

**PROGETTO ESECUTIVO PER L'INTERVENTO DI RIDUZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA,  
EFFICIENTAMENTO ENERGETICO, ABBATTIMENTO DELLE BARRIERE ARCHITETTONICHE  
SU EDIFICIO DI 12 ALLOGGI CON RICAVO DI ULTERIORI 4 ALLOGGI**

**SITO A DI BELLUNO IN LOCALITA' FIAMMOI VIA CADUTI DEL LAVORO NR. 27 E 29**

**CODICE CUP: PROV0000025710 - CODICE CIG: 9179656BC3**

**LOTTO FUNZIONALE 1 - EDIFICIO B**

**PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO**

***opere strutturali***

**stru.08**

**Relazione tecnica sintetica con illustrazione degli elementi essenziali del progetto strutturale**

**ELENCO ELABORATI:**

- stru.01 ☐ Elaborati grafici delle strutture esistenti per la definizione del modello ad elementi finiti impiegato per le analisi
- stru.02 ☐ Costruzioni esistenti: elaborati previsti dal cap. 8 delle NTC 2018
- stru.03 ☐ Indagini sulle strutture
- stru.04 ☐ Relazione sulla modellazione sismica concernente la "pericolosità sismica di base" del sito in costruzione
- stru.05 ☐ Relazione illustrativa delle verifiche di vulnerabilità sismica
- stru.06 ☐ Fascicolo calcoli - STATO DI FATTO - Analisi lineare dinamica SLU per le verifiche allo stato limite ultimo delle strutture
- stru.07 ☐ Fascicolo calcoli - STATO DI FATTO - Analisi lineare dinamica per la determinazione dei valori di vulnerabilità e classificazione sism.
- stru.08 ☒ Relazione tecnica sintetica con illustrazione degli elementi essenziali del progetto strutturale
- stru.09 ☐ Relazione illustrativa sui materiali impiegati
- stru.10 ☐ Fascicolo calcoli - PROGETTO - Analisi lineare dinamica SLU per le verifiche allo stato limite ultimo delle strutture
- stru.11 ☐ Fascicolo calcoli - PROGETTO - Analisi lineare dinamica per la determinazione dei valori di vulnerabilità e classificazione sismica
- stru.12 ☐ Elaborati grafici esecutivi e particolari costruttivi: FONDAZIONI
- stru.13 ☐ Elaborati grafici esecutivi e particolari costruttivi: PIANO TERRA - 1° SOLAIO
- stru.14 ☐ Elaborati grafici esecutivi e particolari costruttivi: PIANI PRIMO e SECONDO - 2° e 3° SOLAIO
- stru.15 ☐ Elaborati grafici esecutivi e particolari costruttivi: PIANO TERZO - 4° SOLAIO
- stru.16 ☐ Elaborati grafici esecutivi e particolari costruttivi: SOTTOTETTO - STRUTTURE DELLA COPERTURA
- stru.17 ☐ Elaborati grafici esecutivi e particolari costruttivi: PROSPETTI CAPPOTTO SISMICO e ARMATURA STRUTTURE VERTICALI
- stru.18 ☐ Piano di manutenzione delle opere strutturali

**COMMITTENTE - SOGGETTO ATTUATORE:**

**ATER BELLUNO**

Azienda Territoriale Edilizia Residenziale  
della Provincia di Belluno (già IACP) - Ente Pubblico Economico  
via Castellani, 2 - 32100 BELLUNO  
tel 0437 935911 - C.F. 00092050251

**PROGETTISTA e D.L. ARCHITETTONICO:**

**Dott. Arch. Gianluca ROSSI - ATER BELLUNO**

via Castellani, 2 - 32100 BELLUNO  
tel 0437 935911 - e-mail info@aterbl.it

**CALCOLATORE DELLE STRUTTURE:**

**Dott. Ing. Siro ANDRICH**

via Duomo, 26 - 32100 BELLUNO  
tel 0437 948210 - e-mail siro.andrich@gmail.com



**Belluno, 16 settembre 2022**

**PROVINCIA DI BELLUNO**

**COMUNE DI BELLUNO**

## **RELAZIONE TECNICA SINTETICA CON ILLUSTRAZIONE DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DI PROGETTO STRUTTURALE**

### **PREMESSA**

La presente relazione strutturale riguarda il fabbricato di proprietà dell'Ater di Belluno sito a Fiammoi INT. 24 – lotto funzionale 1 edificio B. Essa ha come obiettivo il progetto di miglioramento sismico, la creazione nel piano sottotetto di nuove unità abitative e la realizzazione di due nuovi ascensori per dare accessibilità a tutti i piani dell'edificio.

Si tratta di un miglioramento sismico previsto al punto 8.4.2 del D.M.17/01/2018 poiché a seguito degli interventi di miglioramento il valore di  $\xi_E$  (IR,PGA<sub>MIN</sub>) passa dal valore 0 al valore 0,451 con un incremento quindi di 0,451.

Non si tratta invece di un adeguamento sismico poiché, analizzando il punto 8.4.3 del D.M.17/01/2018, :

a) non c'è sopraelevazione della costruzione;

b) non si amplia la costruzione con opere che alterano significativamente la risposta ( c'è solo la realizzazione dell'ascensore che per la sua ridotta dimensione rispetto alla struttura, non darà significative variazioni al comportamento dinamico della struttura);

c) dopo il consolidamento, nonostate al piano sottotetto ci sia un cambio di destinazione d'uso, i carichi globali verticali in fondazione non aumenteranno più del 10%. Questo succederà poiché in fase di progetto ( Deposito n.3139 del 26 aprile 1980) il piano sottotetto prevedeva già nell'analisi dei carichi un carico accidentale di 250 dN/mq, l'intervento inoltre prevede la sostituzione dell'attuale solaio in laterocemento con un nuovo solaio in legno molto più leggero;

d) il cappotto sismico è un sistema di consolidamento che non altera lo stato tensionale della struttura per lo stato limite vita. I carichi gravitazionali continuano a sollecitare la struttura originaria quindi non si realizza un sistema strutturale diverso dal precedente e sicuramente esso non dovrà sopportare almeno il 50% del carico verticale. Il cappotto dovrà invece concorrere al controventamento dell'edificio in caso di sisma.

e) non è previsto naturalmente modifica alla classe d'uso dell'edificio che rimarrà adibito a civile abitazione.

## **1. CARATTERISTICHE GENERALI DELLA STRUTTURA E INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO PREVISTO**

### **STATO DI FATTO**

La costruzione è composta da due blocchi in linea perfettamente uguali separati da un giunto sismico di 10 cm, essi per assecondare la lieve pendenza del sito dove insistono, sono sfasati in altezza di 2 m. Ogni blocco ha pianta rettangolare con larghezza 10,0 m e lunghezza 24,8 m ; l'altezza di gronda sul prospetto sud è di 11,4 m mentre sul prospetto nord è mediamente di 10,2 m. Hanno tetto a falde composte con altezza massima del colmo pari a 15,0 m.

Ogni edificio si sviluppa su cinque piani: piano terra adibito ad autorimesse e cantine, primo, secondo, terzo adibiti a civile abitazioni (appartamenti) e sottotetto attualmente adibito a sottotetto/spazio comune ma in fase di progettazione era previsto con carichi di civile abitazione come il resto dell'edificio. Rispetto al rettangolo di ingombro dell'intero edificio emergono sul prospetto nord rispetto al piano di facciata i due corpi scala di 80 cm per una larghezza di 320 cm. Sui due prospetti nord e sud sono presenti su ciascuno quattro terrazze a sbalzo ad ogni piano.

La struttura dell'intero edificio è costituita da telai in calcestruzzo armato che si sviluppano in entrambe le direzioni principali e che compongono anche l'ossatura del tetto. Tali telai si impostano a terra su un reticolo di travi rovesce di fondazione in calcestruzzo armato di spessore 40 cm. Sui pilastri centrali sono stati realizzati plinti in calcestruzzo armato di spessore 95 cm e lati 220 cm. Perimetralmente all'edificio e sui vani scala al piano terra sono stati realizzati i tamponamenti dei telai con un muro in calcestruzzo debolmente armato. Ai piani i tamponamenti perimetrali dei telai sono in muratura in laterizio porizzato di spessore 30 cm. I solai hanno spessore 24 cm di cui 4 cm sono di cappa armata e 20 cm sono in laterocemento a parte il primo solaio che è a lastra e quindi in calcestruzzo e blocchi di alleggerimento in polistirolo. Il solaio del tetto è in laterocemento di spessore 20 cm di cui 4 cm di cappa in calcestruzzo armato. Le scale, gli sbalzi delle terrazze e il cornicione di gronda sono realizzati con solette piene in calcestruzzo armato.

