n	30.9	[kNm]
N/m	102.9	[kNm]

PARETE PT_X5		
N	438.27	[kN]
V	74.12	[kN]
M	191.54	[m]
L	1.62	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	21	[Mpa]

d1"	1.296	[m]
d2"	1.36	[m]
d3"	1.36	[m]

1° TENTATIVO		
z	-126.13	[kN]
c	312.14	[kN]
a	0.124	[m]

2° TENTATIVO		
z	-120.36	[kN]
c	317.91	[kN]
a	0.126	[m]

3° TENTATIVO		
z	-120.46	[kN]
c	317.81	[kN]
a	0.126	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	45.7531	[kNm]
n	270.5	[kNm]
N/m	588.3	[kNm]

PARETE P1_X5		
N	224.35	[kN]
V	51.48	[kN]
M	95.78	[m]
L	1.62	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	1.296	[m]
d2"	1.16	[m]
d3"	1.17	[m]

1° TENTATIVO		
z	-66.31	[kN]
c	158.04	[kN]
a	0.527	[m]

2° TENTATIVO		
z	-74.31	[kN]
c	150.04	[kN]
a	0.500	[m]

3° TENTATIVO		
z	-73.46	[kN]
c	150.89	[kN]
a	0.503	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	31.77778	[kNm]
n	138.5	[kNm]
N/m	289.4	[kNm]

PARETE P2_X5		
N	65.02	[kN]
V	34.94	[kN]
M	70.08	[m]
L	1.62	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	1.296	[m]
d2"	1.29	[m]
d3"	1.29	[m]

1° TENTATIVO		
z	13.44	[kN]
c	78.46	[kN]
a	0.262	[m]

2° TENTATIVO		
z	13.51	[kN]
c	78.53	[kN]
a	0.262	[m]

3° TENTATIVO		
z	13.51	[kN]
c	78.53	[kN]
a	0.262	[m]

LA PARETE VA IN SOLLEVAMENTO

v	21.5679	[kNm]
n	40.1	[kNm]
N/m	118.7	[kNm]

PARETE PT_X6		
N	851.07	[kN]
V	397.89	[kN]
M	2691.07	[m]
L	7.43	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	21	[Mpa]

d1"	5.944	[m]
d2"	7.08	[m]
d3"	7.07	[m]

1° TENTATIVO		
z	-79.18	[kN]
c	771.89	[kN]
a	0.306	[m]

2° TENTATIVO		
z	-66.51	[kN]
c	784.56	[kN]
a	0.311	[m]

3° TENTATIVO		
z	-66.53	[kN]
c	784.54	[kN]
a	0.311	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	53.5518	[kNm]
n	114.5	[kNm]
N/m	899.1	[kNm]

PARETE P1_X6		
N	477.65	[kN]
V	338.62	[kN]
M	1547.9	[m]
L	7.43	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	5.944	[m]
d2"	6.50	[m]
d3"	6.49	[m]

1° TENTATIVO		
z	-38.12	[kN]
c	439.53	[kN]
a	1.465	[m]

2° TENTATIVO		
z	-34.87	[kN]
c	442.78	[kN]
a	1.476	[m]

3° TENTATIVO		
z	-34.90	[kN]
c	442.75	[kN]
a	1.476	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	45.5747	[kNm]
n	64.3	[kNm]
N/m	507.0	[kNm]

PARETE P2_X6		
N	192.43	[kN]
V	185.91	[kN]
M	586.93	[m]
L	7.43	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	5.944	[m]
d2"	6.95	[m]
d3"	6.94	[m]

1° TENTATIVO		
z	-21.53	[kN]
c	170.90	[kN]
a	0.570	[m]

2° TENTATIVO		
z	-18.42	[kN]
c	174.01	[kN]
a	0.580	[m]

3° TENTATIVO		
z	-18.44	[kN]
c	173.99	[kN]
a	0.580	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	25.02153	[kNm]
n	25.9	[kNm]
N/m	199.9	[kNm]

PARETE PT_X7		
N	1344.11	[kN]
V	673.67	[kN]
M	4519.65	[m]
L	11.3	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	21	[Mpa]

d1"	9.04	[m]
d2"	10.90	[m]
d3"	10.89	[m]

1° TENTATIVO		
z	-340.11	[kN]
c	1004.00	[kN]
a	0.398	[m]

2° TENTATIVO		
z	-282.05	[kN]
c	1062.06	[kN]
a	0.421	[m]

3° TENTATIVO		
z	-282.35	[kN]
c	1061.76	[kN]
a	0.421	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	59.6168	[kNm]
n	118.9	[kNm]
N/m	1180.7	[kNm]

PARETE P1_X7		
N	734.2	[kN]
V	646.24	[kN]
M	2835.48	[m]
L	11.3	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	9.04	[m]
d2"	10.11	[m]
d3"	10.08	[m]

1° TENTATIVO		
z	-139.68	[kN]
c	594.52	[kN]
a	1.982	[m]

2° TENTATIVO		
z	-124.91	[kN]
c	609.29	[kN]
a	2.031	[m]

3° TENTATIVO		
z	-125.22	[kN]
c	608.98	[kN]
a	2.030	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	57.18938	[kNm]
n	65.0	[kNm]
N/m	674.0	[kNm]

PARETE P2_X7		
N	368.94	[kN]
V	421.03	[kN]
M	1251.69	[m]
L	11.3	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	9.04	[m]
d2"	10.70	[m]
d3"	10.69	[m]

1° TENTATIVO		
z	-29.25	[kN]
c	239.09	[kN]
a	0.797	[m]

2° TENTATIVO		
z	-24.71	[kN]
c	243.63	[kN]
a	0.812	[m]

3° TENTATIVO		
z	-24.73	[kN]
c	243.61	[kN]
a	0.812	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	37.25929	[kNm]
n	23.7	[kNm]
N/m	267.4	[kNm]

PARETE PT_X8		
N	825.51	[kN]
V	311.68	[kN]
M	1499.21	[m]
L	5.61	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	21	[Mpa]

d1"	4.488	[m]
d2"	5.28	[m]
d3"	5.28	[m]

1° TENTATIVO		
z	-181.90	[kN]
c	643.61	[kN]
a	0.255	[m]

2° TENTATIVO		
z	-154.54	[kN]
c	670.97	[kN]
a	0.266	[m]

3° TENTATIVO		
z	-154.70	[kN]
c	670.81	[kN]
a	0.266	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	55.5579	[kNm]
n	147.1	[kNm]
N/m	818.0	[kNm]

PARETE P1_X8		
N	453.69	[kN]
V	277.1	[kN]
M	886.96	[m]
L	5.61	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	4.488	[m]
d2"	4.80	[m]
d3"	4.79	[m]

1° TENTATIVO		
z	-85.93	[kN]
c	367.76	[kN]
a	1.226	[m]

2° TENTATIVO		
z	-80.39	[kN]
c	373.30	[kN]
a	1.244	[m]

3° TENTATIVO		
z	-80.55	[kN]
c	373.14	[kN]
a	1.244	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	49.39394	[kNm]
n	80.9	[kNm]
N/m	454.0	[kNm]

PARETE P2_X8		
N	165.15	[kN]
V	160.29	[kN]
M	382.93	[m]
L	5.61	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	4.488	[m]
d2"	5.16	[m]
d3"	5.16	[m]

1° TENTATIVO		
z	-17.90	[kN]
c	147.25	[kN]
a	0.491	[m]

2° TENTATIVO		
z	-15.55	[kN]
c	149.60	[kN]
a	0.499	[m]

3° TENTATIVO		
z	-15.56	[kN]
c	149.59	[kN]
a	0.499	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	28.57219	[kNm]
n	29.4	[kNm]
N/m	179.0	[kNm]

PARETE PT_X9		
N	623.52	[kN]
V	182.62	[kN]
M	826.7	[m]
L	3.7	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	21	[Mpa]

d1"	2.96	[m]
d2"	3.40	[m]
d3"	3.40	[m]

1° TENTATIVO		
z	-110.41	[kN]
c	513.11	[kN]
a	0.204	[m]

2° TENTATIVO		
z	-96.17	[kN]
c	527.35	[kN]
a	0.209	[m]

3° TENTATIVO		
z	-96.25	[kN]
c	527.27	[kN]
a	0.209	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	49.3568	[kNm]
n	168.5	[kNm]
N/m	695.8	[kNm]

PARETE P1_X9		
N	357.59	[kN]
V	144.37	[kN]
M	365.04	[m]
L	3.7	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	2.96	[m]
d2"	3.07	[m]
d3"	3.06	[m]

1° TENTATIVO		
z	-100.17	[kN]
c	257.42	[kN]
a	0.858	[m]

2° TENTATIVO		
z	-96.55	[kN]
c	261.04	[kN]
a	0.870	[m]

3° TENTATIVO		
z	-96.74	[kN]
c	260.85	[kN]
a	0.870	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	39.01892	[kNm]
n	96.6	[kNm]
N/m	357.5	[kNm]

PARETE P2_X9		
N	126.72	[kN]
V	76.66	[kN]
M	141.9	[m]
L	3.7	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	2.96	[m]
d2"	3.34	[m]
d3"	3.33	[m]

1° TENTATIVO		
z	-31.26	[kN]
c	95.46	[kN]
a	0.318	[m]

2° TENTATIVO		
z	-27.70	[kN]
c	99.02	[kN]
a	0.330	[m]

3° TENTATIVO		
z	-27.75	[kN]
c	98.97	[kN]
a	0.330	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	20.71892	[kNm]
n	34.2	[kNm]
N/m	133.2	[kNm]

PARETE PT_X10		
N	1279.4	[kN]
V	561.92	[kN]
M	4908.84	[m]
L	10.35	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	21	[Mpa]

d1"	8.28	[m]
d2"	9.94	[m]
d3"	9.93	[m]

1° TENTATIVO		
z	-206.77	[kN]
c	1072.63	[kN]
a	0.426	[m]

2° TENTATIVO		
z	-172.29	[kN]
c	1107.11	[kN]
a	0.439	[m]

3° TENTATIVO		
z	-172.41	[kN]
c	1106.99	[kN]
a	0.439	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	54.2918	[kNm]
n	123.6	[kNm]
N/m	1230.6	[kNm]

PARETE P1_X10		
N	769.32	[kN]
V	499.5	[kN]
M	2903.25	[m]
L	10.35	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	8.28	[m]
d2"	9.08	[m]
d3"	9.07	[m]

1° TENTATIVO		
z	-130.19	[kN]
c	639.13	[kN]
a	2.130	[m]

2° TENTATIVO		
z	-118.66	[kN]
c	650.66	[kN]
a	2.169	[m]

3° TENTATIVO		
z	-118.91	[kN]
c	650.41	[kN]
a	2.168	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	48.26087	[kNm]
n	74.3	[kNm]
N/m	724.7	[kNm]

PARETE P2_X10		
N	296.25	[kN]
V	294.83	[kN]
M	1083.4	[m]
L	10.35	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	8.28	[m]
d2"	9.75	[m]
d3"	9.73	[m]

1° TENTATIVO		
z	-54.31	[kN]
c	241.94	[kN]
a	0.806	[m]

2° TENTATIVO		
z	-46.14	[kN]
c	250.11	[kN]
a	0.834	[m]

3° TENTATIVO		
z	-46.20	[kN]
c	250.05	[kN]
a	0.833	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	28.48599	[kNm]
n	28.6	[kNm]
N/m	278.7	[kNm]

PARETE PT_X11		
N	830.48	[kN]
V	332.33	[kN]
M	1646.55	[m]
L	6.05	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	21	[Mpa]

d1"	4.84	[m]
d2"	5.72	[m]
d3"	5.72	[m]

1° TENTATIVO		
z	-178.84	[kN]
c	651.62	[kN]
a	0.259	[m]

2° TENTATIVO		
z	-151.31	[kN]
c	679.15	[kN]
a	0.270	[m]

3° TENTATIVO		
z	-151.45	[kN]
c	679.01	[kN]
a	0.269	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	54.9306	[kNm]
n	137.3	[kNm]
N/m	816.3	[kNm]

PARETE P1_X11		
N	454.46	[kN]
V	297.81	[kN]
M	998.63	[m]
L	6.05	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	4.84	[m]
d2"	5.22	[m]
d3"	5.21	[m]

1° TENTATIVO		
z	-77.71	[kN]
c	376.75	[kN]
a	1.256	[m]

2° TENTATIVO		
z	-72.02	[kN]
c	382.44	[kN]
a	1.275	[m]

3° TENTATIVO		
z	-72.15	[kN]
c	382.31	[kN]
a	1.274	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	49.22479	[kNm]
n	75.1	[kNm]
N/m	457.4	[kNm]

PARETE P2_X11		
N	163.45	[kN]
V	175.38	[kN]
M	410.31	[m]
L	6.05	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	4.84	[m]
d2"	5.61	[m]
d3"	5.60	[m]

1° TENTATIVO		
z	-17.38	[kN]
c	146.07	[kN]
a	0.487	[m]

2° TENTATIVO		
z	-15.00	[kN]
c	148.45	[kN]
a	0.495	[m]

3° TENTATIVO		
z	-15.02	[kN]
c	148.43	[kN]
a	0.495	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	28.98843	[kNm]
n	27.0	[kNm]
N/m	175.5	[kNm]

PARETE PT_X12		
N	831.48	[kN]
V	313.73	[kN]
M	1406.82	[m]
L	5.61	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	21	[Mpa]

d1"	4.488	[m]
d2"	5.29	[m]
d3"	5.28	[m]

1° TENTATIVO		
z	-206.21	[kN]
c	625.27	[kN]
a	0.248	[m]

2° TENTATIVO		
z	-175.08	[kN]
c	656.40	[kN]
a	0.260	[m]

3° TENTATIVO		
z	-175.29	[kN]
c	656.19	[kN]
a	0.260	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	55.9234	[kNm]
n	148.2	[kNm]
N/m	804.4	[kNm]

PARETE P1_X12		
N	454.22	[kN]
V	292.26	[kN]
M	825.33	[m]
L	5.61	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	4.488	[m]
d2"	4.82	[m]
d3"	4.81	[m]

1° TENTATIVO		
z	-99.99	[kN]
c	354.23	[kN]
a	1.181	[m]

2° TENTATIVO		
z	-93.11	[kN]
c	361.11	[kN]
a	1.204	[m]

3° TENTATIVO		
z	-93.33	[kN]
c	360.89	[kN]
a	1.203	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	52.09626	[kNm]
n	81.0	[kNm]
N/m	441.9	[kNm]

PARETE P2_X12		
N	170.93	[kN]
V	187.28	[kN]
M	398.77	[m]
L	5.61	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	4.488	[m]
d2"	5.16	[m]
d3"	5.15	[m]

1° TENTATIVO		
z	-17.98	[kN]
c	152.95	[kN]
a	0.510	[m]

2° TENTATIVO		
z	-15.65	[kN]
c	155.28	[kN]
a	0.518	[m]

3° TENTATIVO		
z	-15.66	[kN]
c	155.27	[kN]
a	0.518	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	33.38324	[kNm]
n	30.5	[kNm]
N/m	185.7	[kNm]

PARETE PT_X13		
N	296.1	[kN]
V	84.16	[kN]
M	285.37	[m]
L	2.17	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	21	[Mpa]

d1"	1.736	[m]
d2"	1.92	[m]
d3"	1.91	[m]

1° TENTATIVO		
z	-20.68	[kN]
c	275.42	[kN]
a	0.109	[m]

2° TENTATIVO		
z	-18.74	[kN]
c	277.36	[kN]
a	0.110	[m]

3° TENTATIVO		
z	-18.75	[kN]
c	277.35	[kN]
a	0.110	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	38.7834	[kNm]
n	136.5	[kNm]
N/m	413.8	[kNm]

PARETE P1_X13		
N	154.98	[kN]
V	51.03	[kN]
M	107.92	[m]
L	2.17	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	1.736	[m]
d2"	1.77	[m]
d3"	1.77	[m]

1° TENTATIVO		
z	-34.70	[kN]
c	120.28	[kN]
a	0.401	[m]

2° TENTATIVO		
z	-34.04	[kN]
c	120.94	[kN]
a	0.403	[m]

3° TENTATIVO		
z	-34.06	[kN]
c	120.92	[kN]
a	0.403	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	23.51613	[kNm]
n	71.4	[kNm]
N/m	192.3	[kNm]

PARETE P2_X13		
N	49.98	[kN]
V	25.92	[kN]
M	52.89	[m]
L	2.17	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	1.736	[m]
d2"	1.89	[m]
d3"	1.89	[m]

1° TENTATIVO		
z	-0.77	[kN]
c	49.21	[kN]
a	0.164	[m]

2° TENTATIVO		
z	-0.71	[kN]
c	49.27	[kN]
a	0.164	[m]

3° TENTATIVO		
z	-0.71	[kN]
c	49.27	[kN]
a	0.164	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	11.9447	[kNm]
n	23.0	[kNm]
N/m	72.3	[kNm]

PARETE PT_X14		
N	355.51	[kN]
V	97.74	[kN]
M	360.54	[m]
L	2.45	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	21	[Mpa]

d1"	1.96	[m]
d2"	2.19	[m]
d3"	2.19	[m]

1° TENTATIVO		
z	-38.24	[kN]
c	317.27	[kN]
a	0.126	[m]