### **INTERVENTI PREVISTI**

L'intervento di miglioramento sismico previsto dal progetto viene denominato "Cappotto sismico". È un tipo di intervento ormai diffuso anche su molti edifici pubblici soprattutto scolastici. È stato ideato dai progettisti di una ditta padovana e successivamente analizzato anche con modelli reali dall'Università di Padova ( Prof. Ing. Roberto Scotta). Il sistema prevede di realizzare, esternamente a edifici intelaiati o in muratura, una lastra in calcestruzzo di spessore 12/16 cm ancorata a livello dei solai (rigidi) mediante cuciture metalliche. Tale guscio, eretto su tutte le superfici delle facciate, sarà in grado di controventare sismicamente tutto l'edificio scaricando quindi una buona parte delle sollecitazioni sismiche che attualmente devono essere sopportate dalle attuali strutture. Naturalmente questo cappotto dovrà portare a terra le sollecitazioni sismiche e quindi vanno previsti adeguati potenziamenti delle fondazioni. Questo cappotto viene abbinato e realizzato insieme a un cappotto termico la cui struttura funge anche da cassero per i getti del calcestruzzo.

Precisamente nel nostro caso il cappotto sismico avrà spessore 14 cm e verrà realizzato su entrambi i blocchi dell'edificio. Non potendo realizzare il cappotto sul lato che collega geometricamente i due blocchi per la presenza del giunto sismico, su entrambe le strutture verranno realizzati due setti in c.a. collegati alla struttura in grado di compensare sismicamente il lato del cappotto mancante.

Il potenziamento delle fondazioni sarà realizzato da un cordolo collegato alle attuali travi di fondazione su cui si incasterà il cappotto. Sotto i nuovi setti verranno realizzati dei grossi plinti in c.a. anch'essi collegati alle attuali fondazioni. Anche sotto l'attuale scala verranno potenziate le fondazioni con due piccole platee collegate ai cordoli di fondazione esistenti.

L'intervento strutturale prevede inoltre la realizzazione su ciascun blocco di un vano ascensore che si innalzerà per tutti i piani costituito da una canna in calcestruzzo armato con pareti di spessore 15cm incastrata a terra mediante un grosso plinto e il tutto collegato al nuovo cappotto e alla struttura esistente. Sul prospetto nord verranno eliminate le attuali terrazze a soletta in c.a., mentre sul prospetto sud verranno demolite le attuali terrazze e ricostruite ancora in soletta collegata al cappotto e alle travi perimetrali dei telai.

Nell'ampio sottotetto verranno realizzati dei nuovi vani abitabili e per questo saranno demoliti gli attuali solai in laterocemento rifacendoli in legno provvisti di adeguate aperture e abbaini. Le attuali strutture dei telai in c.a. resteranno e alcuni elementi saranno consolidati mediante fasciature in FRP. Per creare gli abbaini e la parte di tetto centrale piana verranno realizzati alcuni piccoli telai in acciaio a sostegno dei solai in legno. Queste strutture metalliche sono naturalmente comprese nel modello strutturale globale verificato.

L'analisi sismica viene effettuata sul manufatto nella situazione di progetto, avendo come obiettivo il miglioramento sismico ai sensi del punto 8.4.2 delle NTC 17-01-18.

Le analisi per determinare in modo preciso la situazione statica della struttura sono le seguenti:

- Analisi statica per la verifica agli stati ultimi della struttura senza quindi azioni sismiche. Le verifiche riguardano tutti gli elementi della struttura (travi, pilastri, solette, muri, setti, travi di fondazione, plinti di fondazione) e viene determinata e verificata la tensione di contatto terreno-fondazioni.
- L'analisi dinamica lineare per lo stato limite ultimo e vita considerando quindi anche le azioni sismiche. Le verifiche riguardano tutti gli elementi della struttura (travi, pilastri, solette, muri, setti, travi di fondazione, plinti di fondazione e nuove strutture in acciaio del tetto) e viene determinata e verificata la tensione di contatto terreno-fondazioni.

Si determina quindi il reale punto di collasso della struttura e perciò la sua reale resistenza sismica (vulnerabilità sismica). Con questa analisi in parti colare si considerano i vari meccanismi di rottura che sono:

- 1) verifica a flessione semplice e a taglio delle travi C.A e acciaio,
- 2) verifica a pressoflessione e a taglio dei pilastri C.A e acciaio,
- 3) verifica dei nodi C.A e acciaio ,
- 4) verifica di instabilità C.A e acciaio,
- 5) verifica plinti C.A,
- 5) raggiungimento spostamento di interpiano (SLD),
- 6) raggiungimento portanza travi di fondazione,
- 7) raggiungimento portanza plinti

Per l'analisi sono state ottemperate le norme sismiche NTC 17-01-18 attualmente in vigore e la circolare applicativa 21 gennaio 2019 n. 7.

**La classificazione sismica della costruzione è la II “costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali “.**

## **2) RILIEVO - LIVELLO DI CONOSCENZA - FATTORE DI CONFIDENZA**

La costruzione, realizzata nel 1979, ha la tipologia dell'edificio intelaiato in calcestruzzo armato con solai in laterocemento con cappa armata e fondazioni con travi rovesce e plinti in calcestruzzo

armato. Per la conoscenza della struttura è stata presa visione di tutta la documentazione di progetto, direzione lavori e contabilità lavori. In particolare è stato analizzato il progetto strutturale depositato al Genio Civile di Belluno, la relazione a strutture ultimate del Direttore Lavori con allegati i certificati di prova sui materiali (calcestruzzo e acciaio) e il collaudo strutturale. E' stato poi effettuato un rilievo visivo e metrico per controllare la compatibilità della struttura con i dati ottenuti dalla documentazione visionata. E' stata poi realizzata una campagna di sondaggi, prove in situ e prelievi di campioni di calcestruzzo e acciaio al fine di confermare le conoscenze della struttura e di verificare le caratteristiche dei materiali. I livelli di rilievo e prove effettuati con tali indagini è quello che viene definito "limitato" quindi il **livello di conoscenza raggiunto è LC2 che permette di utilizzare un fattore di conoscenza  $FC = 1,2$** . Tutte le caratteristiche e i risultati delle indagini eseguite sono descritte nella "relazione illustrativa delle indagini" allegata al progetto redatta dallo studio +MA che ha effettuato la campagna di indagini. In tale relazione vengono illustrati i risultati dei rilievi pacometrici, delle indagini video-endoscopiche, i sondaggi sui cappotti, i prelievi delle carote di calcestruzzo con i risultati delle prove meccaniche e le prove di carbonatazione. In essa sono anche descritti i prelievi di barre di armatura con i risultati delle prove e le indagini combinate con sonreb. Le indagini hanno permesso così di constatare la perfetta corrispondenza con le tavole di progetto, di determinare la stratigrafia dei cappotti e dei tamponamenti, di qualificare le caratteristiche meccaniche del **calcestruzzo che risulta essere almeno di classe di resistenza C20/25** e determinare la tipologia **dell'acciaio da calcestruzzo che risulta FeB44K**.

Si è poi proceduto alla definizione del modello preciso della struttura ipotizzando lo zero sismico a livello del piano terra dato che il terreno perimetrale è per una buona parte a tale livello.

### **3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Le caratteristiche meccaniche dei materiali presenti nella costruzione dopo i lavori previsti dal progetto saranno:

#### **MATERIALI ESISTENTI**

##### ***FONDAZIONI - PLINTI TRAVI DI COLLEGAMENTO***

CALCESTRUZZO    Classe di resistenza: C20/25 ( $R_{bk}$  250)    Livello conoscenza LC2  
 $R_{ck} = 25,00$  MPa  
 $f_{ck} = 20,75$  MPa  
 $f_{cm} = 28,75$  MPa

ACCIAIO            Aderenza migliorata FeB44K            Livello conoscenza LC2  
 $f_y = 430$  MPa  
 $f_t = 540$  MPa

##### ***TELAIO CORPO SERVIZI – CORDOLI DEI TAMPONAMENTI***

CALCESTRUZZO    Classe di resistenza: C20/25 ( $R_{bk}$  250)    Livello conoscenza LC2  
 $R_{ck} = 25,00$  MPa  
 $f_{ck} = 20,75$  MPa  
 $f_{cm} = 28,75$  MPa

ACCIAIO                      Aderenza migliorata FeB44K                      Livello conoscenza LC2  
 $f_y = 430 \text{ MPa}$   
 $f_t = 540 \text{ Mpa}$