2° TENTATIVO		
z	-34.27	[kN]
c	321.24	[kN]
a	0.127	[m]

3° TENTATIVO		
z	-34.29	[kN]
c	321.22	[kN]
a	0.127	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	39.8939	[kNm]
n	145.1	[kNm]
N/m	466.3	[kNm]

PARETE P1_X14		
N	182.37	[kN]
V	59.77	[kN]
M	136.32	[m]
L	2.45	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	1.96	[m]
d2"	2.02	[m]
d3"	2.02	[m]

1° TENTATIVO		
z	-44.43	[kN]
c	137.94	[kN]
a	0.460	[m]

2° TENTATIVO		
z	-43.11	[kN]
c	139.26	[kN]
a	0.464	[m]

3° TENTATIVO		
z	-43.16	[kN]
c	139.21	[kN]
a	0.464	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	24.39592	[kNm]
n	74.4	[kNm]
N/m	213.7	[kNm]

PARETE P2_X14		
N	59.53	[kN]
V	24.85	[kN]
M	49.91	[m]
L	2.45	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	1.96	[m]
d2"	2.17	[m]
d3"	2.17	[m]

1° TENTATIVO		
z	-11.74	[kN]
c	47.79	[kN]
a	0.159	[m]

2° TENTATIVO		
z	-10.60	[kN]
c	48.93	[kN]
a	0.163	[m]

3° TENTATIVO		
z	-10.61	[kN]
c	48.92	[kN]
a	0.163	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	10.14286	[kNm]
n	24.3	[kNm]
N/m	73.2	[kNm]

PARETE PT_X15		
N	566.43	[kN]
V	182.98	[kN]
M	1130.11	[m]
L	4.24	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	21	[Mpa]

d1"	3.392	[m]
d2"	3.93	[m]
d3"	3.93	[m]

1° TENTATIVO		
z	-20.85	[kN]
c	545.58	[kN]
a	0.217	[m]

2° TENTATIVO		
z	-17.99	[kN]
c	548.44	[kN]
a	0.218	[m]

3° TENTATIVO		
z	-17.99	[kN]
c	548.44	[kN]
a	0.218	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	43.1557	[kNm]
n	133.6	[kNm]
N/m	682.0	[kNm]

PARETE P1_X15		
N	320.79	[kN]
V	121.79	[kN]
M	459.5	[m]
L	4.24	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	3.392	[m]
d2"	3.61	[m]
d3"	3.61	[m]

1° TENTATIVO		
z	-65.03	[kN]
c	255.76	[kN]
a	0.853	[m]

2° TENTATIVO		
z	-61.04	[kN]
c	259.75	[kN]
a	0.866	[m]

3° TENTATIVO		
z	-61.15	[kN]
c	259.64	[kN]
a	0.865	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	28.72406	[kNm]
n	75.7	[kNm]
N/m	335.3	[kNm]

PARETE P2_X15		
N	107	[kN]
V	40.66	[kN]
M	110.92	[m]
L	4.24	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	3.392	[m]
d2"	3.92	[m]
d3"	3.91	[m]

1° TENTATIVO		
z	-34.17	[kN]
c	72.83	[kN]
a	0.243	[m]

2° TENTATIVO		
z	-29.58	[kN]
c	77.42	[kN]
a	0.258	[m]

3° TENTATIVO		
z	-29.64	[kN]
c	77.36	[kN]
a	0.258	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	9.589623	[kNm]
n	25.2	[kNm]
N/m	102.6	[kNm]

PARETE PT_X16		
N	657.83	[kN]
V	167.4	[kN]
M	1003.2	[m]
L	4.1	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	21	[Mpa]

d1"	3.28	[m]
d2"	3.79	[m]
d3"	3.79	[m]

1° TENTATIVO		
z	-105.29	[kN]
c	552.54	[kN]
a	0.219	[m]

2° TENTATIVO		
z	-91.11	[kN]
c	566.72	[kN]
a	0.225	[m]

3° TENTATIVO		
z	-91.18	[kN]
c	566.65	[kN]
a	0.225	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	40.8293	[kNm]
n	160.4	[kNm]
N/m	727.1	[kNm]

PARETE P1_X16		
N	370.62	[kN]
V	103.78	[kN]
M	421.05	[m]
L	4.1	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	3.28	[m]
d2"	3.45	[m]
d3"	3.45	[m]

1° TENTATIVO		
z	-103.27	[kN]
c	267.35	[kN]
a	0.891	[m]

2° TENTATIVO		
z	-98.05	[kN]
c	272.57	[kN]
a	0.909	[m]

3° TENTATIVO		
z	-98.30	[kN]
c	272.32	[kN]
a	0.908	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	25.3122	[kNm]
n	90.4	[kNm]
N/m	362.7	[kNm]

PARETE P2_X16		
N	120.21	[kN]
V	25.16	[kN]
M	83.58	[m]
L	4.1	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	3.28	[m]
d2"	3.78	[m]
d3"	3.77	[m]

1° TENTATIVO		
z	-49.65	[kN]
c	70.56	[kN]
a	0.235	[m]

2° TENTATIVO		
z	-43.05	[kN]
c	77.16	[kN]
a	0.257	[m]

3° TENTATIVO		
z	-43.18	[kN]
c	77.03	[kN]
a	0.257	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	6.136585	[kNm]
n	29.3	[kNm]
N/m	106.3	[kNm]

PARETE PT_X17		
N	637.88	[kN]
V	147.18	[kN]
M	837.06	[m]
L	3.71	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yy}	21	[Mpa]

d1"	2.968	[m]
d2"	3.41	[m]
d3"	3.40	[m]

1° TENTATIVO		
z	-116.65	[kN]
c	521.23	[kN]
a	0.207	[m]

2° TENTATIVO		
z	-101.63	[kN]
c	536.25	[kN]
a	0.213	[m]

3° TENTATIVO		
z	-101.72	[kN]
c	536.16	[kN]
a	0.213	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	39.6712	[kNm]
n	171.9	[kNm]
N/m	708.1	[kNm]

PARETE P1_X17		
N	354.9	[kN]
V	85.71	[kN]
M	321.64	[m]
L	3.71	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yy}	2.5	[Mpa]

d1"	2.968	[m]
d2"	3.11	[m]
d3"	3.10	[m]

1° TENTATIVO		
z	-113.44	[kN]
c	241.46	[kN]
a	0.805	[m]

2° TENTATIVO		
z	-108.35	[kN]
c	246.55	[kN]
a	0.822	[m]

3° TENTATIVO		
z	-108.64	[kN]
c	246.26	[kN]
a	0.821	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	23.10243	[kNm]
n	95.7	[kNm]
N/m	341.9	[kNm]

PARETE P2_X17		
N	112.59	[kN]
V	17.35	[kN]
M	58.23	[m]
L	3.71	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yy}	2.5	[Mpa]

d1"	2.968	[m]
d2"	3.41	[m]
d3"	3.40	[m]

1° TENTATIVO		
z	-50.75	[kN]
c	61.84	[kN]
a	0.206	[m]

2° TENTATIVO		
z	-44.21	[kN]
c	68.38	[kN]
a	0.228	[m]

3° TENTATIVO		
z	-44.35	[kN]
c	68.24	[kN]
a	0.227	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	4.67655	[kNm]
n	30.3	[kNm]
N/m	98.6	[kNm]

PARETE PT_X18		
N	392.25	[kN]
V	65.75	[kN]
M	170.42	[m]
L	1.62	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yy}	21	[Mpa]

d1"	1.296	[m]
d2"	1.36	[m]
d3"	1.36	[m]

1° TENTATIVO		
z	-113.66	[kN]
c	278.59	[kN]
a	0.111	[m]

2° TENTATIVO		
z	-107.94	[kN]
c	284.31	[kN]
a	0.113	[m]

3° TENTATIVO		
z	-108.03	[kN]
c	284.22	[kN]
a	0.113	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	40.5864	[kNm]
n	242.1	[kNm]
N/m	526.4	[kNm]

PARETE P1_X18		
N	199.41	[kN]
V	47.73	[kN]
M	88.32	[m]
L	1.62	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yy}	2.5	[Mpa]

d1"	1.296	[m]
d2"	1.18	[m]
d3"	1.19	[m]

1° TENTATIVO		
z	-56.48	[kN]
c	142.93	[kN]
a	0.476	[m]

2° TENTATIVO		
z	-61.94	[kN]
c	137.47	[kN]
a	0.458	[m]

3° TENTATIVO		
z	-61.47	[kN]
c	137.94	[kN]
a	0.460	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	29.46296	[kNm]
n	123.1	[kNm]
N/m	261.0	[kNm]

PARETE P2_X18		
N	59.45	[kN]
V	38.12	[kN]
M	74.37	[m]
L	1.62	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yy}	2.5	[Mpa]

d1"	1.296	[m]
d2"	1.29	[m]
d3"	1.29	[m]

1° TENTATIVO		
z	20.23	[kN]
c	79.68	[kN]
a	0.266	[m]

2° TENTATIVO		
z	20.37	[kN]
c	79.82	[kN]
a	0.266	[m]

3° TENTATIVO		
z	20.37	[kN]
c	79.82	[kN]
a	0.266	[m]

LA PARETE VA IN SOLLEVAMENTO

v	23.53086	[kNm]
n	36.7	[kNm]
N/m	116.5	[kNm]

PARETE PT_X19		
N	222.25	[kN]
V	118.38	[kN]
M	324.27	[m]
L	2.44	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yy}	21	[Mpa]

d1"	1.952	[m]
d2"	2.19	[m]
d3"	2.19	[m]

1° TENTATIVO		
z	27.22	[kN]
c	249.47	[kN]
a	0.099	[m]

2° TENTATIVO		
z	24.25	[kN]
c	246.50	[kN]
a	0.098	[m]

3° TENTATIVO		
z	24.25	[kN]
c	246.50	[kN]
a	0.098	[m]

LA PARETE VA IN SOLLEVAMENTO

v	48.5164	[kNm]
n	91.1	[kNm]
N/m	337.6	[kNm]

PARETE PT_Y1		
N	344.73	[kN]
V	245.24	[kN]
M	1624.25	[m]
L	7.08	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yy}	21	[Mpa]

d1"	5.664	[m]
d2"	6.80	[m]
d3"	6.80	[m]

1° TENTATIVO		
z	71.31	[kN]
c	416.04	[kN]
a	0.165	[m]

2° TENTATIVO		
z	59.42	[kN]
c	404.15	[kN]
a	0.160	[m]

3° TENTATIVO		
z	59.40	[kN]
c	404.13	[kN]
a	0.160	[m]

LA PARETE VA IN SOLLEVAMENTO

v	34.6384	[kNm]
n	48.7	[kNm]
N/m	452.8	[kNm]

PARETE PT_Y2		
N	613.68	[kN]
V	272.58	[kN]
M	1154.95	[m]
L	7.08	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{jj}	21	[Mpa]

d1"	5.664	[m]
d2"	6.79	[m]
d3"	6.79	[m]

1° TENTATIVO		
z	-179.64	[kN]
c	434.04	[kN]
a	0.172	[m]

2° TENTATIVO		
z	-149.76	[kN]
c	463.92	[kN]
a	0.184	[m]

3° TENTATIVO		
z	-149.89	[kN]
c	463.79	[kN]
a	0.184	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	38.5	[kNm]
n	86.7	[kNm]
N/m	550.5	[kNm]

PARETE PT_Y3		
N	635.2	[kN]
V	274.9	[kN]
M	1118.64	[m]
L	7.08	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{jj}	21	[Mpa]

d1"	5.664	[m]
d2"	6.79	[m]
d3"	6.79	[m]

1° TENTATIVO		
z	-199.50	[kN]
c	435.70	[kN]
a	0.173	[m]

2° TENTATIVO		
z	-166.33	[kN]
c	468.87	[kN]
a	0.186	[m]

3° TENTATIVO		
z	-166.49	[kN]
c	468.71	[kN]
a	0.186	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	38.8277	[kNm]
n	89.7	[kNm]
N/m	558.4	[kNm]

PARETE PT_Y4		
N	364.44	[kN]
V	215.12	[kN]
M	1301.23	[m]
L	6.1	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{jj}	21	[Mpa]

d1"	4.88	[m]
d2"	5.82	[m]
d3"	5.82	[m]

1° TENTATIVO		
z	38.87	[kN]
c	403.31	[kN]
a	0.160	[m]

2° TENTATIVO		
z	32.59	[kN]
c	397.03	[kN]
a	0.158	[m]

3° TENTATIVO		
z	32.59	[kN]
c	397.03	[kN]
a	0.158	[m]

LA PARETE VA IN SOLLEVAMENTO

v	35.2656	[kNm]
n	59.7	[kNm]
N/m	456.8	[kNm]

PARETE P1_Y4		
N	199.77	[kN]
V	157.67	[kN]
M	579.02	[m]
L	6.1	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{jj}	2.5	[Mpa]

d1"	4.88	[m]
d2"	5.58	[m]
d3"	5.58	[m]

1° TENTATIVO		
z	-6.20	[kN]
c	193.57	[kN]
a	0.645	[m]

2° TENTATIVO		
z	-5.43	[kN]
c	194.34	[kN]
a	0.648	[m]

3° TENTATIVO		
z	-5.43	[kN]
c	194.34	[kN]
a	0.648	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	25.84754	[kNm]
n	32.7	[kNm]
N/m	227.1	[kNm]

PARETE P2_Y4		
N	73.88	[kN]
V	69.71	[kN]
M	148.99	[m]
L	6.1	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{jj}	2.5	[Mpa]

d1"	4.88	[m]
d2"	5.80	[m]
d3"	5.80	[m]

1° TENTATIVO		
z	-15.64	[kN]
c	58.24	[kN]
a	0.194	[m]

2° TENTATIVO		
z	-13.16	[kN]
c	60.72	[kN]
a	0.202	[m]

3° TENTATIVO		
z	-13.17	[kN]
c	60.71	[kN]
a	0.202	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	11.42787	[kNm]
n	12.1	[kNm]
N/m	72.8	[kNm]

PARETE PT_Y5		
N	269.31	[kN]
V	25.96	[kN]
M	58.83	[m]
L	0.97	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{jj}	21	[Mpa]

d1"	0.776	[m]
d2"	0.73	[m]
d3"	0.74	[m]

1° TENTATIVO		
z	-92.51	[kN]
c	176.80	[kN]
a	0.070	[m]

2° TENTATIVO		
z	-97.68	[kN]
c	171.63	[kN]
a	0.068	[m]

3° TENTATIVO		
z	-97.54	[kN]
c	171.77	[kN]
a	0.068	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	26.7629	[kNm]
n	277.6	[kNm]
N/m	449.4	[kNm]

PARETE P1_Y5		
N	146.2	[kN]
V	15.17	[kN]
M	28.78	[m]
L	0.97	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{jj}	2.5	[Mpa]

d1"	0.776	[m]
d2"	0.62	[m]
d3"	0.64	[m]

1° TENTATIVO		
z	-54.29	[kN]
c	91.91	[kN]
a	0.306	[m]

2° TENTATIVO		
z	-68.30	[kN]
c	77.90	[kN]
a	0.260	[m]

3° TENTATIVO		
z	-65.81	[kN]
c	80.39	[kN]
a	0.268	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	15.63918	[kNm]
n	150.7	[kNm]
N/m	231.1	[kNm]

PARETE P2_Y5		
N	48.97	[kN]
V	9.9	[kN]
M	19.42	[m]
L	0.97	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{jj}	2.5	[Mpa]

d1"	0.776	[m]
d2"	0.70	[m]
d3"	0.70	[m]

1° TENTATIVO		
z	-5.58	[kN]
c	43.39	[kN]
a	0.145	[m]

2° TENTATIVO		
z	-6.21	[kN]
c	42.76	[kN]
a	0.143	[m]

3° TENTATIVO		
z	-6.20	[kN]
c	42.77	[kN]
a	0.143	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	10.20619	[kNm]
n	50.5	[kNm]
N/m	93.3	[kNm]

PARETE PT_Y6		
N	371.2	[kN]
V	289.76	[kN]
M	970.89	[m]
L	7.98	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	21	[Mpa]

d1"	6.384	[m]
d2"	7.72	[m]
d3"	7.72	[m]

1° TENTATIVO		
z	-79.92	[kN]
c	291.28	[kN]
a	0.116	[m]

2° TENTATIVO		
z	-66.07	[kN]
c	305.13	[kN]
a	0.121	[m]

3° TENTATIVO		
z	-66.09	[kN]
c	305.11	[kN]
a	0.121	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	36.3108	[kNm]
n	46.5	[kNm]
N/m	351.6	[kNm]

PARETE P1_Y6		
N	255.09	[kN]
V	247.27	[kN]
M	629.55	[m]
L	7.98	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	6.384	[m]
d2"	7.46	[m]
d3"	7.44	[m]

1° TENTATIVO		
z	-60.82	[kN]
c	194.27	[kN]
a	0.648	[m]

2° TENTATIVO		
z	-52.07	[kN]
c	203.02	[kN]
a	0.677	[m]

3° TENTATIVO		
z	-52.17	[kN]
c	202.92	[kN]
a	0.676	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	30.98622	[kNm]
n	32.0	[kNm]
N/m	234.9	[kNm]