***MURATURE TAMPONAMENTI PERIMETRALI IN LATERIZIO (ricavate da prove su muratura analoga)***

MURATURA IN BLOCCHI DI LATERIZIO FORATI (FORATONI)      Livello conoscenza LC1

$f_m = 320 \text{ N/cm}^2$   
 $\tau_o = 7,6 \text{ N/cm}^2$   
 $E = 1600 \text{ N/mm}^2$   
 $G = 500 \text{ N/mm}^2$   
 $W = 10 \text{ KN/mc}$

**NUOVI MATERIALI MATERIALI PREVISTI**

***FONDAZIONI - CORDOLO PERIMETRALE E PLATEE PER ASCENSORI E NUOVI SETTI***

CALCESTRUZZO      Classe di resistenza: C25/30 (  $R_{bk} 300$  )

$R_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$   
 $f_{ck} = 24,90 \text{ MPa}$   
 $f_{cm} = 32,90 \text{ MPa}$

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO      B450C

$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$                       Carico unitario di snervamento  
 $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$                       Carico unitario di rottura

***CAPPOTTO SISMICO, NUOVI SETTI E VANI ASCENSORE***

CALCESTRUZZO      Classe di resistenza: C30/37 (  $R_{bk} 350$  )

$R_{ck} = 37,00 \text{ MPa}$   
 $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$   
 $f_{cm} = 40,57 \text{ MPa}$

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO      B450C

$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$                       Carico unitario di snervamento  
 $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$                       Carico unitario di rottura

## **STRUTTURE DEL TETTO IN ACCIAIO**

### **ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE S235 PALI E TIRANTI PER MURATURE**

$f_{YK} = 235 \text{ MPa}$	Carico unitario di snervamento
$f_{tK} = 360 \text{ MPa}$	Carico unitario di rottura
$E = 210000 \text{ MPa}$	Modulo elastico
$G = 807692 \text{ MPa}$	Modulo di elasticità trasversale

### **ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE S275**

$f_{YK} = 275 \text{ MPa}$	Carico unitario di snervamento
$f_{tK} = 430 \text{ MPa}$	Carico unitario di rottura
$E = 210000 \text{ MPa}$	Modulo elastico
$G = 807692 \text{ MPa}$	Modulo di elasticità trasversale

### **BULLONI E DADI PER STRUTTURE METALLICHE CLASSE 10.9**

$f_{t b} = 1000 \text{ MPa}$	Carico unitario di rottura
$f_{Y b} = 900 \text{ MPa}$	Carico unitario di snervamento

## **STRUTTURE IN LEGNO DEL TETTO**

LEGNO (UNI EN 338 del 2004) C 24 resistenza caratteristica a flessione  $f_{mk}=24 \text{ MPa}$

Tutto il legname sarà di classe almeno C24. Per le verifiche si considera quindi un legno con  $f_{m,k}=240 \text{ dN/cm}^2$ ,  $f_{v,k}=25 \text{ dN/cm}^2$ ,  $f_{cok} = 210 \text{ dN/cm}^2$ ,  $E_{0mean} = 110000 \text{ dN/cm}^2$ , considerando un coefficiente  $k_{mod}$  pari a 0,8 per i carichi di media durata (accidentali) e pari a 0,6 per i carichi permanenti ( peso struttura e pesi permanenti portati ) e un coefficiente di sicurezza  $\gamma_M=1,5$ .

CARICHI MEDIA DURATA (accidentali):

$$f_{m,d} = 240 \times 0,8 / 1,5 = 128 \text{ dN/cm}^2$$

$$f_{m,dv} = 25 \times 0,8 / 1,5 = 13,33 \text{ dN/cm}^2$$

$$f_{m,c} = 210 \times 0,8 / 1,5 = 112 \text{ dN/cm}^2$$

#### **4. RELAZIONE GEOTECNICA**

Il Dott. Geol. Luca Salti ha fornito una approfondita “Relazione geologica e geotecnica con analisi di vulnerabilità sismica” del sito sul quale insiste l'edificio che viene allegata al progetto, dalla quale sono stati ricavati tutti i dati tecnici del terreno necessari per eseguire l'analisi sismica e statica.

Vengono di seguito riassunte le caratteristiche del terreno considerate nelle verifiche e dedotte dalla relazione geologica.

La relazione geologica ha determinato in maniera precisa mediante una zonizzazione sismica i valori di  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $S$ ,  $a_{max}$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$ , che vengono assunti nella verifica sismica per descrivere lo spettro dell'azione sismica.

La categoria del sottosuolo risulta: C

La categoria topografica: T1

Parametri geotecnici		
	tipo di terreno	ghiaioso/sabbioso
angolo di attrito interno	$\Phi' =$	35,5°
densità relativa	$d_r =$	85,00%
coesione	$c' =$	0 dN/cm <sup>2</sup>
modulo elastico	$E =$	293 dN/cm <sup>2</sup>
kostante Winkler	$K =$	10 dN/cm <sup>3</sup>
coeff. spinta attiva	$K_a = \tan^2 (\pi/4 - \Phi'/2) =$	0,27
coeff. spinta passiva	$K_p = \tan^2 (\pi/4 + \Phi'/2) =$	3,77
Peso specifico	$\gamma =$	1750 dN/m <sup>3</sup>

La capacità portante del terreno sotto le fondazioni viene calcolato con la nota formula di Terzaghi. Si considera, a favore della sicurezza, una larghezza (B) della fondazione pari a 140 cm, ed una profondità media (D) di 90 cm (in questi dati si è considerato anche lo spessore del magrone).

$$q_d = c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

dove:

c                      coesione  
 $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$       fattore di capacità portante  
 $\gamma$                       peso di volume del terreno  
D                      profondità della fondazione  
B                      larghezza della fondazione

Nel nostro abbiamo per la fondazione esistente :

$$c=0 \quad N_q=50 \quad D=0,90 \text{ m} \quad N_\gamma=46 \quad B=1,40 \text{ m}$$

$$q_d = 1750 \times 0,9 \times 50 + 1750 \times 1,40 \times 46 / 2 = 135100 \text{ dN/mq} = 13,51 \text{ dN/cm}^2$$

Si assume un coefficiente di sicurezza pari a 2,3 ( R3 punto 6.4.2.1. N.T.C.) quindi la tensione ammissibile sul terreno risulta:

$$\sigma_{amm} = 13,51 / 2,3 = 5,87 \text{ dN/cm}^2$$



## **5. RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA CONCERNENTE LA “PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE” DEL SITO DELLA COSTRUZIONE**

Dal punto di vista sismico la costruzione risulta regolare in pianta e risulta regolare in altezza. **La vita nominale dell'edificio risulta > 50 anni e la classe d'uso è la II. Il livello di conoscenza assunto per la struttura è LC2. Il coefficiente d'uso  $C_u = 1.0$ .**

Le sollecitazioni nella struttura sono ricavate secondo i metodi della scienza delle costruzioni in ottemperanza alla normativa vigente **NTC 17-01-18** e alla circolare applicativa **21 gennaio 2019 n. 7** “Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni”.

### **DATI SISMICI DELL'EDIFICIO**

Si riportano i dati sismici della struttura in conformità alle norme sismiche **NTC 17-01-18** attualmente in vigore e alla circolare applicativa 21 gennaio 2019 n. 7.

**Vita nominale  $V_n = > 50$  anni.**

**Classe d'uso II**

**Coefficiente d'uso  $C_u = 1.0$**

**Periodo di riferimento  $V_R = 50$  anni**

**Categoria del sottosuolo C.**

**Categoria Topografica T1.**

**Coordinate topografiche : lat. 46.16718 , long. 12.23490.**

**Altitudine s.l.m. 410 m.s.m.**

**Pericolosità sismica**

Tipo costruzione (Art. 2.4.1)  Classe d'uso (Art. 2.4.2)  Cu:

Vita Nominale di progetto Vn (anni):

Periodo di rif. calcolato:  $VR = \max(Vn \cdot Cu, V_{rMin}) = \max(50.00, 50.00) = 50.00$  anni Vr:

Livello di sicurezza %:

**Pvr % (Art. 3.2.1)**

SLO	81.00
SLD	63.00
SLV	10.00
SLC	5.00

**Periodo di ritorno Tr (anni)**

SLO	30.00
SLD	50.00
SLV	475.00
SLC	975.00

**Posizione del sito**

Comune:

☒ Longitudine   
☐ Latitudine

☐ Isola:

**Nodi intorno al sito**

ID	Longitudine	Latitudine	Dist. sito (Km)

**Parametri di pericolosità sismica**

	ag (g/10)	F0 (adim)	TC*(sec)
SLO	0.58799776	2.48592275	0.24000000
SLD	0.79663564	2.47155936	0.25000000
SLV	2.31992422	2.41203863	0.32573477
SLC	3.13994664	2.40563939	0.34213400

N.B. Dal valore tabellato, per ottenere ag in (g), dividerlo per 10; per ottenerlo in m/sec², moltiplicarlo per 0.9806

**Parametri sismici**

Categoria di sottosuolo (Art. 3.2.2)  Categoria topografica (Art. 3.2.2)

Rapporto h/H altezza pendio:  Coeff. amplif. topografica St:

Coeff. smorzamento (%)  $\xi$ :   $\Rightarrow \eta = 1.000$

**Parametri spettri orizzontali e Fv**

	S	TB	TC	TD	Fv	Cc	Ss
SLO	1.800	0.135	0.404	1.835	0.814	1.682	1.500
SLD	1.800	0.138	0.415	1.919	0.942	1.659	1.500
SLV	1.637	0.165	0.495	2.528	1.568	1.520	1.364
SLC	1.496	0.171	0.512	2.856	1.820	1.496	1.247

**Parametri spettri verticali**

Ss	TB	TC	TD
1.000	0.050	0.150	1.000

**Tipo comportamento**

☒ Non dissipativo  
☐ Dissipativo

**Classe di duttilità**

☐ Alta (CD'A')  
☒ Media (CD'B')

**Fattori di comportamento q (par. 7.3 NTC)**

	SLO	SLD	SLV	SLC
Direz. X1	1.000	1.500	1.500	1.500
Direz. Y1	1.000	1.500	1.500	1.500
Direz. Z	1.000	1.500	1.500	1.500

**Regolarità edificio**

☒ In pianta  
☒ In altezza

Calcolo del fattore di comportamento q allo SLV

Tecnica costruttiva: Costruzione di calcestruzzo

Costruzione di calcestruzzo

- ☒ Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste
- ☐ Strutture a pareti non accoppiate
- ☐ Strutture deformabili torsionalmente
- ☐ Strutture a pendolo inverso
- ☐ Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano
- ☐ Altro tipo (inserire manualmente q0)

Valori di  $au/a1$

- ☐ Strutture a telaio di un piano
- ☐ Strutture a telaio con più piani ed una sola campata
- ☒ Strutture a telaio con più piani e più campate
- ☐ Strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti
- ☐ Altro tipo (inserire manualmente  $au/a1$ )

Tipo comportamento: Non dissipativo

Edificio regolare in pianta; per  $au/a1$ , si adottano i valori indicati dalla normativa

Costruzione regolare in altezza:  $Kr = 1.0$

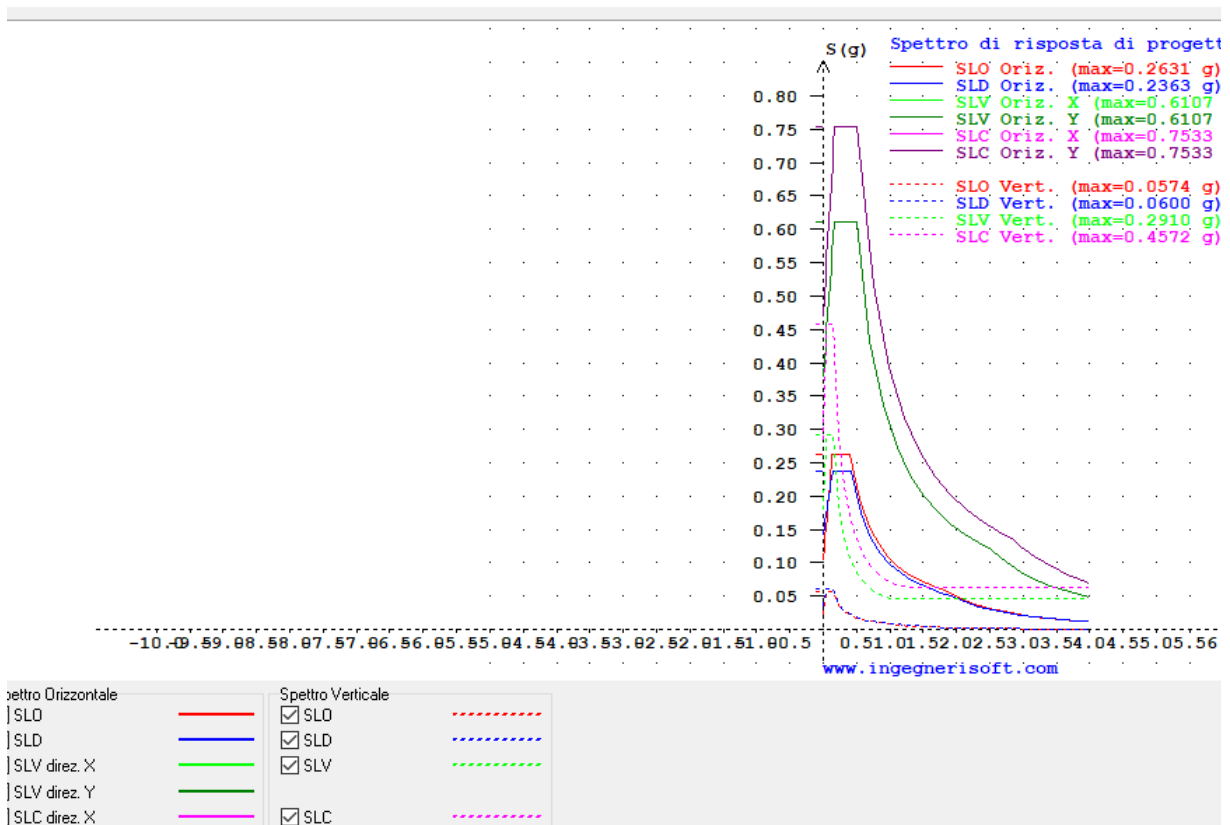
Coefficiente di riduzione per la presenza di pareti in c.a.:  $Kw =$  1.0000

Rapporto  $au/a1$ : 1.3000

Valore di base:  $q0 =$  3.00\*  $au/a1$  3.9000

Fattore di comportamento:  $q = 2/3 * q0 Kw Kr > 1.5$   $q =$  1.5000

Inserisci q SLV per direz. X Inserisci q SLV per direz. Y Chiudi ?



La relazione geologica ha determinato in maniera precisa mediante una zonizzazione sismica i valori di  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $S$ ,  $a_{max}$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$ , che vengono assunti nella verifica sismica per descrivere lo spettro dell'azione sismica. Tali valori risultano, per il punto P (73) che individua esattamente la posizione dell'edificio in oggetto, i seguenti:

	STATO LIMITE DANNO	STATO LIMITE VITA
$a_g =$	0,079g	0,229
$F_o =$	2,384	2,975
$S =$	1,5	1,457
$a_{max} =$	0,119	0,334
$T_B =$	0,115	0,135
$T_C =$	0,346	0,404
$T_D =$	1,916	2,516

## **6. ANALISI DEI CARICHI**

Per quanto riguarda l'analisi dei carichi, è stato preso in considerazione il cap. 3 delle NTC 17-01-18. E' stato verificato comunque che i carichi previsti sono compatibili con quelli previsti al momento della progettazione dell'edificio. L'edificio è adibito a civile abitazione quindi carichi di tipo "A".

### **SOLAIO IN CALCESTRUZZO E BLOCCHI DI POLISTIROLO PIANO PRIMO**

Peso proprio solaio in laterocemento	335	dN/m <sup>2</sup>
<b>Totale Strutturale</b>	<b>335</b>	dN/m <sup>2</sup>
Peso pavimento, sottofondo, intonaco	100	dN/m <sup>2</sup>
Peso divisori	100	
Totale carico permanente non strutturale	200	dN/m <sup>2</sup>
Carico accidentale	200	dN/m <sup>2</sup>
<b>Carico totale permanente non strutturale+accidentale</b>	<b>400</b>	dN/m <sup>2</sup>