PARETE P2_Y6		
N	104.54	[kN]
V	134.43	[kN]
M	281.03	[m]
L	7.98	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	6.384	[m]
d2"	7.64	[m]
d3"	7.64	[m]

1° TENTATIVO		
z	-21.32	[kN]
c	83.22	[kN]
a	0.277	[m]

2° TENTATIVO		
z	-17.81	[kN]
c	86.73	[kN]
a	0.289	[m]

3° TENTATIVO		
z	-17.82	[kN]
c	86.72	[kN]
a	0.289	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	16.84586	[kNm]
n	13.1	[kNm]
N/m	99.8	[kNm]

PARETE PT_Y7		
N	562.76	[kN]
V	239.1	[kN]
M	1199.9	[m]
L	6.1	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	21	[Mpa]

d1"	4.88	[m]
d2"	5.81	[m]
d3"	5.81	[m]

1° TENTATIVO		
z	-105.84	[kN]
c	456.92	[kN]
a	0.181	[m]

2° TENTATIVO		
z	-88.91	[kN]
c	473.85	[kN]
a	0.188	[m]

3° TENTATIVO		
z	-88.96	[kN]
c	473.80	[kN]
a	0.188	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	39.1967	[kNm]
n	92.3	[kNm]
N/m	566.1	[kNm]

PARETE P1_Y7		
N	337.92	[kN]
V	188.78	[kN]
M	597.97	[m]
L	6.1	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	4.88	[m]
d2"	5.48	[m]
d3"	5.47	[m]

1° TENTATIVO		
z	-88.67	[kN]
c	249.25	[kN]
a	0.831	[m]

2° TENTATIVO		
z	-78.89	[kN]
c	259.03	[kN]
a	0.863	[m]

3° TENTATIVO		
z	-79.13	[kN]
c	258.79	[kN]
a	0.863	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	30.94754	[kNm]
n	55.4	[kNm]
N/m	314.2	[kNm]

PARETE P2_Y7		
N	122.67	[kN]
V	87.68	[kN]
M	178.85	[m]
L	6.1	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	4.88	[m]
d2"	5.76	[m]
d3"	5.75	[m]

1° TENTATIVO		
z	-40.02	[kN]
c	82.65	[kN]
a	0.276	[m]

2° TENTATIVO		
z	-33.89	[kN]
c	88.78	[kN]
a	0.296	[m]

3° TENTATIVO		
z	-33.95	[kN]
c	88.72	[kN]
a	0.296	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	14.37377	[kNm]
n	20.1	[kNm]
N/m	108.8	[kNm]

PARETE PT_Y8		
N	256.71	[kN]
V	26.29	[kN]
M	60.11	[m]
L	0.97	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	21	[Mpa]

d1"	0.776	[m]
d2"	0.74	[m]
d3"	0.74	[m]

1° TENTATIVO		
z	-82.98	[kN]
c	173.73	[kN]
a	0.069	[m]

2° TENTATIVO		
z	-87.55	[kN]
c	169.16	[kN]
a	0.067	[m]

3° TENTATIVO		
z	-87.44	[kN]
c	169.27	[kN]
a	0.067	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	27.1031	[kNm]
n	264.6	[kNm]
N/m	433.9	[kNm]

PARETE P1_Y8		
N	147.65	[kN]
V	14.71	[kN]
M	27.68	[m]
L	0.97	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	0.776	[m]
d2"	0.62	[m]
d3"	0.64	[m]

1° TENTATIVO		
z	-56.61	[kN]
c	91.04	[kN]
a	0.303	[m]

2° TENTATIVO		
z	-71.05	[kN]
c	76.60	[kN]
a	0.255	[m]

3° TENTATIVO		
z	-68.39	[kN]
c	79.26	[kN]
a	0.264	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	15.16495	[kNm]
n	152.2	[kNm]
N/m	231.5	[kNm]

PARETE P2_Y8		
N	51.04	[kN]
V	10.88	[kN]
M	21.32	[m]
L	0.97	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	0.776	[m]
d2"	0.69	[m]
d3"	0.69	[m]

1° TENTATIVO		
z	-4.43	[kN]
c	46.61	[kN]
a	0.155	[m]

2° TENTATIVO		
z	-4.96	[kN]
c	46.08	[kN]
a	0.154	[m]

3° TENTATIVO		
z	-4.95	[kN]
c	46.09	[kN]
a	0.154	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	11.21649	[kNm]
n	52.6	[kNm]
N/m	98.7	[kNm]

PARETE PT_Y9		
N	399.05	[kN]
V	322.34	[kN]
M	1152.69	[m]
L	7.08	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	21	[Mpa]

d1"	5.664	[m]
d2"	6.81	[m]
d3"	6.81	[m]

1° TENTATIVO		
z	-45.89	[kN]
c	353.16	[kN]
a	0.140	[m]

2° TENTATIVO		
z	-38.17	[kN]
c	360.88	[kN]
a	0.143	[m]

3° TENTATIVO		
z	-38.18	[kN]
c	360.87	[kN]
a	0.143	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	45.5282	[kNm]
n	56.4	[kNm]
N/m	417.2	[kNm]

PARETE P1_Y9		
N	273.21	[kN]
V	287.25	[kN]
M	800.12	[m]
L	7.08	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	5.664	[m]
d2"	6.47	[m]
d3"	6.47	[m]

1° TENTATIVO		
z	-29.49	[kN]
c	243.72	[kN]
a	0.812	[m]

2° TENTATIVO		
z	-25.80	[kN]
c	247.41	[kN]
a	0.825	[m]

3° TENTATIVO		
z	-25.83	[kN]
c	247.38	[kN]
a	0.825	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	40.57203	[kNm]
n	38.6	[kNm]
N/m	286.0	[kNm]

PARETE P2_Y9		
N	109.57	[kN]
V	167.02	[kN]
M	358.62	[m]
L	7.08	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	5.664	[m]
d2"	6.71	[m]
d3"	6.70	[m]

1° TENTATIVO		
z	-5.17	[kN]
c	104.40	[kN]
a	0.348	[m]

2° TENTATIVO		
z	-4.36	[kN]
c	105.21	[kN]
a	0.351	[m]

3° TENTATIVO		
z	-4.36	[kN]
c	105.21	[kN]
a	0.351	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	23.5904	[kNm]
n	15.5	[kNm]
N/m	120.7	[kNm]

PARETE PT_Y10		
N	585.25	[kN]
V	317.4	[kN]
M	1328.63	[m]
L	7.08	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	21	[Mpa]

d1"	5.664	[m]
d2"	6.79	[m]
d3"	6.79	[m]

1° TENTATIVO		
z	-131.21	[kN]
c	454.04	[kN]
a	0.180	[m]

2° TENTATIVO		
z	-109.45	[kN]
c	475.80	[kN]
a	0.189	[m]

3° TENTATIVO		
z	-109.52	[kN]
c	475.73	[kN]
a	0.189	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	44.8305	[kNm]
n	82.7	[kNm]
N/m	558.4	[kNm]

PARETE P1_Y10		
N	368.66	[kN]
V	279.94	[kN]
M	839.53	[m]
L	7.08	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	5.664	[m]
d2"	6.40	[m]
d3"	6.39	[m]

1° TENTATIVO		
z	-82.19	[kN]
c	286.47	[kN]
a	0.955	[m]

2° TENTATIVO		
z	-72.71	[kN]
c	295.95	[kN]
a	0.987	[m]

3° TENTATIVO		
z	-72.89	[kN]
c	295.77	[kN]
a	0.986	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	39.53955	[kNm]
n	52.1	[kNm]
N/m	347.8	[kNm]

PARETE P2_Y10		
N	137.14	[kN]
V	164.81	[kN]
M	340.59	[m]
L	7.08	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	5.664	[m]
d2"	6.69	[m]
d3"	6.69	[m]

1° TENTATIVO		
z	-25.58	[kN]
c	111.56	[kN]
a	0.372	[m]

2° TENTATIVO		
z	-21.64	[kN]
c	115.50	[kN]
a	0.385	[m]

3° TENTATIVO		
z	-21.67	[kN]
c	115.47	[kN]
a	0.385	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	23.27825	[kNm]
n	19.4	[kNm]
N/m	134.8	[kNm]

PARETE PT_Y11		
N	251.63	[kN]
V	29.51	[kN]
M	68.13	[m]
L	0.97	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	21	[Mpa]

d1"	0.776	[m]
d2"	0.73	[m]
d3"	0.73	[m]

1° TENTATIVO		
z	-69.47	[kN]
c	182.16	[kN]
a	0.072	[m]

2° TENTATIVO		
z	-73.46	[kN]
c	178.17	[kN]
a	0.071	[m]

3° TENTATIVO		
z	-73.38	[kN]
c	178.25	[kN]
a	0.071	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	30.4227	[kNm]
n	259.4	[kNm]
N/m	437.7	[kNm]

PARETE P1_Y11		
N	148.55	[kN]
V	13.49	[kN]
M	25.06	[m]
L	0.97	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	0.776	[m]
d2"	0.62	[m]
d3"	0.65	[m]

1° TENTATIVO		
z	-60.55	[kN]
c	88.00	[kN]
a	0.293	[m]

2° TENTATIVO		
z	-75.38	[kN]
c	73.17	[kN]
a	0.244	[m]

3° TENTATIVO		
z	-72.50	[kN]
c	76.05	[kN]
a	0.253	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	13.90722	[kNm]
n	153.1	[kNm]
N/m	229.2	[kNm]

PARETE P2_Y11		
N	55.25	[kN]
V	10.57	[kN]
M	20.83	[m]
L	0.97	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	0.776	[m]
d2"	0.69	[m]
d3"	0.69	[m]

1° TENTATIVO		
z	-7.69	[kN]
c	47.56	[kN]
a	0.159	[m]

2° TENTATIVO		
z	-8.64	[kN]
c	46.61	[kN]
a	0.155	[m]

3° TENTATIVO		
z	-8.62	[kN]
c	46.63	[kN]
a	0.155	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	10.89691	[kNm]
n	57.0	[kNm]
N/m	103.6	[kNm]

PARETE PT_Y12		
N	255.22	[kN]
V	31.15	[kN]
M	72.1	[m]
L	0.97	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	21	[Mpa]

d1"	0.776	[m]
d2"	0.73	[m]
d3"	0.73	[m]

1° TENTATIVO		
z	-66.60	[kN]
c	188.62	[kN]
a	0.075	[m]

2° TENTATIVO		
z	-70.55	[kN]
c	184.67	[kN]
a	0.073	[m]

3° TENTATIVO		
z	-70.47	[kN]
c	184.75	[kN]
a	0.073	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	32.1134	[kNm]
n	263.1	[kNm]
N/m	447.9	[kNm]

PARETE P1_Y12		
N	146.61	[kN]
V	15.24	[kN]
M	27.87	[m]
L	0.97	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	0.776	[m]
d2"	0.62	[m]
d3"	0.64	[m]

1° TENTATIVO		
z	-55.72	[kN]
c	90.89	[kN]
a	0.303	[m]

2° TENTATIVO		
z	-69.90	[kN]
c	76.71	[kN]
a	0.256	[m]

3° TENTATIVO		
z	-67.33	[kN]
c	79.28	[kN]
a	0.264	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	15.71134	[kNm]
n	151.1	[kNm]
N/m	230.4	[kNm]

PARETE P2_Y12		
N	52.09	[kN]
V	11.26	[kN]
M	21.42	[m]
L	0.97	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	0.776	[m]
d2"	0.69	[m]
d3"	0.69	[m]

1° TENTATIVO		
z	-4.93	[kN]
c	47.14	[kN]
a	0.157	[m]

2° TENTATIVO		
z	-5.56	[kN]
c	46.53	[kN]
a	0.155	[m]

3° TENTATIVO		
z	-5.55	[kN]
c	46.54	[kN]
a	0.155	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	11.60825	[kNm]
n	53.7	[kNm]
N/m	100.2	[kNm]

PARETE PT_Y13		
N	636.52	[kN]
V	301.14	[kN]
M	1543.44	[m]
L	6.1	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	21	[Mpa]

d1"	4.88	[m]
d2"	5.79	[m]
d3"	5.79	[m]

1° TENTATIVO		
z	-81.55	[kN]
c	554.97	[kN]
a	0.220	[m]

2° TENTATIVO		
z	-68.73	[kN]
c	567.79	[kN]
a	0.225	[m]

3° TENTATIVO		
z	-68.76	[kN]
c	567.76	[kN]
a	0.225	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	49.3672	[kNm]
n	104.3	[kNm]
N/m	672.1	[kNm]

PARETE P1_Y13		
N	379.09	[kN]
V	259.82	[kN]
M	825.1	[m]
L	6.1	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	4.88	[m]
d2"	5.38	[m]
d3"	5.37	[m]

1° TENTATIVO		
z	-67.85	[kN]
c	311.24	[kN]
a	1.037	[m]

2° TENTATIVO		
z	-61.53	[kN]
c	317.56	[kN]
a	1.059	[m]

3° TENTATIVO		
z	-61.65	[kN]
c	317.44	[kN]
a	1.058	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	42.59344	[kNm]
n	62.1	[kNm]
N/m	379.6	[kNm]

PARETE P2_Y13		
N	134.23	[kN]
V	141.64	[kN]
M	276.91	[m]
L	6.1	[m]
h	3.65	[m]
I1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
f_{yi}	2.5	[Mpa]

d1"	4.88	[m]
d2"	5.72	[m]
d3"	5.71	[m]

1° TENTATIVO		
z	-27.15	[kN]
c	107.08	[kN]
a	0.357	[m]

2° TENTATIVO		
z	-23.16	[kN]
c	111.07	[kN]
a	0.370	[m]

3° TENTATIVO		
z	-23.18	[kN]
c	111.05	[kN]
a	0.370	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	23.21967	[kNm]
n	22.0	[kNm]
N/m	133.1	[kNm]

PARETE PT_Y14		
N	611.77	[kN]
V	296.29	[kN]
M	1481.59	[m]
L	6.01	[m]
h	3.65	[m]
l1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
$f_{j/}$	21	[Mpa]

d1"	4.808	[m]
d2"	5.70	[m]
d3"	5.70	[m]

1° TENTATIVO		
z	-74.21	[kN]
c	537.56	[kN]
a	0.213	[m]

2° TENTATIVO		
z	-62.56	[kN]
c	549.21	[kN]
a	0.218	[m]

3° TENTATIVO		
z	-62.58	[kN]
c	549.19	[kN]
a	0.218	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	49.2995	[kNm]
n	101.8	[kNm]
N/m	651.0	[kNm]

PARETE P1_Y14		
N	369.5	[kN]
V	252.92	[kN]
M	768.46	[m]
L	6.01	[m]
h	3.65	[m]
l1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
$f_{j/}$	2.5	[Mpa]

d1"	4.808	[m]
d2"	5.31	[m]
d3"	5.30	[m]

1° TENTATIVO		
z	-71.11	[kN]
c	298.39	[kN]
a	0.995	[m]

2° TENTATIVO		
z	-64.35	[kN]
c	305.15	[kN]
a	1.017	[m]

3° TENTATIVO		
z	-64.49	[kN]
c	305.01	[kN]
a	1.017	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	42.08319	[kNm]
n	61.5	[kNm]
N/m	366.5	[kNm]

PARETE P2_Y14		
N	131.54	[kN]
V	138.83	[kN]
M	276.54	[m]
L	6.01	[m]
h	3.65	[m]
l1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
$f_{j/}$	2.5	[Mpa]

d1"	4.808	[m]
d2"	5.63	[m]
d3"	5.63	[m]

1° TENTATIVO		
z	-24.70	[kN]
c	106.84	[kN]
a	0.356	[m]

2° TENTATIVO		
z	-21.08	[kN]
c	110.46	[kN]
a	0.368	[m]

3° TENTATIVO		
z	-21.11	[kN]
c	110.43	[kN]
a	0.368	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	23.09983	[kNm]
n	21.9	[kNm]
N/m	132.3	[kNm]

PARETE PT_Y15		
N	261.77	[kN]
V	32.38	[kN]
M	75.01	[m]
L	0.97	[m]
h	3.65	[m]
l1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
$f_{j/}$	21	[Mpa]

d1"	0.776	[m]
d2"	0.73	[m]
d3"	0.73	[m]

1° TENTATIVO		
z	-66.94	[kN]
c	194.83	[kN]
a	0.077	[m]

2° TENTATIVO		
z	-71.03	[kN]
c	190.74	[kN]
a	0.076	[m]

3° TENTATIVO		
z	-70.95	[kN]
c	190.82	[kN]
a	0.076	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	33.3814	[kNm]
n	269.9	[kNm]
N/m	460.7	[kNm]

PARETE P1_Y15		
N	144.59	[kN]
V	16.08	[kN]
M	29.29	[m]
L	0.97	[m]
h	3.65	[m]
l1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
$f_{j/}$	2.5	[Mpa]

d1"	0.776	[m]
d2"	0.62	[m]
d3"	0.64	[m]

1° TENTATIVO		
z	-52.62	[kN]
c	91.97	[kN]
a	0.307	[m]

2° TENTATIVO		
z	-66.21	[kN]
c	78.38	[kN]
a	0.261	[m]