Il carico viene suddiviso in carico strutturale ( $G_1$ ), permanente portato ( $G_2$ ) e accidentale ( $Q$ ):  $G_1=335$  dN/mq,  $G_2=200$  dN/mq e  $Q=200$  dN/mq. La combinazione di carico fondamentale per la verifica allo **stato limite ultimo** (SLU) è quindi pari a (condizione di carico media durata):

$$q=(335 \times 1,3)+(200+200) \times 1,5= 1036 \text{ dN/m}^2$$

La combinazione di carico fondamentale per la verifica allo stato limite ultimo per i carichi **quasi permanenti** è pari a:

$$q=(335+200+0,3 \times 200)= 595 \text{ dN/m}^2$$

La combinazione caratteristica (**rara**) per la verifica allo stato limite ultimo SLE è pari a:

$$q=(335+200+200)= 735 \text{ dN/m}^2$$

La combinazione di carico fondamentale per la verifica allo stato limite ultimo per i carichi **sismico e per verifiche antincendio** è pari a:

$$q=(335+200+200 \times 0,6)= 595 \text{ dN/m}^2$$

#### SOLAI IN LATEROCEMENTO DEI PIANI COMPRESO IL SOTTOTETTO

Peso proprio solaio in laterocemento	230	dN/m <sup>2</sup>
<b>Totale Strutturale</b>	<b>230</b>	dN/m <sup>2</sup>
Peso pavimento, sottofondo , intonaco	150	dN/m <sup>2</sup>
Peso divisori	50	
Totale carico permanente non strutturale	200	dN/m <sup>2</sup>
Carico accidentale	200	dN/m <sup>2</sup>
<b>Carico totale permanente non strutturale+accidentale</b>	<b>400</b>	dN/m <sup>2</sup>

Il carico viene suddiviso in carico strutturale(  $G_1$  ), permanente portato( $G_2$  ) e accidentale (  $Q$  ) :  $G_1=230 \text{ dN/mq}$ ,  $G_2= 200 \text{ dN/mq}$  e  $Q=200 \text{ dN/mq}$ . La combinazione di carico fondamentale per la verifica allo **stato limite ultimo** (SLU) è quindi pari a ( condizione di carico media durata):

$$q=(230 \times 1,3)+(200+200) \times 1,5= 899 \text{ dN/m}^2$$

La combinazione di carico fondamentale per la verifica allo stato limite ultimo per i carichi **quasi permanenti** è pari a:

$$q=(230+200+0,3 \times 200)= 490 \text{ dN/m}^2$$

La combinazione caratteristica (**rara**) per la verifica allo stato limite ultimo SLE è pari a:

$$q=(230+200+200)= 530 \text{ dN/m}^2$$

La combinazione di carico fondamentale per la verifica allo stato limite ultimo per i carichi **sismico e per verifiche antincendio** è pari a:

$$q=(230+200+200 \times 0,6)= 490 \text{ dN/m}^2$$

## SOLAI IN LEGNO DEL TETTO

Peso proprio solaio in legno	50	dN/m <sup>2</sup>
<b>Totale Strutturale</b>	<b>50</b>	dN/m <sup>2</sup>
Peso isolamento + manto/pannelli	60	
Totale carico permanente non strutturale	60	dN/m <sup>2</sup>
Carico accidentale neve $1,39(1+(410/728)^2)=183 \mu=1,1$	200	dN/m <sup>2</sup>
<b>Carico totale permanente non strutturale+accidentale</b>	<b>260</b>	dN/m <sup>2</sup>

Il carico viene suddiviso in carico strutturale(  $G_1$  ), permanente portato( $G_2$  ) e accidentale (  $Q$  ) :  
 $G_1=50$  dN/mq,  $G_2 = 60$  dN/mq e  $Q=200$  dN/mq. La combinazione di carico fondamentale per la verifica allo **stato limite ultimo** (SLU) è quindi pari a ( condizione di carico media durata):

$$q=(50 \times 1,3)+(60+200) \times 1,5= 455 \text{ dN/m}^2$$

La combinazione di carico fondamentale per la verifica allo stato limite ultimo per i carichi **quasi permanenti** è pari a:

$$q=(50+60+0,3 \times 200)= 170 \text{ dN/m}^2$$

La combinazione caratteristica (**rara**) per la verifica allo stato limite ultimo SLE è pari a:

$$q=(50+60+200)= 310 \text{ dN/m}^2$$

La combinazione di carico fondamentale per la verifica allo stato limite ultimo per i carichi **sismico e per verifiche antincendio** è pari a:

$$q=(50+60)= 110 \text{ dN/m}^2$$

## PESO DEI TAMPONAMENTI IN LATERIZIO PERIMETRALI

$$\gamma = 280 \text{ dN/mq}$$

## CARICHI SCALA

Peso proprio struttura soletta 0,15x2500	375	dN/m <sup>2</sup>
Peso gradini	180	dN/m <sup>2</sup>
<b>Totale Strutturale</b>	<b>555</b>	dN/m <sup>2</sup>
Peso pavimento, sottofondo	100	dN/m <sup>2</sup>
Totale carico permanente non strutturale	100	dN/m <sup>2</sup>
Carico accidentale	400	dN/m <sup>2</sup>

<b>Carico totale permanente non strutturale+accidentale</b>	<b>500</b>	dN/m <sup>2</sup>
---	------------	-------------------

Il carico viene suddiviso in carico strutturale(  $G_1$  ), permanente portato( $G_2$  ) e accidentale (  $Q$  ) :  
 $G_1=375$  dN/mq,  $G_2= 100$  dN/mq e  $Q=400$  dN/mq. La combinazione di carico fondamentale per la verifica allo **stato limite ultimo (SLU)** è quindi pari a ( condizione di carico media durata):

$$q=(375 \times 1,3)+(100+400) \times 1,5= 1238 \text{ dN/m}^2$$

La combinazione di carico fondamentale per la verifica allo stato limite ultimo per i carichi **quasi permanenti** è pari a:

$$q=(375+100+0,3 \times 400)= 595 \text{ dN/m}^2$$

La combinazione caratteristica (**rara**) per la verifica allo stato limite ultimo SLE è pari a:

$$q=375+100+400= 875 \text{ dN/m}^2$$

La combinazione di carico fondamentale per la verifica allo stato limite ultimo per i carichi sismici o per verifiche antincendio è pari a:

$$q=(375+100+0,3 \times 400)= 395 \text{ dN/m}^2$$

#### CARICHI TERRAZZE A SBALZO

Peso proprio struttura soletta 0,15x2500	375	dN/m <sup>2</sup>
<b>Totale Strutturale</b>	<b>375</b>	dN/m <sup>2</sup>
Peso pavimento, sottofondo	100	dN/m <sup>2</sup>
Totale carico permanente non strutturale	100	dN/m <sup>2</sup>
Carico accidentale	400	dN/m <sup>2</sup>
<b>Carico totale permanente non strutturale+accidentale</b>	<b>500</b>	dN/m <sup>2</sup>

Il carico viene suddiviso in carico strutturale(  $G_1$  ), permanente portato( $G_2$  ) e accidentale (  $Q$  ) :  
 $G_1=375$  dN/mq,  $G_2= 100$  dN/mq e  $Q=400$  dN/mq. La combinazione di carico fondamentale per la verifica allo **stato limite ultimo (SLU)** è quindi pari a ( condizione di carico media durata):

$$q=(375 \times 1,3)+(100+400) \times 1,5= 1238 \text{ dN/m}^2$$

La combinazione di carico fondamentale per la verifica allo stato limite ultimo per i carichi **quasi permanenti** è pari a:

$$q=(375+100+0,3 \times 400)= 595 \text{ dN/m}^2$$

La combinazione caratteristica (**rara**) per la verifica allo stato limite ultimo SLE è pari a:

$$q=375+100+400= 875 \text{ dN/m}^2$$

La combinazione di carico fondamentale per la verifica allo stato limite ultimo per i carichi sismici o per verifiche antincendio è pari a:

$$q=(375+100+0,3 \times 400)= 595 \text{ dN/m}^2$$

## 7. VERIFICA SBALZI DELLE TERRAZZE

Le nuove terrazze verranno realizzate con solette in calcestruzzo a sbalzo di spessore 15 cm. La loro luce risulterà di 170 cm e verranno incastrate al nuovo cappotto sismico e alle travi perimetrali esistenti.

Il massimo momento all'incastro delle soletta risulta:

$$M_{Ed} = 1238 \times 1,7^2 / 2 = 1789 \text{ dNm}$$

La soletta sarà armata con 5  $\Phi$  12 tesi ogni metro , 2  $\Phi$  12 compressi e ferri trasversali  $\Phi$  8 ogni 30 cm. Il copriferro considerato è di 4 cm

Il momento resistente supportabile dalla sezione risulta:  $M_R = 2426 \text{ dNm} > 1789 \text{ dNm}$

**Titolo :** SOLETTE A SBALZO DELLE TERRAZZE

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	15

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2,26	4
2	5,65	11

**Sollecitazioni**

S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N<sub>Ed</sub>  kN

M<sub>xEd</sub>  kNm

M<sub>yEd</sub>  kNm

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

**B450C** **C25/30**

$\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰

$f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰

$E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   N/mm²

$E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?

$\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   N/mm²

$\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$   N/mm²

$\tau_{c1}$   N/mm²

**Metodo di calcolo**

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n

**Tipo flessione**

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

**Calcola MRd** **Dominio M-N**

L<sub>0</sub>  cm **Col. modello**

☐ Precompresso

**Calcoli:**

M<sub>xRd</sub>  kN m

$\sigma_c$   N/mm²

$\sigma_s$   N/mm²

$\epsilon_c$   ‰

$\epsilon_s$   ‰

d  cm

x  x/d   $\delta$



## **8. VERIFICA CONNETTORI DI COLLEGAMENTO CAPPOTTO TRAVI STRUTTURA E NUOVO CORDOLO DI FONDAZIONE CON LE ATTUALI FONDAZIONI.**

### **CONNETTORI CAPPOTTO**

Le forze massime che si registrano sui connettori che collegano il cappotto alle travi della struttura si concentrano in corrispondenza dei due nuovi setti. Il valore di queste forze risulta di 39000 dN/m. Sui rimanenti connettori i valori della forza è inferiore a 18000 dN/m ma in media il valore della forza è minore di 2000 dN/m.

In corrispondenza dei nuovi setti verranno disposti connettori  $\Phi$  16 ogni 10 cm per un metro di lunghezza. Ognuno di questi connettori dovrà sopportare:

$$F = 39000 / 10 = 3900 \text{ dN} < 4500/1,15 = 3919 \text{ dN}$$

Essi saranno ancorati per una profondità di 30 cm in un foro di diametro 22 mm mediante resina epossidica o malta antiritiro

$$\tau = 3900 / (30 \times 2 \times 3,14 \times 1,1) = 18,8 \text{ dN/cm}^2 \quad \text{accettabile per il calcestruzzo armato.}$$

Per il resto dei connettori saranno disposti a interasse 20 cm con lo stesso tipo di ancoraggio.

$$F = 18000 / 5 = 3600 \text{ dN} < 4500/1,15 = 3919 \text{ dN}$$

### **CONNETTORI FONDAZIONE**

I connettori di collegamento tra il nuovo cordolo e l'esistente fondazione, vengono dimensionati a favore della sicurezza ipotizzando che la tensione di contatto terreno-fondazioni sia massima e cioè:

$$\sigma_{amm} = 5,87 \text{ dN/cm}^2$$

Il cordolo ha larghezza 50 cm e altezza 70 cm. Il collegamento con l'attuale fondazione avverrà con tirafondi  $\Phi$  20 ogni 20 cm e la distanza dal lembo compresso della sezione reagente con il tirafondo risulta 52 cm.

$$M_{ED} = 5,87 \times 10000 \times 0,5^2 / 2 = 7338 \text{ dNm} < M_{RD} = 30590 \text{ dNm}$$

Il tirafondo verrà ancorato per una lunghezza di 50 cm in un foro predisposto di diametro 26 mm. Il braccio della forza interna della sezione è 40 cm:

$$T = 733800 / (5 \times 40) = 3669 \text{ dN}$$

$$\tau = 3669 / (50 \times 2 \times 3,14 \times 1,3) = 8,98 \text{ dN/cm}^2 \quad \text{accettabile per il calcestruzzo armato.}$$

**VERIFICA TIRAFONDI FONDAZIONI**

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	15,71	52

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

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

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
B450C C25/30  
ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  N/mm²  
τ<sub>c1</sub>  N/mm²

M<sub>xRd</sub>  kNm  
σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  cm x/d   
δ

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.   
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>  cm Col. modello  
☐ Precompresso

## 9. VERIFICA STRUTTURE IN LEGNO DEL TETTO

I travetti del solaio del tetto saranno formati da travi in legno 12 x 22 cm disposte a interasse massimo 63 cm. e sovrastante tavolato. Le travi sono disposte su luce massima di 5,10 m e poggeranno mediante staffe in acciaio sulle travi in calcestruzzo esistenti.

Il tetto nelle zone con i travetti ha un'inclinazione molto modesta quindi si trascurano i momenti M<sub>y</sub> paralleli alla falda.

Calcoliamo il momento:

$$M_{ED} = 455 \times 0,63 \times 5,1^2 / 8 = 932 \text{ dNm}$$

La tensione di calcolo massima è pari a:

$$\sigma_{m,d} = 932 \times 100 \times 6 / (12,0 \times 22,0^2) = 96 \text{ dN/cm}^2$$

Troviamo quindi:

$$\sigma_{m,d} / f_{m,d} = 96 / 128 = 0,75 < 1 \quad \text{La verifica è soddisfatta}$$

Il tetto nelle zone con grande pendenza avrà il solaio costituito da pannelli in legno di spessore 14 cm per le luci maggiori ( L = 5,1m ) e spessore 8 cm per le luci minori ( L = 270 cm ). I pannelli

avranno una inclinazione rispetto all'orizzontale di  $56^\circ$  viene quindi calcolato il momento flettente sui pannelli ortogonale al loro piano.

La componente ortogonale ai correnti è pari a:

$$q_{ORT} = 455 \times \cos 56^\circ = 255 \text{ dN/m}$$

Calcoliamo il momento sulla luce maggiore (  $L = 5,1 \text{ m}$  ):

$$M_{ED} = 255 \times 5,1^2 / 8 = 829 \text{ dNm}$$

La tensione di calcolo massima è pari a:

$$\sigma_{m,d} = 829 \times 100 \times 6 / (100,0 \times 14,0^2) = 25 \text{ dN/cm}^2$$

Troviamo quindi:

$$\sigma_{m,d} / f_{m,d} = 25 / 128 = 0,19 < 1 \quad \textbf{La verifica è soddisfatta}$$

Il pannello è sovrabbondante perchè ci saranno delle finestre in falda che taglieranno parte del pannello anche del 70% quindi la tensione di calcolo massima diventa pari a:

$$\sigma_{m,d} = 829 \times 100 \times 6 / (30,0 \times 14,0^2) = 84 \text{ dN/cm}^2$$

Troviamo quindi:

$$\sigma_{m,d} / f_{m,d} = 84 / 128 = 0,66 < 1 \quad \textbf{La verifica è soddisfatta}$$

Calcoliamo il momento sulla luce minore (  $L = 2,7 \text{ m}$  ):

$$M_{ED} = 255 \times 2,7^2 / 8 = 232 \text{ dNm}$$

La tensione di calcolo massima è pari a:

$$\sigma_{m,d} = 232 \times 100 \times 6 / (100,0 \times 8,0^2) = 22 \text{ dN/cm}^2$$

Troviamo quindi:

$$\sigma_{m,d} / f_{m,d} = 22 / 128 = 0,17 < 1 \quad \textbf{La verifica è soddisfatta}$$

Nella zona centrale che sarà piana per tutta la larghezza della copertura i travetti del solaio del tetto saranno formati da travi in legno 12 x 12 cm disposte a interasse massimo 63 cm. e sovrastante tavolato. Le travi sono disposte su luce massima di 2,50 m e poggeranno mediante staffe in acciaio sulle travi in calcestruzzo esistenti.

Calcoliamo il momento:

$$M_{ED} = 455 \times 0,63 \times 2,5^2 / 8 = 224 \text{ dNm}$$

La tensione di calcolo massima è pari a:

$$\sigma_{m,d} = 224 \times 100 \times 6 / (12,0 \times 12,0^2) = 78 \text{ dN/cm}^2$$

Troviamo quindi:

$$\sigma_{m,d} / f_{m,d} = 78 / 128 = 0,61 < 1 \quad \text{La verifica è soddisfatta}$$

## **10. VERIFICA COLLEGAMENTI BULLONATI TRAVI IN ACCIAIO DEL TETTO**

Le strutture in acciaio del tetto sono costituite da profili HEB140, HEB120 e HEB100. Essi verranno collegati fra loro o con le strutture in calcestruzzo armato, mediante flange bullonate.

FLANGE HEB140

La distanza della coppia di bulloni sarà di 17 cm.

$$M_{RD140} = 6427 \text{ dNm} \quad F_D = 642700 / (2 \times 17) = 18903 \text{ dN} \quad A_{RES} = 18903 \times 1,25 / (8000 \times 0,9) = 3,28 \text{ cm}$$

Verranno disposti bulloni  $\Phi 24$  con  $A_{RES} = 3,53 \text{ cmq}$

Dove la distanza tra i bulloni sarà 10 cm:

$$F_D = 642700 / (2 \times 10) = 32135 \text{ dN} \quad A_{RES} = 32135 \times 1,25 / (8000 \times 0,9) = 5,58 \text{ cm}$$

Verranno disposti bulloni 2  $\Phi 30$  con  $A_{RES} = 5,61 \text{ cmq}$

Sull'altro lembo dove i bulloni lavorano a taglio:

$$A_{RES} = 32135 \times 1,25 / (8000 \times 0,6) = 8,3 \text{ cm}$$

Verranno disposti bulloni 4  $\Phi 30$  con  $A_{RES} = 5,61 \text{ cmq}$ .