3° TENTATIVO		
z	-63.87	[kN]
c	80.72	[kN]
a	0.269	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	16.57732	[kNm]
n	149.1	[kNm]
N/m	229.8	[kNm]

PARETE P2_Y15		
N	50.62	[kN]
V	11.27	[kN]
M	21.42	[m]
L	0.97	[m]
h	3.65	[m]
l1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
$f_{j/}$	2.5	[Mpa]

d1"	0.776	[m]
d2"	0.69	[m]
d3"	0.69	[m]

1° TENTATIVO		
z	-4.03	[kN]
c	46.59	[kN]
a	0.155	[m]

2° TENTATIVO		
z	-4.52	[kN]
c	46.10	[kN]
a	0.154	[m]

3° TENTATIVO		
z	-4.52	[kN]
c	46.10	[kN]
a	0.154	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	11.61856	[kNm]
n	52.2	[kNm]
N/m	98.3	[kNm]

PARETE PT_Y16		
N	243.04	[kN]
V	31.82	[kN]
M	74.33	[m]
L	0.97	[m]
h	3.65	[m]
l1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
$f_{j/}$	21	[Mpa]

d1"	0.776	[m]
d2"	0.73	[m]
d3"	0.73	[m]

1° TENTATIVO		
z	-56.11	[kN]
c	186.93	[kN]
a	0.074	[m]

2° TENTATIVO		
z	-59.41	[kN]
c	183.63	[kN]
a	0.073	[m]

3° TENTATIVO		
z	-59.36	[kN]
c	183.68	[kN]
a	0.073	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	32.8041	[kNm]
n	250.6	[kNm]
N/m	434.2	[kNm]

PARETE P1_Y16		
N	142.68	[kN]
V	13.7	[kN]
M	25.54	[m]
L	0.97	[m]
h	3.65	[m]
l1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
$f_{j/}$	2.5	[Mpa]

d1"	0.776	[m]
d2"	0.63	[m]
d3"	0.65	[m]

1° TENTATIVO		
z	-56.26	[kN]
c	86.42	[kN]
a	0.288	[m]

2° TENTATIVO		
z	-69.75	[kN]
c	72.93	[kN]
a	0.243	[m]

3° TENTATIVO		
z	-67.33	[kN]
c	75.35	[kN]
a	0.251	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	14.12371	[kNm]
n	147.1	[kNm]
N/m	222.4	[kNm]

PARETE P2_Y16		
N	53.59	[kN]
V	10.98	[kN]
M	21.64	[m]
L	0.97	[m]
h	3.65	[m]
l1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
$f_{j/}$	2.5	[Mpa]

d1"	0.776	[m]
d2"	0.69	[m]
d3"	0.69	[m]

1° TENTATIVO		
z	-5.61	[kN]
c	47.98	[kN]
a	0.160	[m]

2° TENTATIVO		
z	-6.31	[kN]
c	47.28	[kN]
a	0.158	[m]

3° TENTATIVO		
z	-6.30	[kN]
c	47.29	[kN]
a	0.158	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	11.31959	[kNm]
n	55.2	[kNm]
N/m	102.5	[kNm]

PARETE PT_Y17		
N	895.53	[kN]
V	397.02	[kN]
M	1826.84	[m]
L	7.08	[m]
h	3.65	[m]
l1	0.2	[m]
t_{res}	120	[mm]
$f_{j/}$	21	[Mpa]

d1"	5.664	[m]
d2"	6.75	[m]
d3"	6.74	[m]

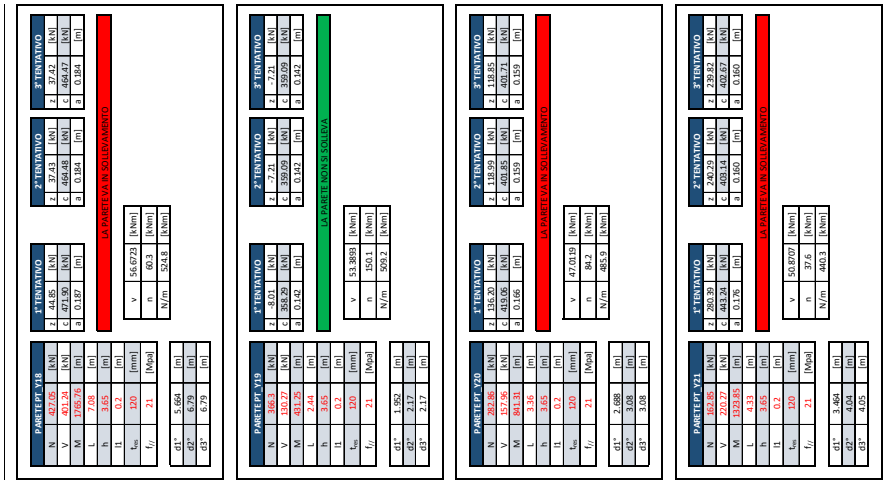
1° TENTATIVO		
z	-237.17	[kN]
c	658.36	[kN]
a	0.261	[m]

2° TENTATIVO		
z	-199.03	[kN]
c	696.50	[kN]
a	0.276	[m]

3° TENTATIVO		
z	-199.25	[kN]
c	696.28	[kN]
a	0.276	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	56.0763	[kNm]
n	126.5	[kNm]
N/m	822.8	[kNm]



PARETE PT_Y18		
N	427.05	[kN]
V	461.24	[kN]
M	1765.76	[m]
L	7.08	[m]
h	3.65	[m]
lt	0.2	[m]
t_{ss}	120	[mm]
f_{yi}	21	[Mpa]
d1*	5.664	[m]
d2*	6.79	[m]
d3*	6.79	[m]

1°TENTATIVO		
z	44.85	[kN]
c	471.90	[kN]
a	0.187	[m]

2°TENTATIVO		
z	37.43	[kN]
c	498.48	[kN]
a	0.184	[m]

3°TENTATIVO		
z	37.42	[kN]
c	498.47	[kN]
a	0.184	[m]

LA PARETE VA SOLLEVAMENTO

v	56.6723	[kNm]
n	60.3	[kNm]
N/m	524.8	[kNm]

PARETE PT_Y19		
N	386.3	[kN]
V	130.77	[kN]
M	481.25	[m]
L	2.44	[m]
h	3.65	[m]
lt	0.2	[m]
t_{ss}	120	[mm]
f_{yi}	21	[Mpa]
d1*	1.952	[m]
d2*	2.17	[m]
d3*	2.17	[m]

1°TENTATIVO		
z	-8.01	[kN]
c	358.29	[kN]
a	0.142	[m]

2°TENTATIVO		
z	-7.21	[kN]
c	359.09	[kN]
a	0.142	[m]

3°TENTATIVO		
z	-7.21	[kN]
c	359.09	[kN]
a	0.142	[m]

LA PARETE NON SI SOLLEVA

v	53.3893	[kNm]
n	150.1	[kNm]
N/m	509.2	[kNm]

PARETE PT_Y20		
N	313.48	[kN]
V	157.96	[kN]
M	841.31	[m]
L	3.16	[m]
h	3.65	[m]
lt	0.2	[m]
t_{ss}	120	[mm]
f_{yi}	21	[Mpa]
d1*	2.488	[m]
d2*	3.08	[m]
d3*	3.08	[m]

1°TENTATIVO		
z	118.25	[kN]
c	403.46	[kN]
a	0.166	[m]

2°TENTATIVO		
z	118.95	[kN]
c	408.95	[kN]
a	0.159	[m]

3°TENTATIVO		
z	118.95	[kN]
c	408.95	[kN]
a	0.159	[m]

LA PARETE VA SOLLEVAMENTO

v	47.0139	[kNm]
n	84.2	[kNm]
N/m	485.9	[kNm]

PARETE PT_Y21		
N	362.85	[kN]
V	210.77	[kN]
M	1323.85	[m]
L	4.33	[m]
h	3.65	[m]
lt	0.2	[m]
t_{ss}	120	[mm]
f_{yi}	21	[Mpa]
d1*	3.464	[m]
d2*	4.04	[m]
d3*	4.05	[m]

1°TENTATIVO		
z	280.39	[kN]
c	443.24	[kN]
a	0.176	[m]

2°TENTATIVO		
z	240.29	[kN]
c	403.14	[kN]
a	0.160	[m]

3°TENTATIVO		
z	239.82	[kN]
c	402.67	[kN]
a	0.160	[m]

LA PARETE VA SOLLEVAMENTO

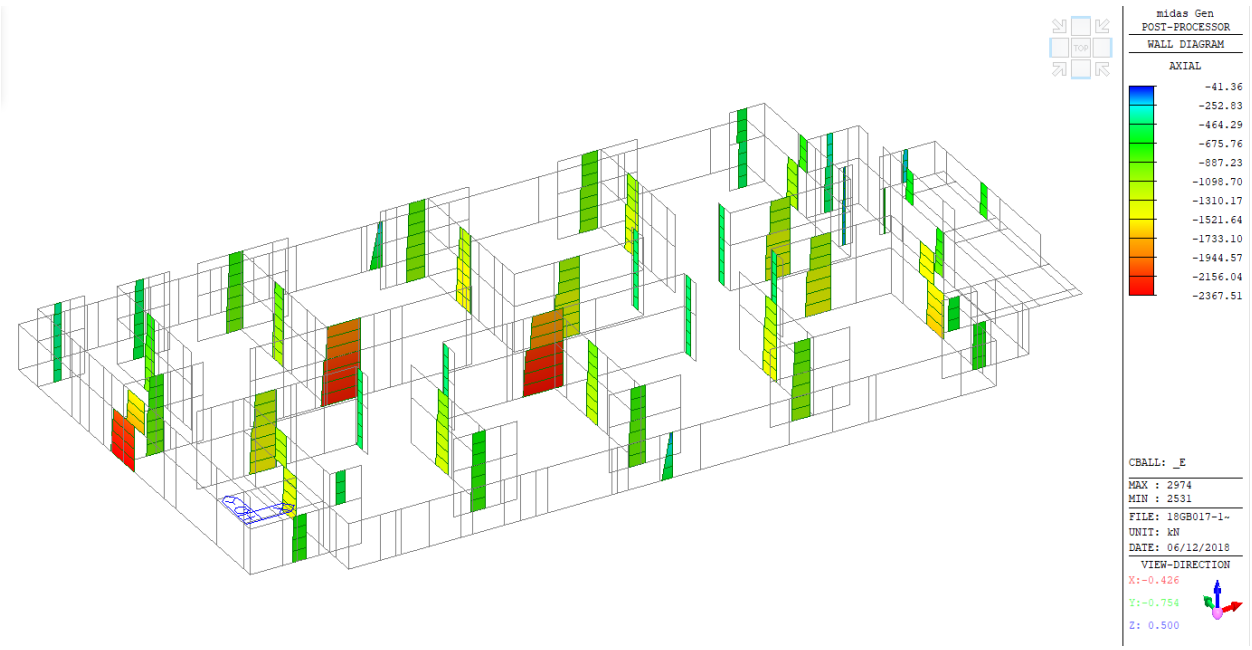
v	50.6707	[kNm]
n	37.6	[kNm]
N/m	440.3	[kNm]

Dove la parete si solleva dovranno essere predisposti degli appositi collegamenti di tipo Hold-Down per evitarne il sollevamento. Verranno comunque predisposti di default un Hold-Down per estremità di parete anche se non necessari.

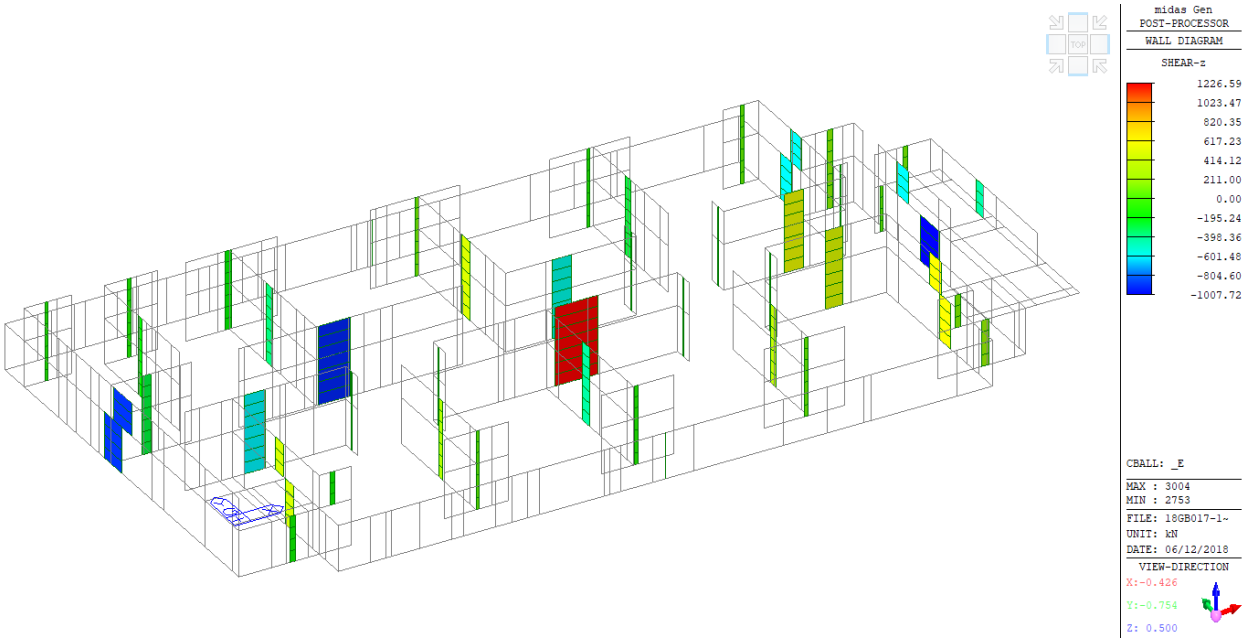
7.3.2 VERIFICA SISMICA PARETI IN CALCESTRUZZO ARMATO

In questo capitolo si riportano i diagrammi di sollecitazione sugli elementi costituenti le pareti in calcestruzzo armato dell'edificio e le principali verifiche sezionali.

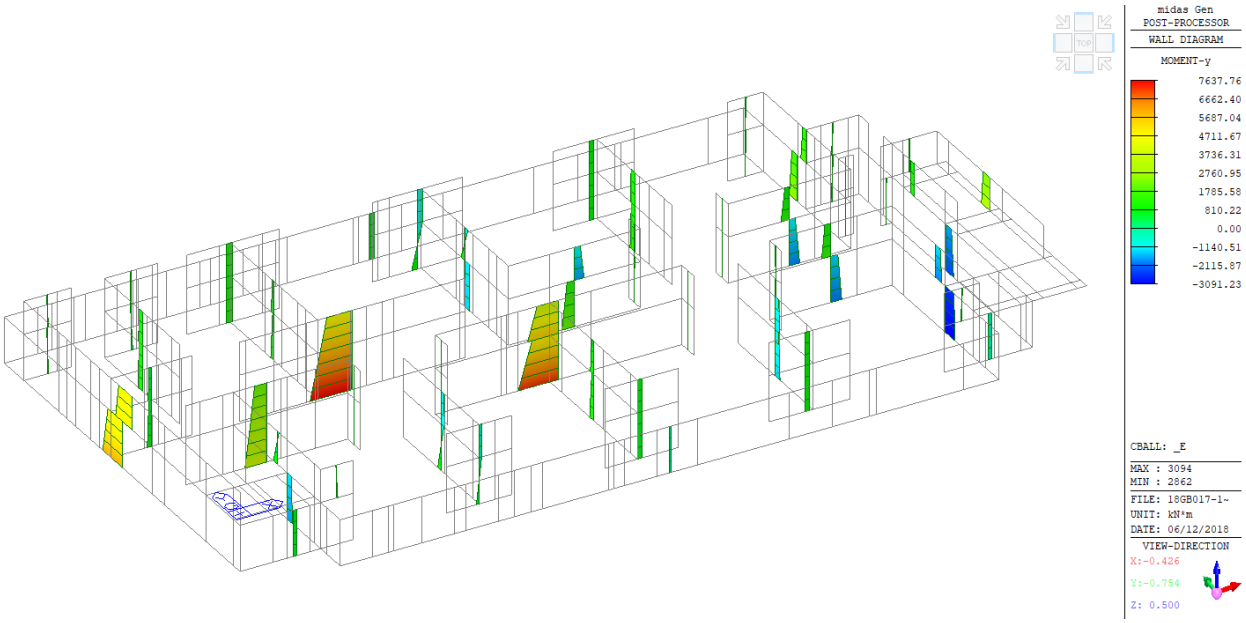
- SFORZO ASSIALE



- SFORZO TAGLIANTE



- SFORZO FLETTENTE



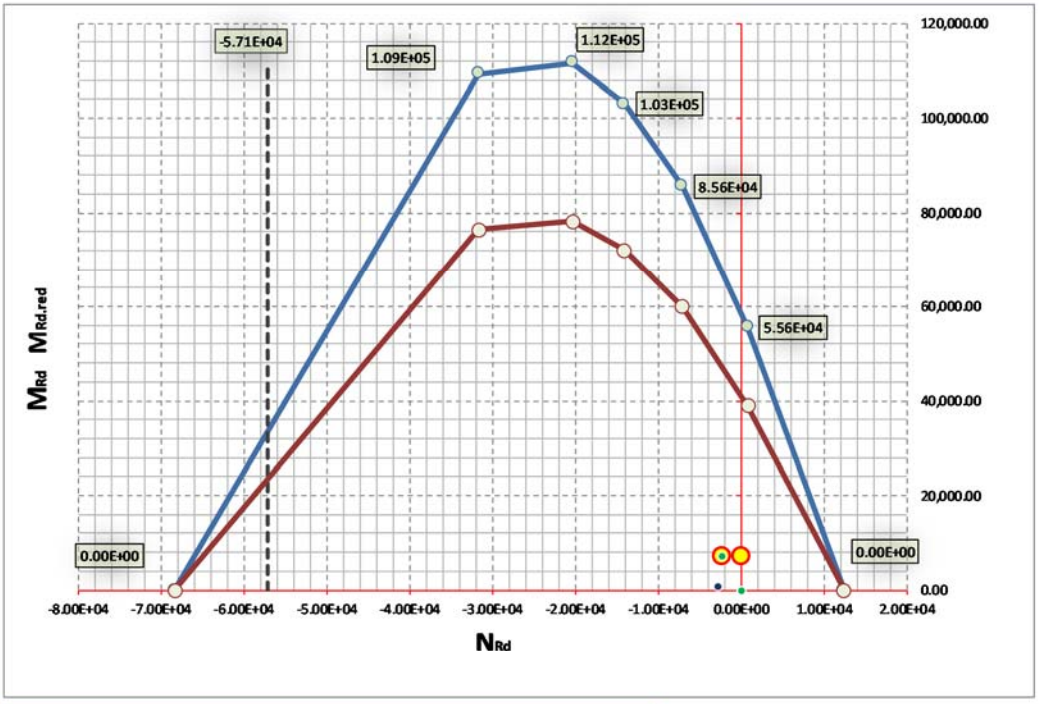
Attraverso tali valori si condurranno le principali verifiche sismiche sezionali delle pareti in calcestruzzo armato.