FLANGE HEB120

La distanza della coppia di bulloni sarà di 17 cm.

$$M_{RD140} = 4327 \text{ dNm} \quad F_D = 432700 / (2 \times 17) = 12726 \text{ dN} \quad A_{RES} = 12726 \times 1,25 / (8000 \times 0,9) = 2,2 \text{ cm}$$

Verranno disposti bulloni  $\Phi 20$  con  $A_{RES} = 2,45 \text{ cmq}$

FLANGE HEB100

La distanza della coppia di bulloni sarà di 17 cm.

$$M_{RD140} = 2729 \text{ dNm} \quad F_D = 272900 / (2 \times 17) = 8026 \text{ dN} \quad A_{RES} = 8026 \times 1,25 / (8000 \times 0,9) = 1,39 \text{ cm}$$

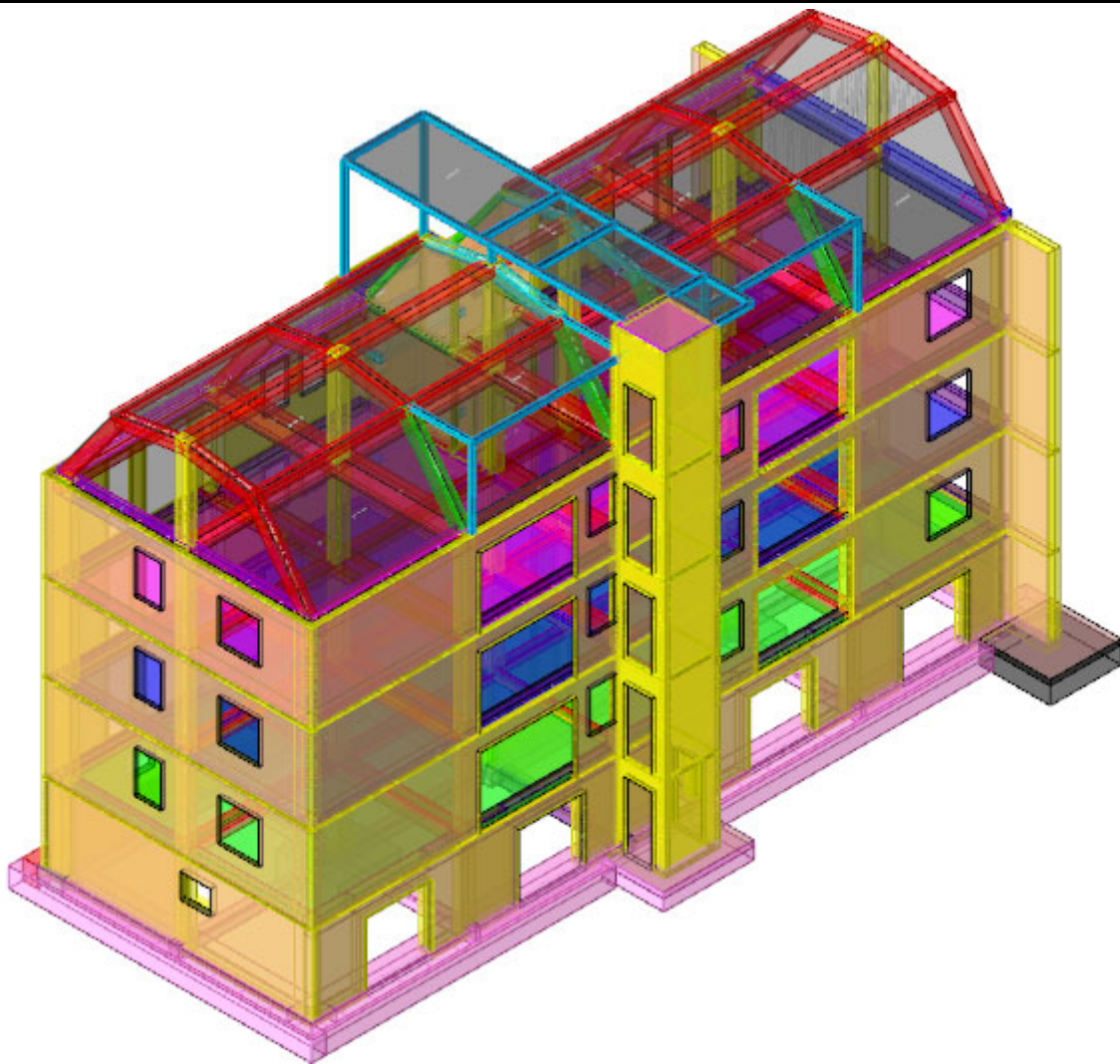
Verranno disposti bulloni  $\Phi 16$  con  $A_{RES} = 1,57 \text{ cmq}$

## **11. VERIFICA DELLA STRUTTURA CON ANALISI DINAMICA PER LO STATO LIMITE ULTIMO DELL'EDIFICIO**

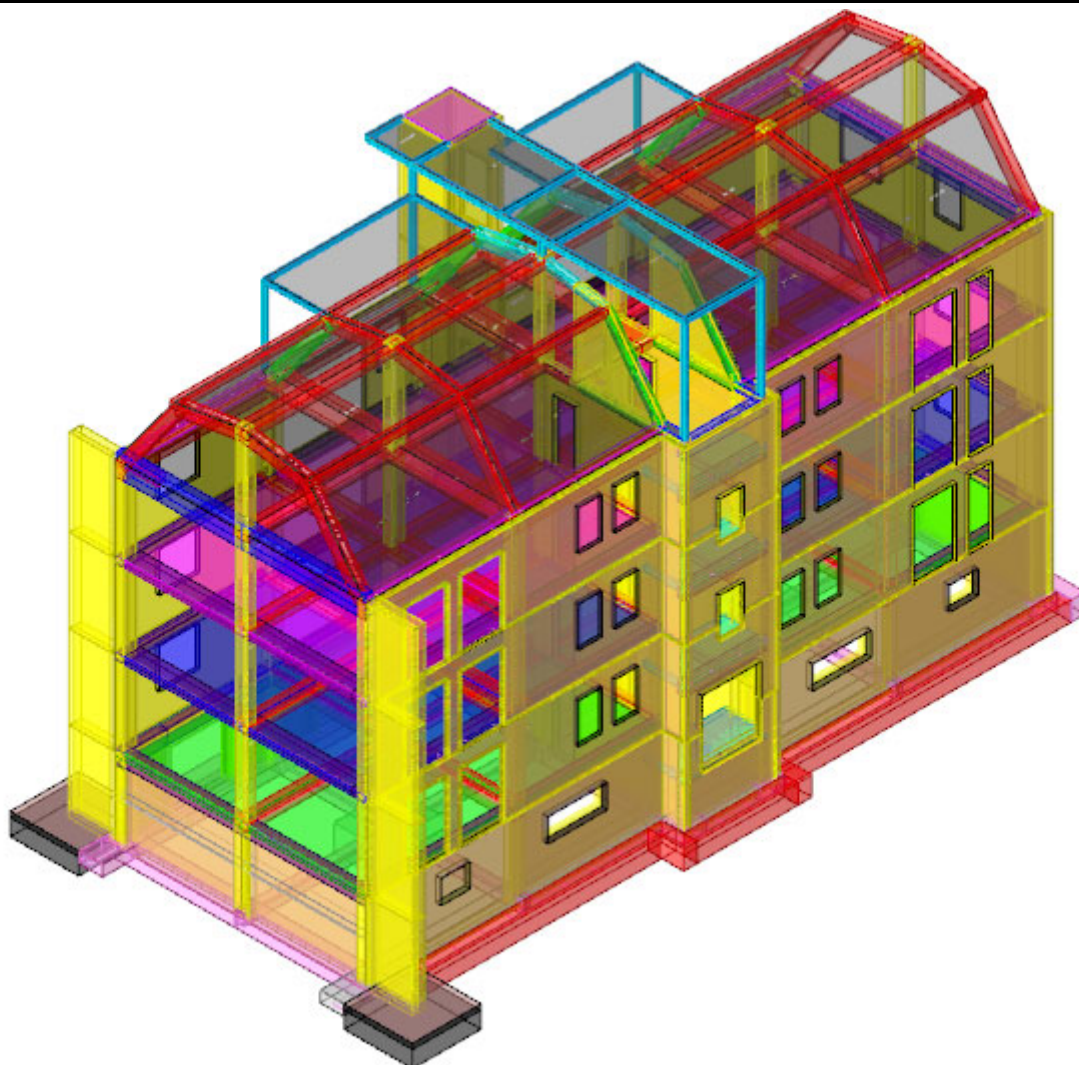
Dopo aver realizzato il modello della struttura ad elementi finiti (aste) è stata **verificata la struttura senza sisma per lo stato limite ultimo**. La verifica riguarda tutti gli elementi strutturali (travi, pilastri, setti e fondazioni).