Si riporta la verifica della parete centrale più sollecitata.

Materiali utilizzati			
Valore di snervamento dell'acciaio dell'armatura	f_{sk}	450	[N/mm^2]
Modulo di elasticità dell'acciaio dell'armatura	E_s	200,000	[N/mm^2]
Coefficiente di sicurezza dell'armatura	γ_s	1.15	[-]
	C28/35		
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	f_{ck}	29.05	[N/mm^2]
Resistenza caratteristica media del calcestruzzo	f_{cm}	37.05	[N/mm^2]
Resistenza a trazione media	f_{ctm}	2.83	[N/mm^2]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	32,588	[N/mm^2]
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	1.50	[-]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	16.46	[N/mm^2]
Resistenza di calcolo dell'armatura	f_{yd}	391.30	[N/mm^2]
Geometria della parete			
Classe di duttilità	CD	B	[-]
Lunghezza in pianta della parete	L_w	11300.00	[mm]
Spessore in pianta della parete	B_w	300.00	[mm]
Altezza complessiva della parete	H_w	3650.00	[mm]
Distanza tra il baricentro dell'armature e il bordo del cls	d'	40.00	[mm]
Numero di piani contenuti nella parete di taglio	n_{piani}	1.00	[mm]
Altezza del piano terra	$H_{p.t.}$	3650.00	[mm]
Altezza critica della sezione	h_{cr}	3650.00	[mm]
Lunghezza della zona confinata	L_c	2260.00	[mm]
Lunghezza totale delle zone confinate	$L_{c.tot}$	4520.00	[mm]
Lunghezza totale delle zone non confinate	L_{nc}	6780.00	[mm]
Braccio di leva delle forze interne	z	10170.00	[mm]
Armature verticali della sezione			
Verifica da attuarsi nelle zone critiche	Zona Crit.	Si	[-]
Diametro delle armature presenti nelle zone confinate	$\phi_{v,c}$	16.00	[mm]
Passo delle armature presenti nelle zone confinate	$s_{v,c}$	100.00	[mm]
Diametro delle armature presenti nelle zone non confinate	$\phi_{v,nc}$	16.00	[mm]
Passo delle armature presenti nelle zone non confinate	$s_{v,nc}$	200.00	[mm]
Rapporto geometrico d'armatura nelle zone confinate	$\rho_{v,c}$	1.340%	OK
Rapporto geometrico d'armatura nelle zone non confinate	$\rho_{v,nc}$	0.670%	OK
Rapporto geometrico medio pesato tra le zone confinate e non confinate	$\rho_{v,medio}$	0.938%	[-]

Resistenze della sezione a presso/tenso flessione			
Resistenza a trazione pura			
PUNTO 1			
Area dell'armatura nelle zone confinate	$A_{s,c}$	18176.00	[mm^2]
Area dell'armatura nelle zone non confinate	$A_{s,nc}$	13632.00	[mm^2]
Resistenza a trazione pura	$N_{t,Rd}$	**12446.61**	**[kN]**
Resistenza a flessione	M_{Rd}	**0.00**	**[kNm]**
Resistenza a forza normale e flessione			
PUNTO 2			
Coefficiente di rimpiemento	β_{2A}	0.6667	[-]
Coefficiente di baricentro	κ_{2A}	0.3750	[-]
Posizione dell'asse neutro	x_{2A}	1873.33	[mm]
Posizione del baricentro geometrico	z_G	5650.00	[mm]
Risultante complessiva delle compressioni nel cls	F_c	-6167.95	[kN]
Risultante complessiva delle forze nelle armature	F_s	7029.11	[kN]
Resistenza a forza normale	N_{Rd}	**861.16**	**[kN]**
Resistenza a flessione	M_{Rd}	**55563.39**	**[kNm]**
PUNTO 3			
Coefficiente di rimpiemento	β_{2B}	0.8095	[-]
Coefficiente di baricentro	κ_{2B}	0.4160	[-]
Posizione dell'asse neutro	x_{2B}	2914.07	[mm]
Posizione del baricentro geometrico	z_G	5650.00	[mm]
Risultante complessiva delle compressioni nel cls	F_c	-11649.64	[kN]
Risultante complessiva delle forze nelle armature	F_s	4624.22	[kN]
Resistenza a forza normale	N_{Rd}	**-7025.42**	**[kN]**
Resistenza a flessione	M_{Rd}	**85569.97**	**[kNm]**
PUNTO 4			
Coefficiente di rimpiemento	β_3	0.8095	[-]
Coefficiente di baricentro	κ_3	0.4160	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	4150.55	[mm]
Posizione del baricentro geometrico	z_G	5650.00	[mm]
Risultante complessiva delle compressioni nel cls	F_c	-16592.72	[kN]
Risultante complessiva delle forze nelle armature	F_s	2516.06	[kN]
Resistenza a forza normale	N_{Rd}	**-14076.66**	**[kN]**
Resistenza a flessione	M_{Rd}	**102990.41**	**[kNm]**
PUNTO 5			
Coefficiente di rimpiemento	β_3	0.8095	[-]
Coefficiente di baricentro	κ_3	0.4160	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	5268.24	[mm]
Posizione del baricentro geometrico	z_G	5650.00	[mm]
Risultante complessiva delle compressioni nel cls	F_c	-21060.92	[kN]
Risultante complessiva delle forze nelle armature	F_s	741.50	[kN]
Resistenza a forza normale	N_{Rd}	**-20319.42**	**[kN]**
Resistenza a flessione	M_{Rd}	**111576.76**	**[kNm]**

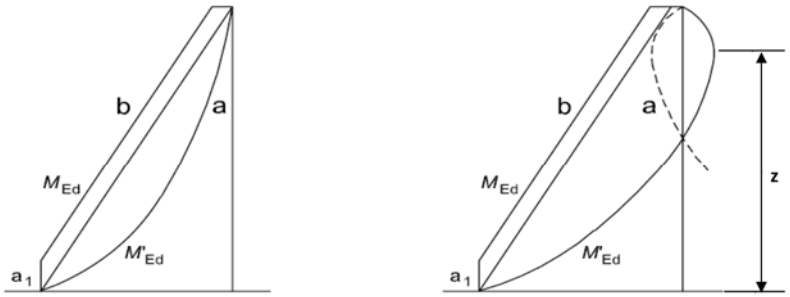
PUNTO 6		
Coefficiente di rimpiemento	β_3	0.8095 [-]
Coefficiente di baricentro	κ_3	0.4160 [-]
Posizione dell'asse neutro	x_3	7209.72 [mm]
Posizione del baricentro geometrico	z_G	5650.00 [mm]
Risultante complessiva delle compressioni nel cls	F_c	-28822.42 [kN]
Risultante complessiva delle forze nelle armature	F_s	-2828.37 [kN]
Resistenza a forza normale	N_{Rd}	-31650.78 [kN]
Resistenza a flessione	M_{Rd}	109262.91 [kNm]
PUNTO 7		
Resistenza a compressione pura		
Area della sezione in calcestruzzo	A_c	3390000.00 [mm^2]
Resistenza a compressione pura	$N_{c,Rd}$	-68251.66 [kN]
Resistenza ridotta a compressione pura	$N_{c,red,Rd}$	-57090.65 [kN]
Resistenza a flessione	M_{Rd}	0.00 [kNm]

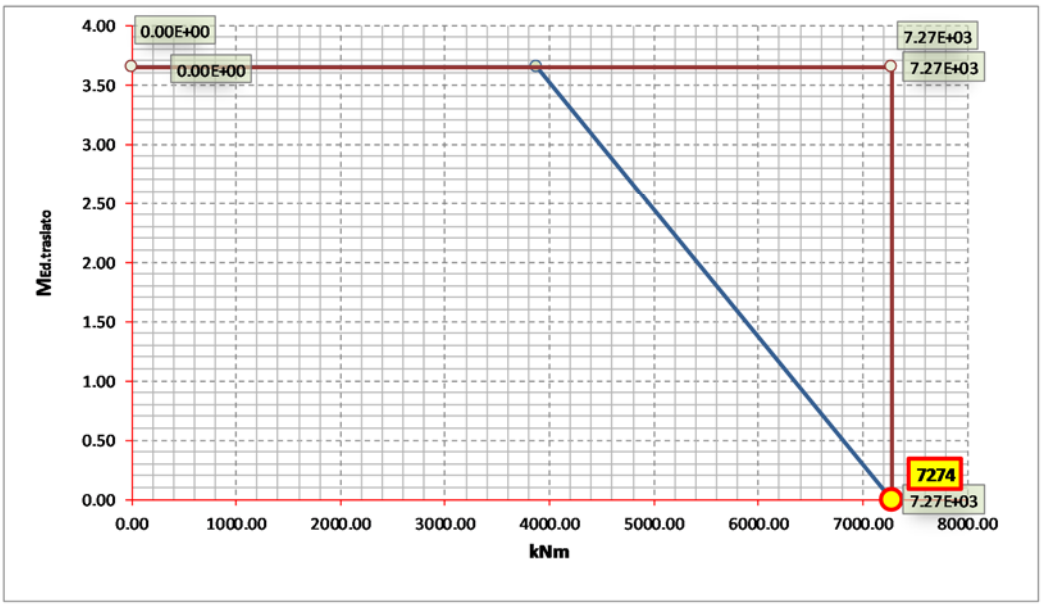


Sollecitazioni a STATO LIMITE ULTIMO	*derivanti dall'analisi statica*	
Minima forza normale (neg. se di compressione)	$N_{Ed,ULS}$	-2674 [kN]
Massima forza normale (pos. se di trazione)	$N_{Ed,ULS}$	0 [kN]
Massima forza di taglio	$V_{Ed,ULS}$	87 [kN]
Massimo momento flettente	$M_{Ed,ULS}$	802 [kNm]
Sollecitazioni a STATO LIMITE DI VITA	***derivanti dall'analisi sismica***	
Minima forza normale (neg. se di compressione)	$N_{Ed,SLV}$	-2309 [kN]
Massima forza normale (pos. se di trazione)	$N_{Ed,SLV}$	0 [kN]
Massima forza di taglio	$V_{Ed,SLV}$	1227 [kN]
Massimo momento flettente	$M_{Ed,SLV}$	7274 [kNm]

Inviluppo e traslazione del diagramma dei momenti flettenti

Massimo momento flettente alla base della parete (sismico)	$M'_{Ed,max.1}$	7274	[kNm]
Massimo momento flettente alla quota z (dove esistono punti singolari o in sommità)	$M'_{Ed,max.2}$	3883	[kNm]
Quota z del momento $M'_{Ed,max.2}$	z	3.65	[m]
Momento di inviluppo in sommità	$M'_{Ed,max}$	3882.50	[kNm]



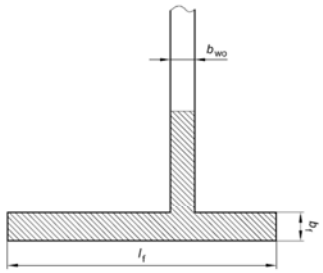


Quota alla quale si sta attuando la verifica della parete	$z_{ver.}$	0.00	[m]
Momento traslato calcolato alla quota $z_{ver.}$	$M_{Ed,ver.}$	7274	[kNm]

Coppie di momento flettente e forza normale da verificare in condizione sismica

Coppia associata alla minima forza normale sismica	$N_{Ed,SLV,min}$	-2309	[kN]
	$M_{Ed,ver.}$	7274	[kNm]
Coppia associata alla massima forza normale sismica	$N_{Ed,SLV,max}$	0	[kN]
	$M_{Ed,ver.}$	7274	[kNm]

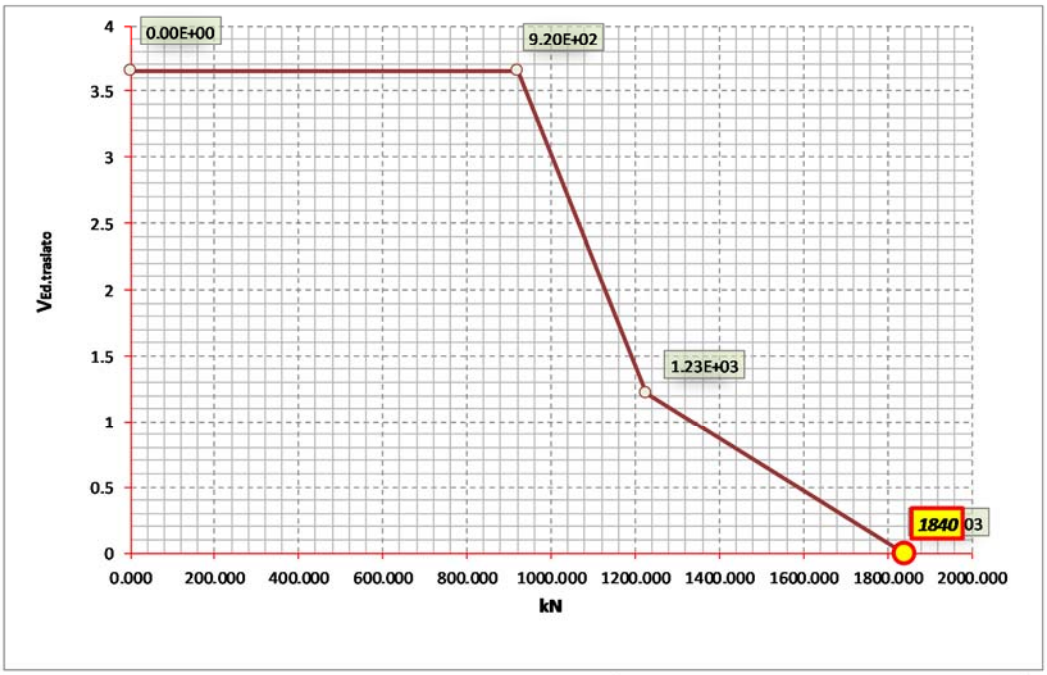
Verifica di compressione della sezione di calcestruzzo § 7.4.4.5.2			
Larghezza dell'eventuale "ala" da considerare nella verifica	L_f	0.00	[mm]
Spessore dell'eventuale "ala" da considerare nella verifica	B_f	0.00	[mm]
Numero delle ali da considerare	n	0.00	[-]
Sollecitazione di compressione dovuta all'azione sismica	$N_{Ed,SLV,min}$	2309	[kN]



Area complessiva della sezione in calcestruzzo	A_c	3.39E+06	[mm²]
Resistenza della sezione di solo calcestruzzo	$N_{c,Rd}$	55805	[kN]
Rapporto di resistenza della sezione in calcestruzzo	ρ_{Nc}	4.14%	OK
Sollecitazioni taglianti di progetto § 7.4.4.5.1			
Massima forza di taglio derivante dall'analisi statica ULS	$V_{Ed,ULS}$	87	[kN]
Massima forza di taglio derivante dall'analisi sismica SLV	$V_{Ed,SLV}$	1227	[kN]
Incremento del taglio sismico in funzione di tipologia e classe di duttilità			
Fattore di struttura assunto nell'analisi sismica dell'edificio	q	2.00	[-]
Fattore di sovraresistenza	γ_{Rd}	1.20	[-]
Periodo fondamentale di vibrazione della struttura	T_1	0.226	[s]
Periodo corrispondente alla fine del plateau	T_C	0.408	[s]
Ordinata dello spettro di risposta SLV corrispondente a T_1	$S(T_1)$	0.348	[-]
Ordinata dello spettro di risposta SLV corrispondente a T_C	$S(T_C)$	0.348	[-]
Lunghezza in pianta della parete (nella zona di incastro)	$L_{w,base}$	11300.00	[mm]
Spessore in pianta della parete (nella zona di incastro)	$B_{w,base}$	300.00	[mm]
Lunghezza delle zone confinate (nella zona di incastro)	$L_{c,base}$	1000.00	[mm]
Diametro delle armature presenti nelle zone confinate (nella zona di incastro)	$\phi_{v,c,base}$	16.00	[mm]
Passo delle armature presenti nelle zone confinate (nella zona di incastro)	$s_{v,c,base}$	100.00	[mm]
Diametro delle armature presenti nelle zone non confinate (nella zona di incastro)	$\phi_{v,nc,base}$	16.00	[mm]
Passo delle armature presenti nelle zone non confinate (nella zona di incastro)	$s_{v,nc,base}$	200.00	[mm]

Coefficiente di rimpimento	β_0	0.8000	[-]
Coefficiente di baricentro	κ_0	0.4000	[-]
Posizione dell'asse neutro di tentativo	x_t	2052.00	100.12%
Forza assiale massima in condizione sismica (alla bese del setto)	$N_{Ed,SLV,max}$	-2367.00	[kN]
Posizione del baricentro geometrico	z_G	5650.00	[mm]
Risultante complessiva delle compressioni nel cls	F_c	-8107.04	[kN]
Risultante complessiva delle forze nelle armature	F_s	5742.78	[kN]
Resistenza a forza normale	N_{Rd}	-2364.26	[kN]
Resistenza a flessione	$M_{Rd,base}$	60350.42	[kNm]
Massimo momento flettente alla base della parete	$M'_{Ed,base}$	7273.50	[kNm]
Fattore di incremento del taglio sismico	i_V	1.50	[-]

Massimo Taglio alla base della parete (sismico) non moltiplicato per i_v	$V_{Ed,max}$	1227	[kN]
Strutture a pareti	$V_{SLV,1}$	**1840**	**[kN]**
Strutture a pareti estese debolmente armate	$V_{SLV,2}$	**1840**	**[kN]**
Strutture miste non debolmente armate	$V_{SLV,3}$ (A)	1840	[kN]
Valore del taglio sismico derivante dall'analisi FEM ad $H_w/3$ (non moltiplicato per i_v)	$V'_{SLV,3}$ (B)	1226.60	[kN]
	$V_{SLV,3}$ (B)	1227	[kN]
	$V_{SLV,3}$ (C)	920	[kN]
Quota alla quale si sta attuando la verifica della parete	$z_{ver.}$	0.0	[m]
Taglio di inviluppo calcolato alla quota $z_{ver.}$	$V_{SLV,3}$	1840	[kN]



Scegliere la tipologia strutturale nella quale ricade la parete — Strutture a pareti

Massima forza di taglio derivante dall'analisi statica ULS	$V_{Ed,ULS}$	87	[kN]
Massima forza di taglio derivante dall'analisi sismica SLV (inviluppata)	$V_{Ed,SLV}$	1840	[kN]

Verifica a taglio compressione del calcestruzzo d'anima § 7.4.4.5.2.2

Braccio di leva delle forze interne	z	10170.00	[mm]
Spessore in pianta della parete	B_w	300.00	[mm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	8.23	[N/mm^2]
Forza assiale minima derivante dall'analisi sismica	$N_{Ed,SLV,min}$	-2309	[kN]
Forza assiale minima derivante dall'analisi sismica incrementata del 50%	$N'_{Ed,SLV,min}$	-2309	[kN]
Forza assiale minima derivante dall'analisi sismica decrementata del 50%	$N''_{Ed,SLV,min}$	-2309	[kN]
Forza assiale massima derivante dall'analisi sismica	$N_{Ed,SLV,max}$	0	[kN]
Forza assiale massima derivante dall'analisi sismica incrementata del 50%	$N'_{Ed,SLV,max}$	0	[kN]
Forza assiale massima derivante dall'analisi sismica decrementata del 50%	$N''_{Ed,SLV,max}$	0	[kN]

Tensioni indotte nella sezione di solo calcestruzzo	$\sigma_{cp.1}$		0.68	[N/mm^2]
	$\sigma_{cp.2}$		0.68	[N/mm^2]
	$\sigma_{cp.3}$		0.68	[N/mm^2]
	$\sigma_{cp.4}$	Trazione		[N/mm^2]
	$\sigma_{cp.5}$	Trazione		[N/mm^2]
	$\sigma_{cp.6}$	Trazione		[N/mm^2]
Rapporto tra la tensione e la resistenza di calcolo	$\sigma_{cp.1} / f_{cd}$		0.04	[-]
	$\sigma_{cp.2} / f_{cd}$		0.04	[-]
	$\sigma_{cp.3} / f_{cd}$		0.04	[-]
	$\sigma_{cp.4} / f_{cd}$		0.00	[-]
	$\sigma_{cp.5} / f_{cd}$		0.00	[-]
	$\sigma_{cp.6} / f_{cd}$		0.00	[-]
Coefficiente maggiorativo per la presenza della compressione	$\alpha_{c.1}$		1.04	[-]
	$\alpha_{c.2}$		1.04	[-]
	$\alpha_{c.3}$		1.04	[-]
	$\alpha_{c.4}$		1.00	[-]
	$\alpha_{c.5}$		1.00	[-]
	$\alpha_{c.6}$		1.00	[-]
Coefficiente maggiorativo "minimo" per la presenza della compressione	$\alpha_{c.min}$		**1.00**	**[-]**
Coefficiente di riduzione nelle zone critiche in CD "A"	β_c		**1.00**	**[-]**
Angolo di inclinazione delle armature orizzontali rispetto alla verticale	α		90.00	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni compressi	θ		45.00	[°]
	θ		45.00	[°]
Cotangenti degli angoli di inclinazione dei puntoni e delle armature	**ctgθ**		**1.00**	**OK**
	ctgα		**0.00**	[-]
Resistenza a taglio compressione del calcestruzzo d'anima	$V_{Rd,c}$		**12556**	**[kN]**
Verifica di resistenza a taglio nei confronti dello Stato Limite Ultimo	$\rho_{Vc,ULS}$	✓	**0.01**	**OK**
Verifica di resistenza a taglio nei confronti dello Stato Limite di Vita	$\rho_{Vc,SLV}$	✓	**0.15**	**OK**
Verifica a taglio trazione dell'armatura d'anima **§ 7.4.4.5.2.2**				
Momento traslato calcolato alla quota $z_{ver.}$	$M_{Ed,ver.}$		7273.50	[kNm]
Taglio inviluppato calcolato alla quota $z_{ver.}$	$V_{Ed,SLV}$		1839.90	[kN]
Lunghezza in pianta della parete	L_w		11.30	[m]
Coefficiente α_s "massimo" per la presenza di momento e taglio	α_s		**1.00**	**[-]**
Verifica da attuarsi nelle zone critiche	Zona Crit.		Si	[-]
Diametro delle armature orizzontali presenti nelle zone confinate	$\phi_{h,c}$	✓	12.00	[mm]
Passo delle armature orizzontali presenti nelle zone confinate	$s_{h,c}$		200.00	[mm]
Diametro delle armature orizzontali presenti nelle zone non confinate	$\phi_{h,nc}$		12.00	[mm]
Passo delle armature presenti nelle zone non confinate	$s_{h,nc}$		200.00	[mm]
Numero delle braccia nelle zone confinate	n_c		2.00	[-]
Numero delle braccia nelle zone non confinate	n_{nc}		2.00	[-]
Area dei ferri orizzontali nelle zone confinate	$A_{h,c}$		226.19	[mm^2]
Area dei ferri orizzontali nelle zone non confinate	$A_{h,nc}$		226.19	[mm^2]
Rapporto geometrico d'armatura orizzontale nelle zone confinate	$\rho_{h,c}$		**0.377%**	**OK**
Rapporto geometrico d'armatura orizzontale nelle zone non confinate	$\rho_{h,nc}$		**0.377%**	**OK**
Rapporto geometrico medio pesato tra le zone confinate e non confinate	$\rho_{h,medio}$		**0.377%**	**[-]**
Braccio di leva delle forze interne	**z**		**10170.00**	**[mm]**
Resistenza a flessione	B_w		**300.00**	**[mm]**
Resistenza a taglio trazione dell'armatura d'anima in CD "B"	$V_{Rd,s,CDB}$		**4501**	**[kN]**
Resistenza a taglio trazione dell'armatura d'anima in CD "A" se α_s >= 2	$V'_{Rd,s,CDA}$		**4501**	**[kN]**

Resistenza a taglio degli elementi non armati § 4.1.2.1.3.1			
Altezza utile della sezione	d	11260.00	[mm]
Coefficiente k	k	1.1333	[-]
Rapporto geometrico dell'armatura verticale	ρ_1	0.0094	[-]
Resistenza a taglio degli elementi non armati	$V_{Rd,cls,1}$	1382.52	[kN]
	$V_{Rd,cls,2}$	768.78	[kN]
Resistenza a taglio degli elementi non armati	$V_{Rd,cls}$	**1383**	**[kN]**
Forza assiale minima derivante dall'analisi sismica	$N_{Ed,SLV,min}$	-2309	[kN]
Forza assiale minima derivante dall'analisi sismica incrementata del 50%	$N'_{Ed,SLV,min}$	-2309	[kN]
Forza assiale minima derivante dall'analisi sismica decrementata del 50%	$N''_{Ed,SLV,min}$	-2309	[kN]
Forza assiale massima derivante dall'analisi sismica	$N_{Ed,SLV,max}$	0	[kN]
Forza assiale massima derivante dall'analisi sismica incrementata del 50%	$N'_{Ed,SLV,max}$	0	[kN]
Forza assiale massima derivante dall'analisi sismica decrementata del 50%	$N''_{Ed,SLV,max}$	0	[kN]
Resistenza a taglio degli elementi non armati da considerare nella verifica	$V_{Rd,cls,SLV}$	**1383**	**[kN]**
Resistenza a taglio trazione dell'armatura d'anima in CD "A" se $\alpha_s < 2$	$V''_{Rd,s,CDA}$	**5133**	**[kN]**
Copriferro laterale	c	40.00	[mm]
Larghezza del setto al netto del copriferro	B_{w0}	220.00	[mm]
Resistenza delle armature orizzontali	$V_{Rd,h}$	3300.57	[kN]
Massima forza di compressione	$N_{Ed,min}$	0.00	[kN]
Resistenza delle armature verticali	$V_{Rd,v}$	11201.95	[kN]
Verifica in accordo con il punto [7.4.16]	$\rho_{h/v}$		
Verifiche di resistenza a taglio trazione			
Verifica di resistenza a taglio tazione CD "B" nei confronti dello Stato Limite Ultimo	$\rho_{Vs,ULS}$	**0.02**	**OK**
Verifica di resistenza a taglio tazione CD "B" nei confronti dello Stato Limite di Vita	$\rho_{Vs,SLV}$	**0.41**	**OK**
Verifica di resistenza a taglio tazione CD "A" nei confronti dello Stato Limite Ultimo	$\rho_{Vs,ULS}$		
Verifica di resistenza a taglio tazione CD "A" nei confronti dello Stato Limite di Vita	$\rho_{Vs,SLV}$		
Verifica di scorrimento nelle zone critiche **§ 7.4.4.5.2.2**			
Verifica da attuarsi nelle zone critiche	Zona Crit.	Si	[-]
Resistenza dovuta all'effetto spinotto [7.4.19]			
Area complessiva delle armature verticali	ΣA_{sj}	31808	[mm^2]
Resistenza offerta dall'effetto spinotto	$V_{dd,1}$	3318.75	[kN]
	$V_{dd,2}$	3111.65	[kN]
	$V_{dd,min}$	**3111.65**	**[kN]**
Resistenza dovuta all'attrito [7.4.21]			
Coefficiente di attrito del calcestruzzo sotto azioni cicliche	μ_f	0.60	[-]
Coefficiente η	η	0.53	[-]
Posizione dell'asse neutro associato alla forza assiale che ne minimizza la dimensione	x	2052.00	[mm]
Altezza utile della sezione	d	11260.00	[mm]
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	0.182	[-]
Braccio di leva delle forze interne	z	10170.00	[mm]
Massima forza assiale (negativa se di trazione)	N_{Ed}	0.00	[kN]
Momento flettente alla quota di verifica	M_{Ed}	7273.50	[kNm]
Resistenza offerta dall'attrito	$V_{fd,1}$	1790.06	[kN]
	$V_{fd,2}$	1977.38	[kN]
	$V_{fd,min}$	**1790.06**	**[kN]**

Resistenza dovuta alle eventuali armature inclinate [7.4.20]			
Diametro dell'armatura inclinata che attraversa il piano di scorrimento	d_i	0.00	[mm]
Angolo di inclinazione dell'armatura rispetto al piano di scorrimento	ϕ_i	0.00	[°]
Numero totale delle armature inclinate	n_i	0.00	[-]
Area totale delle armature inclinate	ΣA_{si}	0	[mm^2]
Resistenza offerta dalle armature inclinate	V_{id}	**0.00**	**[kN]**
Resistenza complessiva			
Resistenza offerta dalle armature inclinate	$V_{Rd,S}$	**4901.71**	**[kN]**
Verifica di resistenza a scorrimento nei confronti dello Stato Limite di Vita	$\rho_{Vs,SLV}$	**0.38**	**OK**
Fine documento			

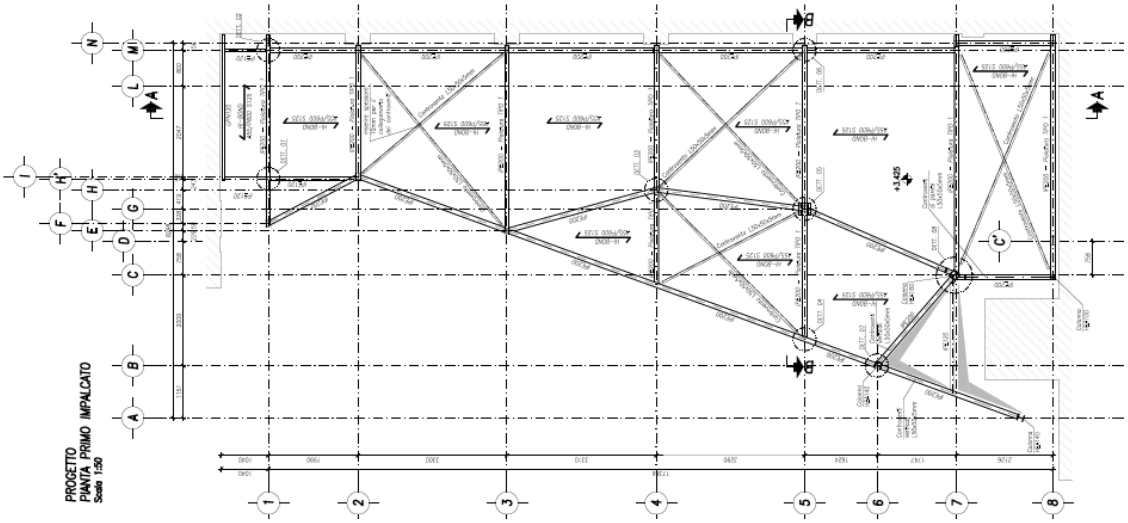
Le verifiche risultano pienamente soddisfatte

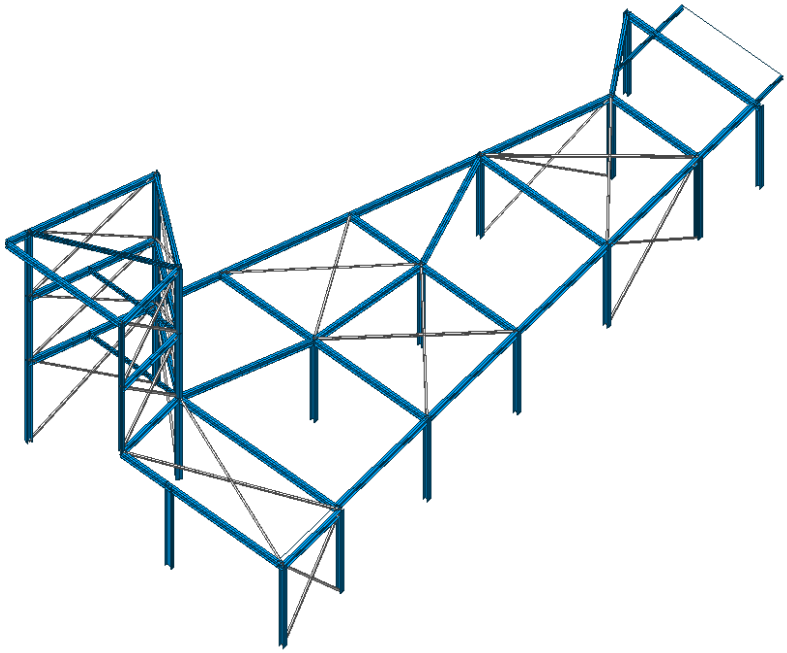
8 CORRIDOIO DISTRIBUTIVO

Sul lato sud dell'auditorium verrà realizzato un nuovo corridoio distributivo con funzione di "filtro" per l'accesso alla sala. Si compone delle strutture in acciaio fuori terra e delle fondazioni in c.a..

La copertura è realizzata con lamiera grecata del tipo collaborante. Le strutture verranno adeguatamente protette nei confronti delle azioni del fuoco mediante rivestimenti in laterizio o cartongessi idonei allo scopo (alternativamente si può prevedere l'applicazione di vernici intumescenti).

Nelle prossime immagini si riportano degli estratti dagli elaborati grafici.





Nel seguito si riportano le verifiche degli elementi principali delle strutture in oggetto.

8.1 *CARICHI AGENTI*

Le azioni agenti assunte su tale struttura, in accordo con le NTC 2008 sono di seguito riassunte:

- azioni accidentali solaio calpestio p. terra 5,00 kN/mq
- azioni accidentali sulla copertura 2,30 kN/mq
- carichi permanenti p.terra 3,25 kN/mq
- carichi permanenti copertura 1,30 kN/mq

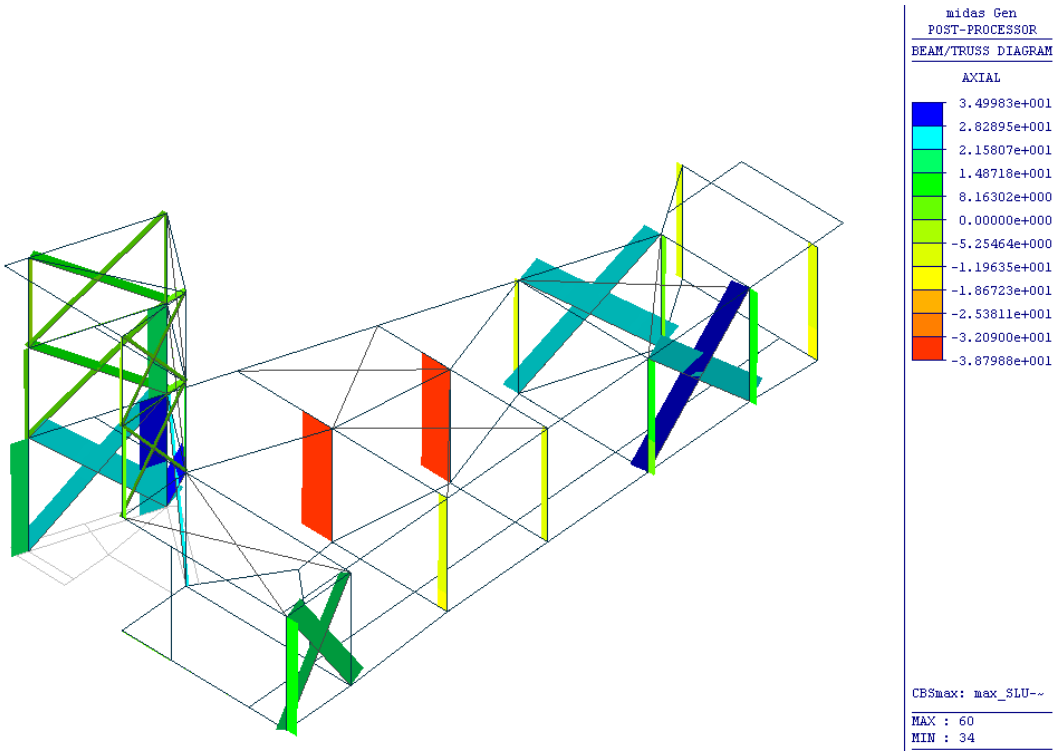
8.2 *MODELLO FEM*

Per la definizione delle massime sollecitazioni sulle strutture sia dal p.to di vista statico che sismico, è stato realizzato un elemento FEM.

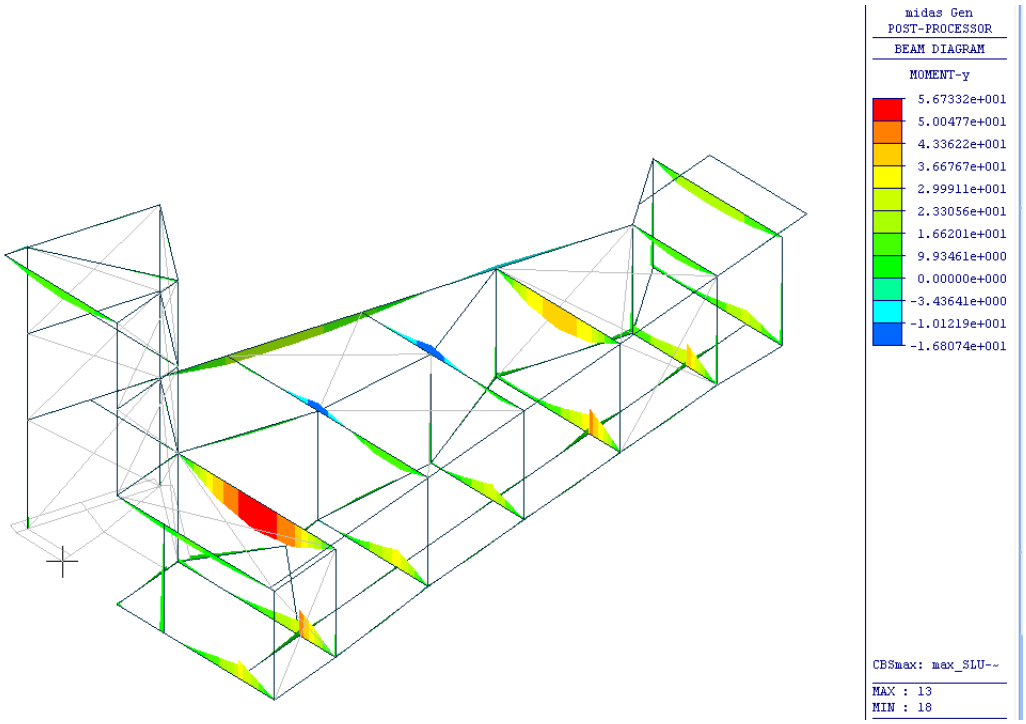
Le colonne (HEA 140, HEA 160 e HEA180) e le travi (IPE200, IPE120) sono state definite come beam, mentre i controventi di piano e di parete sono stati schematizzati come truss.

Si riportano nelle immagini seguenti i diagrammi sollecitanti.

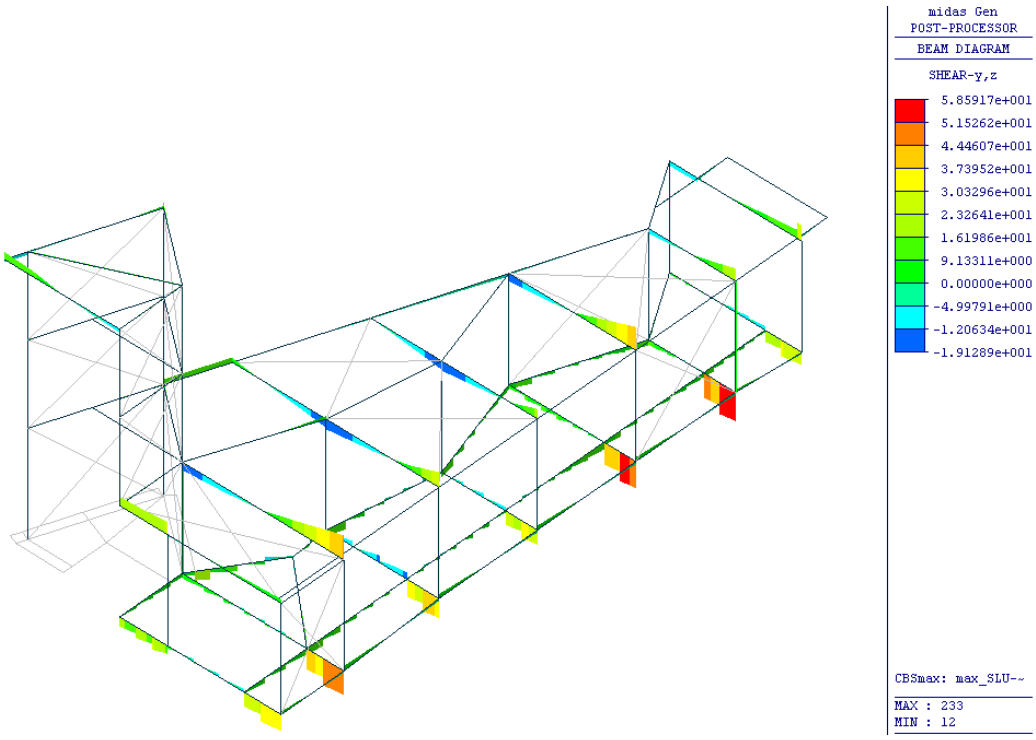
- SFORZI ASSIALI



- SFORZI FLETTENTI



- SFORZI TAGLIANTI



8.3 *VERIFICHE STRUTTURALI*

Si riporta la schermata delle verifiche strutturali per gli elementi in acciaio del programma MIDAS.

Eurocode3:05 Code Checking Result Dialog

Code : Eurocode3:05 Unit : kN , m

Sorted by: Member / Property — Change... Update...

Primary Sorting Option: SECT / MEMB

CHK	MEMB / COM	SECT / SHR	SEL	Section / Material	Fy	LCB	Len / Lb	Ly / Lz	Ky / Kz	Bmy / Bmz	N_Ed / N_Rd	MbEd / Mb_Rd	MyEd / My_Rd	MzEd / Mz_Rd	Def / Defa
OK	48	1	☐	HEA160		5	3.34000	3.34000	1.000	1.000	-72.468	-3.7037	-3.7037	-6.4020	0.00385
	0.374	0.010		S275	275000		3.34000	3.34000	1.000	1.000	597.005	0.00000	67.6500	32.0117	0.00883
OK	78	2	☐	IPE120		5	3.71267	3.71267	1.000	1.000	0.00000	-4.5413	-4.5413	0.00000	-0.0007
	0.606	0.023		S275	275000		3.71267	3.71267	1.000	1.000	363.000	7.48817	16.7200	3.69111	0.01123
OK	13	5	☐	IPE200		1	4.88011	4.88011	0.650	1.000	0.00000	56.7333	56.7333	0.00000	-0.0094
	0.938	0.193		S275	275000		0.00000	4.88011	0.650	1.000	783.750	0.00000	60.5000	12.0820	0.01952
OK	34	7	☐	HEA140		1	3.34000	3.34000	2.000	1.000	-100.51	0.16102	0.16102	-0.0285	0.00016
	0.697	0.005		S275	275000		3.34000	3.34000	2.000	1.000	145.171	0.00000	47.6850	23.1487	0.00883
OK	41	12	☐	HEA100		5	2.65000	5.30000	1.000	1.000	-18.617	-1.0621	-1.0621	-0.0520	0.00664
	0.152	0.003		S275	275000		2.65000	2.65000	1.000	1.000	198.735	0.00000	22.8250	11.1375	0.00883
OK	64	13	☐	HEA180		9	3.34000	3.34000	1.000	1.000	-49.231	-3.0732	-3.0732	-2.4229	0.00612
	0.959	0.011		S275	275000		8.64000	8.64000	2.000	1.000	57.8018	0.00000	89.1000	42.6987	0.00883

Connect Model View — View Result Ratio...

Select All — Unselect All — Re-calculation — <<

Graphic... — Detail... — Summary... — Close

Result View Option: All / OK / NG

Summary by LCB... — Copy Table

Come si può notare dalla finestra di dialogo sopra riportata, i valori resistenti sono sempre maggiori di quelli sollecitanti e pertanto le verifiche sono tutte soddisfatte.

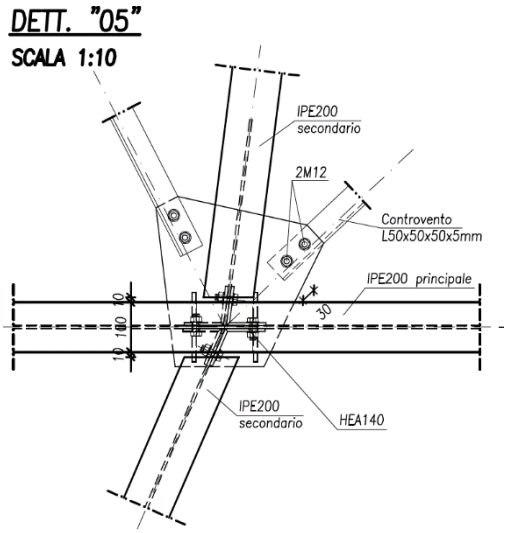
Le verifiche automatiche del programma di calcolo condotte sui profili dei controventi L50x50x5mm riportano un valore di snellezza che non soddisfa il requisito di resistenza per compressione. Il profilo infatti è progettato per resistere alla massima trazione, e lo sbandamento non è preso in considerazione per la funzione resistente assegnata, il collegamento invece viene dimensionato per la sollecitazione massima.

La massima sollecitazione di trazione sui controventi è pari a 35 kN.

Il carico massimo resistente del profilo è pari a N_{Rd}=(275/1.05)*480= 126 kN e la verifica pertanto è soddisfatta.

8.3.1 COLLEGAMENTO TRAVI IPE 200 SECONDARIE

Come mostra l'immagine seguente, le travi IPE200 secondarie, (cioè quelle disposte parallalelamente all'orditura delle lamiere grecate sono fissate alle IPE 200 principali mediante squadrette e bulloni.



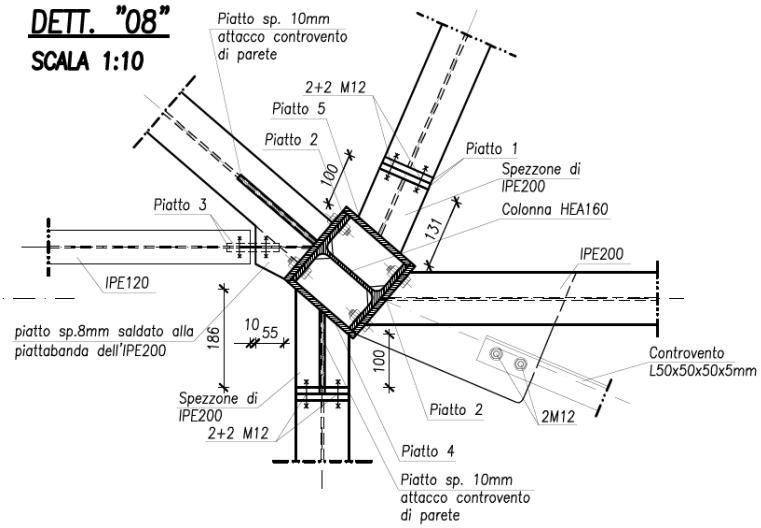
Lo schema statico assunto per tale elemento è quello di trave incernierata alle estremità. Il Taglio massimo sollecitante è pari a 10 kN.

La resistenza a taglio di un bullone M12, per piano di taglio è pari a 24 kN, e pertanto il collegamento sul profilo, fissato con due bulloni in anima e con due piani di taglio, è verificato.

8.3.2 COLLEGAMENTO TRAVI IPE 200 PRINCIPALI

Come mostra l'immagine seguente (tipo b), le travi IPE200 principali sono collegate alle colonne mediante le seguenti tipologie:

a) in testa alla colonne HEA 140
b) collegamenti imbullonati flangiati
c) giunto in anima a squadrette



Lo schema statico assunto per tale elemento è quello di trave incernierata alle estremità. Il Taglio massimo sollecitante è pari a -39 kN.

Si riporta di seguito la verifica del collegamento bullonato flangiato:

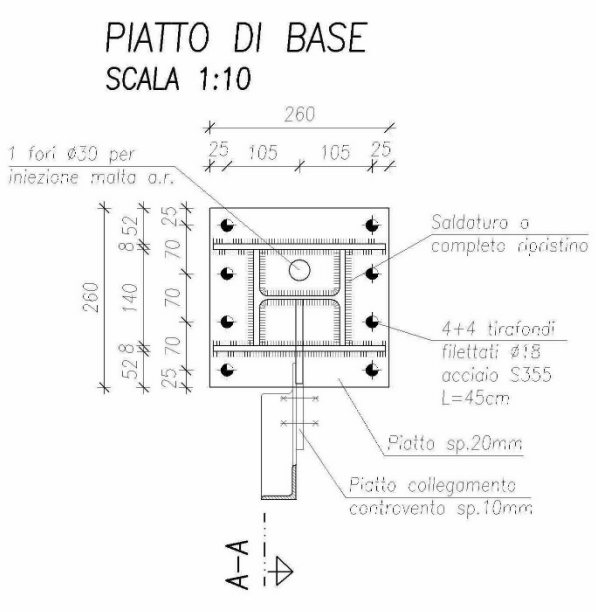
					flessione risp asse x		flessione risp asse y		torsione					
Bullone	A (mm^2)	Xi (mm)	Yi (mm)	d_{gi} (mm)	Ja (mm^4)	W (mm^3)	Ja (mm^4)	W (mm^3)	Ja (mm^2)	W (mm)	Verifica 1		Verifica 2	
1	84	25	300	301	8.E+06	5.E+04	5.E+04	1.E+05	9.E+04	7.E+02	0.55	ok	0.27	ok
2	84	135	300	329	8.E+06	5.E+04	2.E+06	2.E+04	1.E+05	7.E+02	0.55	ok	0.27	ok
3	84	25	30	39	8.E+04	5.E+05	5.E+04	1.E+05	2.E+03	6.E+03	0.38	ok	0.03	ok
4	84	135	30	138	8.E+04	5.E+05	2.E+06	2.E+04	2.E+04	2.E+03	0.38	ok	0.03	ok

8.3.3 VERIFICA DEL NODO DI BASE DELLA COLONNA HEA 140

Il nodo di base della colonna rappresenta un incastro in entrambe le direzioni principali. Questo nodo è realizzato con una piastra di base 26x26cm fissata alla fondazione con 8 tirafondi Φ18. Il dimensionamento del nodo viene svolto nel rispetto della gerarchia delle resistenze cosi come indicato al §7.5.4.6 delle NTC08, il momento resistente plastico del collegamento deve rispettare la seguente disuguaglianza:

$$M_{C,Rd} \geq 1.1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{c,pl,Rd}(N_{Ed})$$

Dove $M_{c,pl,Rd}$ è il momento resistente plastico di progetto della colonna, calcolato per lo sforzo normale di progetto N_{Ed}. Il coefficiente γ_{Rd} dipende dal tipo di acciaio ed è pari a 1.10.



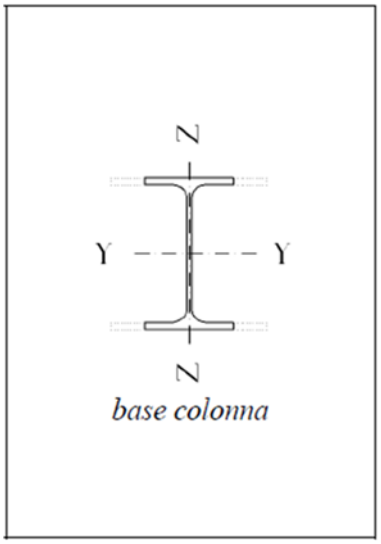
Il momento resistente della colonna nelle due direzioni principali è stato calcolato tenendo conto di uno sforzo normale nullo.

COLONNA NORMALE "PROFILO HEA 140"			
Larghezza		140	[mm]
Altezza		133	[mm]
Area		3140	[mm2]
Momento d'inerzia	Jy-y	1033	[cm4]
Momento d'inerzia	Jz-z	389	[cm4]

Moduli resistenti elastici			
Modulo resistente W el,y-y=J y-y/zmax	W el,y-y	155.34	[cm3]
Modulo resistente W el,z-z=Jz-z/ymax	W el,y-y	55.57	[cm3]
Moduli resistenti plastici			
b y-y		1.14	
Modulo resistente W pl,y-y=b y-y * Wel,y-y	W pl,y-y	177.09	[cm3]
b z-z		1.50	
Modulo resistente W pl,z-z=b z-z * Wel,z-z	W pl,z-z	83.36	[cm3]

Momenti resistenti plastici		
Mel y-y=W el,y-y*(fyk/g M0)=	40.68	[kNm]
Mel z-z=W el,z-z*(fyk/g M0)=	14.55	[kNm]
Mpl y-y=W pl,y-y*(fyk/g M0)=	46.38	[kNm]
Mel z-z=W pl,z-z*(fyk/g M0)=	21.83	[kNm]

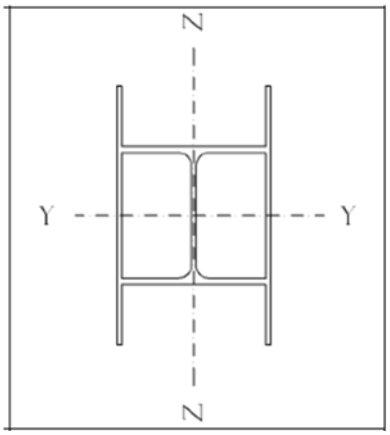
Minimo momento resistente del collegamento		
inflessioni attorno all'asse y-y		
1,1*gRd*Mpl,Rd y-y	59	[kNm]
inflessioni attorno all'asse z-z		
1,1*gRd*Mpl,Rd z-z	28	[kNm]



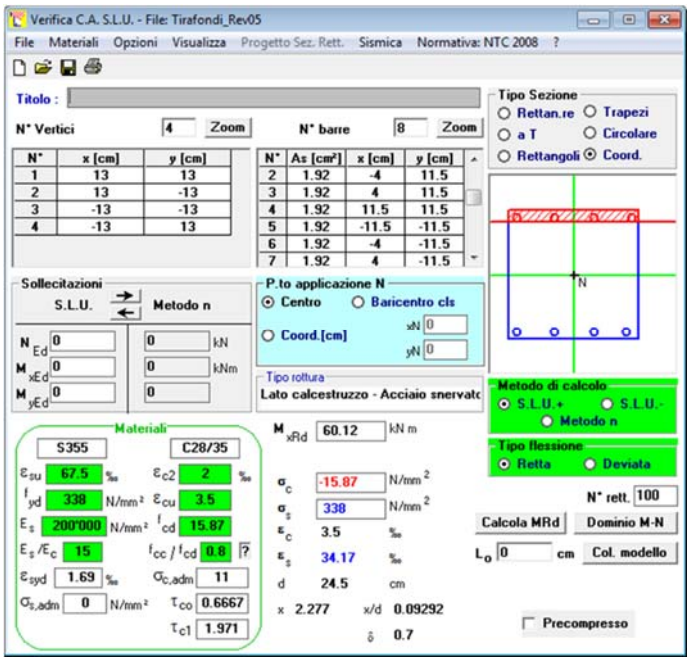
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELL'IRRIGIDIMENTO ALLA BASE		
Larghezza	156	[mm]
Altezza	250	[mm]
Area	7780	[mm2]
Momento d'inerzia	3116	[cm4]
Momento d'inerzia	2582	[cm4]

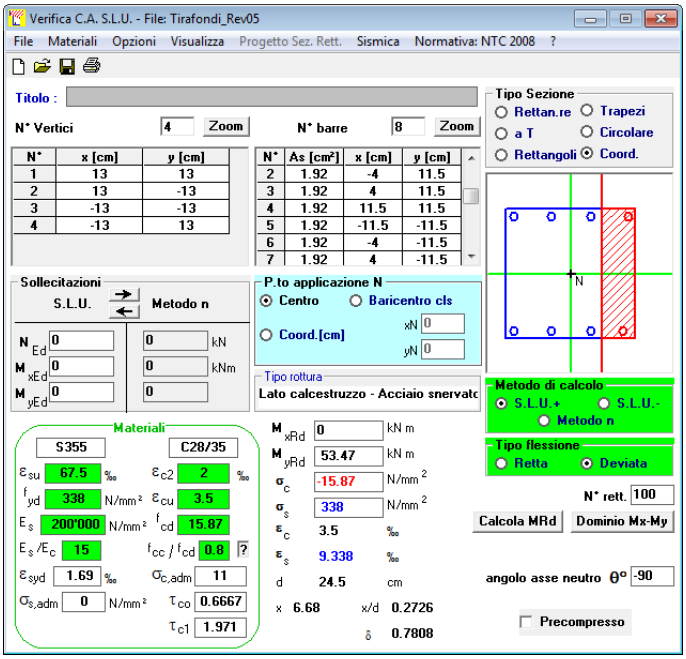
Moduli resistenti		
Modulo resistente W y-y=J y-y/zmax	249.28	[cm3]
Modulo resistente W z-z=Jz-z/ymax	331.03	[cm3]

Momenti resistenti		
Mel y-y=W y-y*(fyk/g M0)=	65.29	[kNm]
Mel z-z=W z-z*(fyk/g M0)=	86.70	[kNm]



Di seguito si riporta il calcolo del momento resistente nelle due direzioni:





VERIFICA DEL COLLEGAMENTO COLONNA-FONDAZIONE				
MC,Rd y-y> 1,1*g Rd*Mc,pl,Rd y-y (NEd)	60.1 kN m	>	58.7 kN m	OK
MC,Rd z-z> 1,1*g Rd*Mc,pl,Rd z-z (NEd)	53.5 kN m	>	27.6 kN m	OK

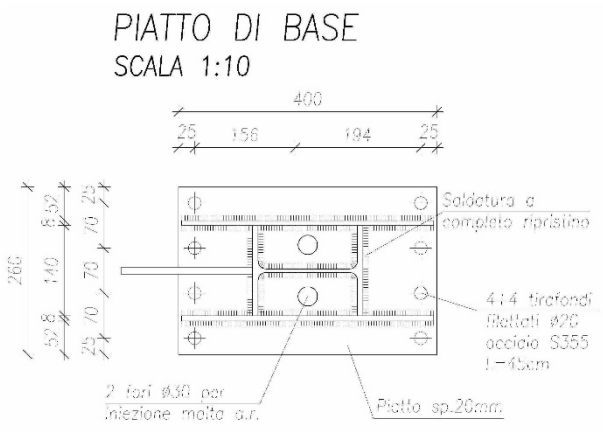
VERIFICA DEL COLLEGAMENTO COLONNA-PIASTRA DI BASE				
MC,Rd y-y> 1,1*g Rd*Mc,pl,Rd y-y (NEd)	65.3 kN m	>	58.7 kN m	OK
MC,Rd z-z> 1,1*g Rd*Mc,pl,Rd z-z (NEd)	86.7 kN m	>	27.6 kN m	OK

8.3.4 VERIFICA DEL NODO DI BASE DELLA COLONNA HEA 180

Il nodo di base della colonna rappresenta un incastro in entrambe le direzioni principali. Questo nodo è realizzato con una piastra di base 40x26cm fissata alla fondazione con 8 tirafondi Φ20. Il dimensionamento del nodo viene svolto nel rispetto della gerarchia delle resistenze cosi come indicato al §7.5.4.6 delle NTC08, il momento resistente plastico del collegamento deve rispettare la seguente disuguaglianza:

$$M_{C,Rd} \geq 1.1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{c,pl,Rd}(N_{Ed})$$

Dove $M_{c,pl,Rd}$ è il momento resistente plastico di progetto della colonna, calcolato per lo sforzo normale di progetto N_{Ed}. Il coefficiente γ_{Rd} dipende dal tipo di acciaio ed è pari a 1.10.



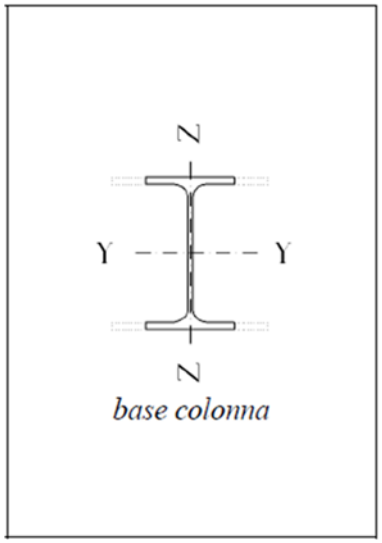
Il momento resistente della colonna nelle due direzioni principali è stato calcolato tenendo conto di uno sforzo normale nullo.

COLONNA NORMALE "PROFILO HEA 180"			
Larghezza		180	[mm]
Altezza		171	[mm]
Area		4530	[mm2]
Momento d'inerzia	Jy-y	2510	[cm4]
Momento d'inerzia	Jz-z	925	[cm4]

Moduli resistenti elastici			
Modulo resistente W el,y-y=J y-y/zmax	W el,y-y	293.57	[cm3]
Modulo resistente W el,z-z=Jz-z/ymax	W el,y-y	102.78	[cm3]
Moduli resistenti plastici			
b y-y		1.14	
Modulo resistente W pl,y-y=b y-y * Wel,y-y	W pl,y-y	334.67	[cm3]
b z-z		1.50	
Modulo resistente W pl,z-z=b z-z * Wel,z-z	W pl,z-z	154.17	[cm3]

Momenti resistenti		
Mel y-y=W el,y-y*(fyk/g M0)=	76.89	[kNm]
Mel z-z=W el,z-z*(fyk/g M0)=	26.92	[kNm]
Mpl y-y=W pl,y-y*(fyk/g M0)=	87.65	[kNm]
Mpl z-z=W pl,z-z*(fyk/g M0)=	40.38	[kNm]

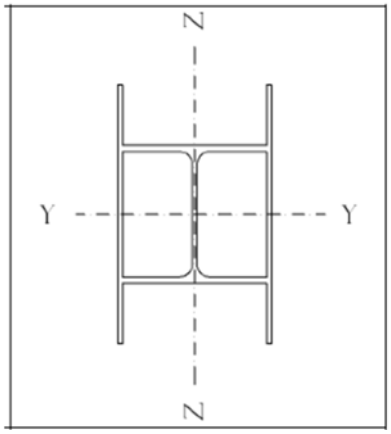
Minimo momento resistente del collegamento		
inflessioni attorno all'asse y-y		
1,1*gRd*Mpl,Rd y-y	111	[kNm]
inflessioni attorno all'asse z-z		
1,1*gRd*Mpl,Rd z-z	51	[kNm]



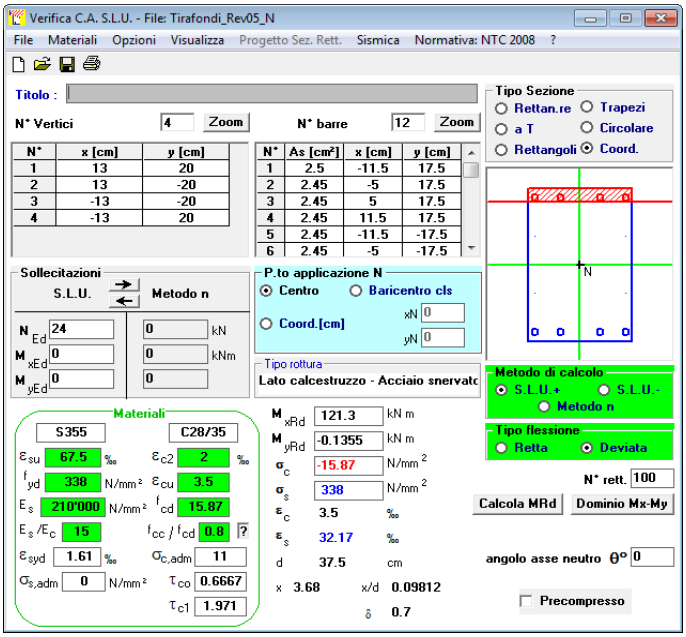
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELL'IRRIGIDIMENTO ALLA BASE		
Larghezza	196	[mm]
Altezza	400	[mm]
Area	10925	[mm2]
Momento d'inerzia	11043	[cm4]
Momento d'inerzia	6583	[cm4]

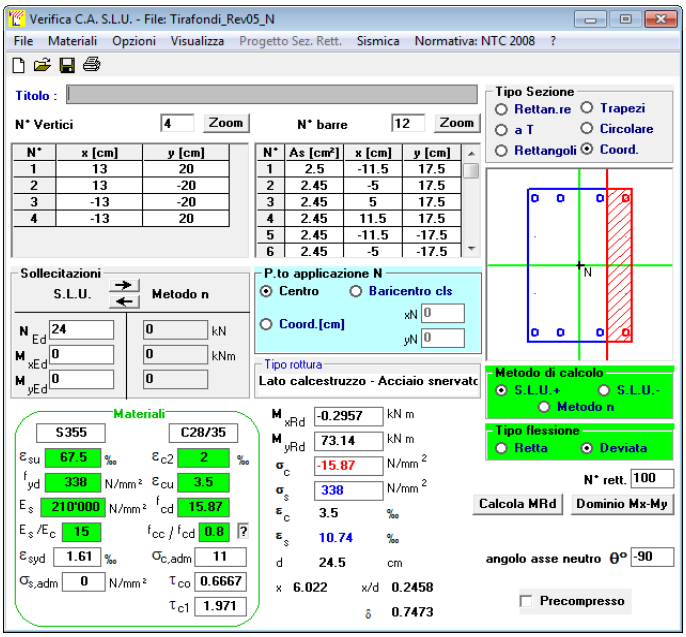
Moduli resistenti		
Modulo resistente W y-y=J y-y/zmax	552.15	[cm3]
Modulo resistente W z-z=Jz-z/ymax	671.73	[cm3]

Momenti resistenti		
Mel y-y=W y-y*(fyk/g M0)=	144.61	[kNm]
Mel z-z=W z-z*(fyk/g M0)=	175.93	[kNm]



Di seguito si riporta il calcolo del momento resistente nelle due direzioni:





VERIFICA DEL COLLEGAMENTO COLONNA-FONDAZIONE				
MC,Rd y-y> 1,1*g Rd*Mc,pl,Rd y-y (NEd)	121 kN m	>	111 kN m	OK
MC,Rd z-z> 1,1*g Rd*Mc,pl,Rd z-z (NEd)	73 kN m	>	51 kN m	OK

VERIFICA DEL COLLEGAMENTO COLONNA-PIASTRA DI BASE				
MC,Rd y-y> 1,1*g Rd*Mc,pl,Rd y-y (NEd)	145 kN m	>	111 kN m	OK
MC,Rd z-z> 1,1*g Rd*Mc,pl,Rd z-z (NEd)	176 kN m	>	51 kN m	OK