Come si evince dai risultati, la struttura con le modifiche descritte risulta ora tutta verificata.

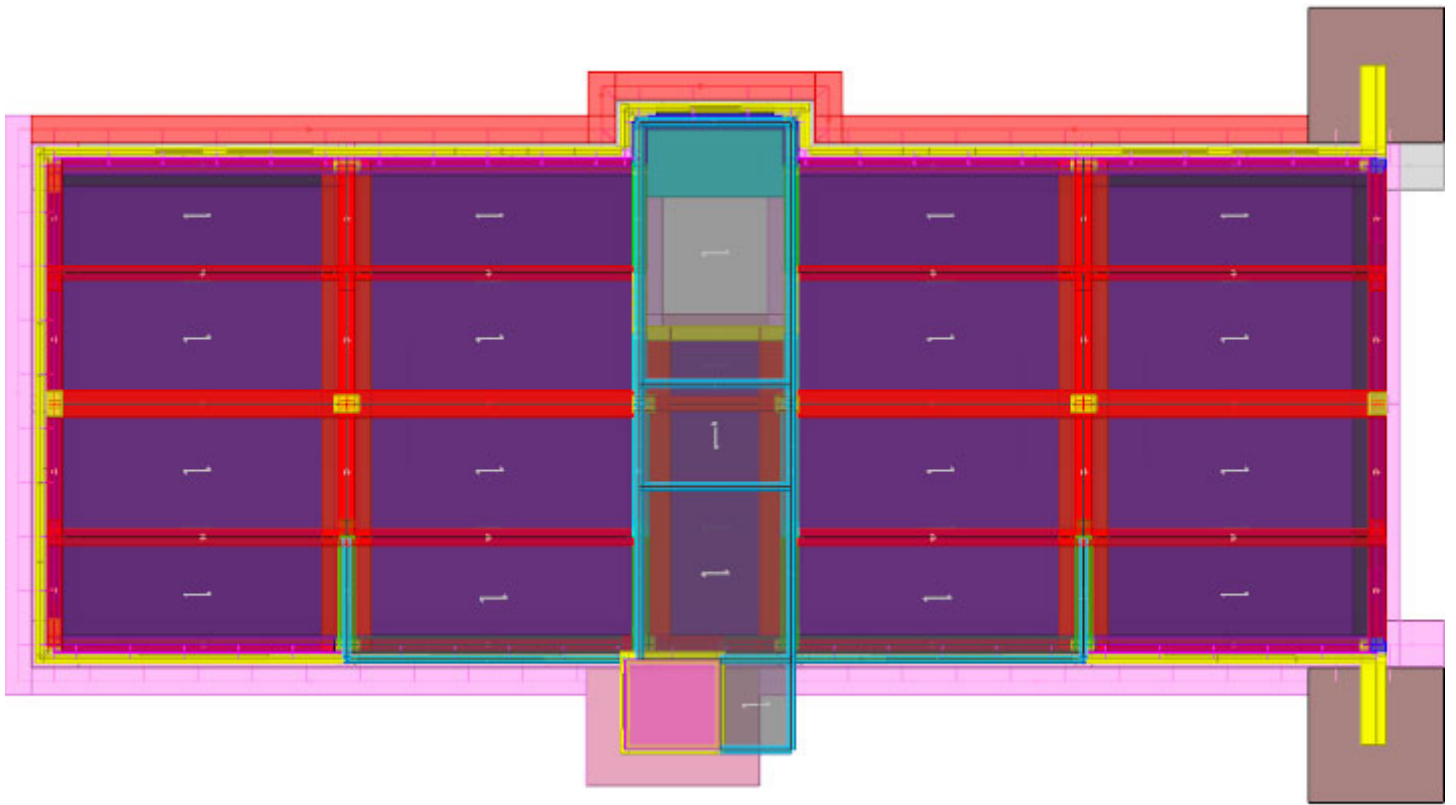
Si riporta di seguito il modello con l'indicazione a color verde di tutti gli elementi verificati e si rimanda all'elaborato “stru 10 Fascicolo calcoli – PROGETTO – Analisi lineare dinamica SLU “ per tutti i dati delle normative di riferimento, la descrizione del software impiegato per l'analisi, i dati di input, le verifiche e per tutti i risultati.



Struttura  
Modello di calcolo ad elementi finiti - vista 1

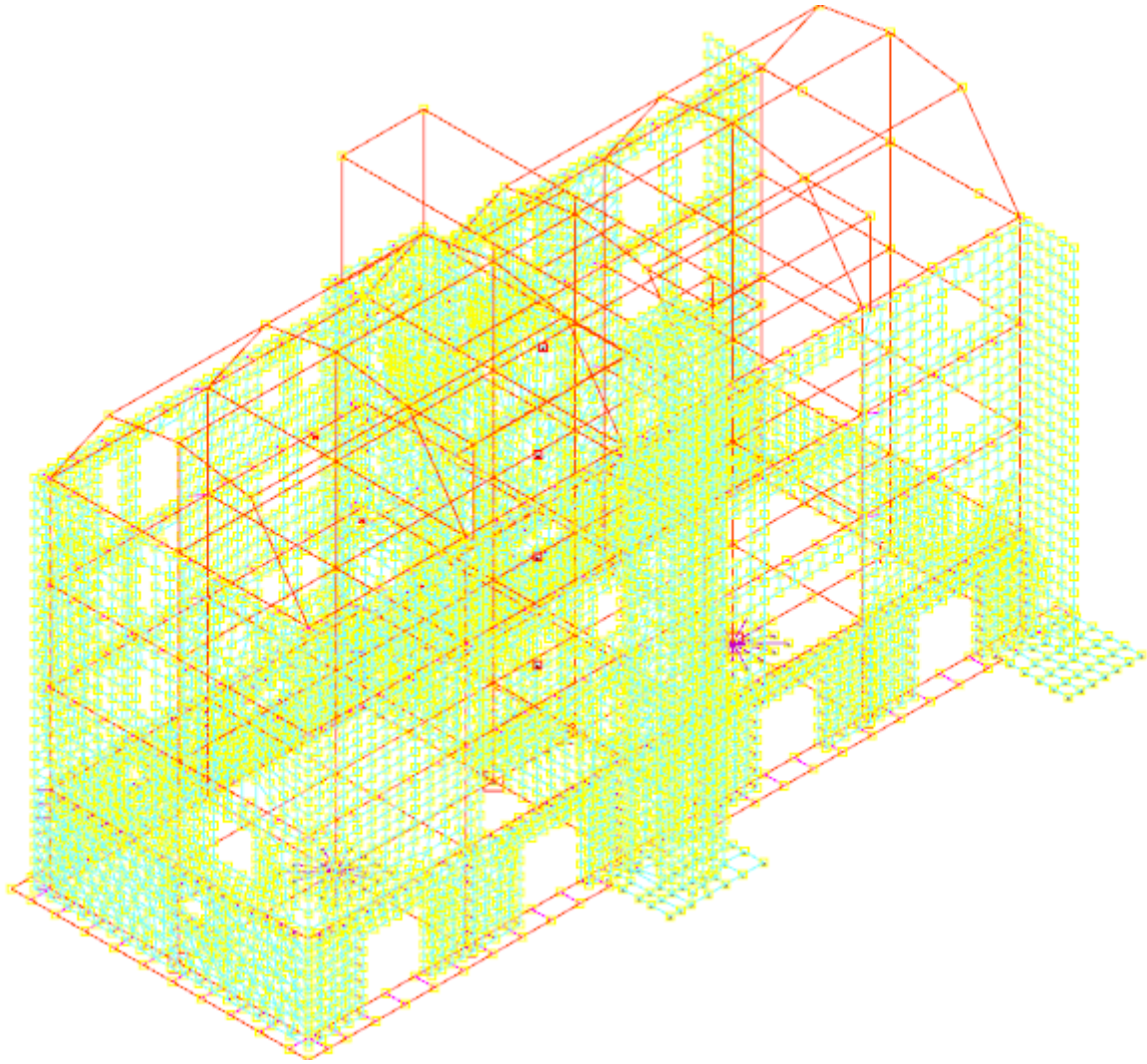


Struttura  
Modello di calcolo ad elementi finiti - vista 2

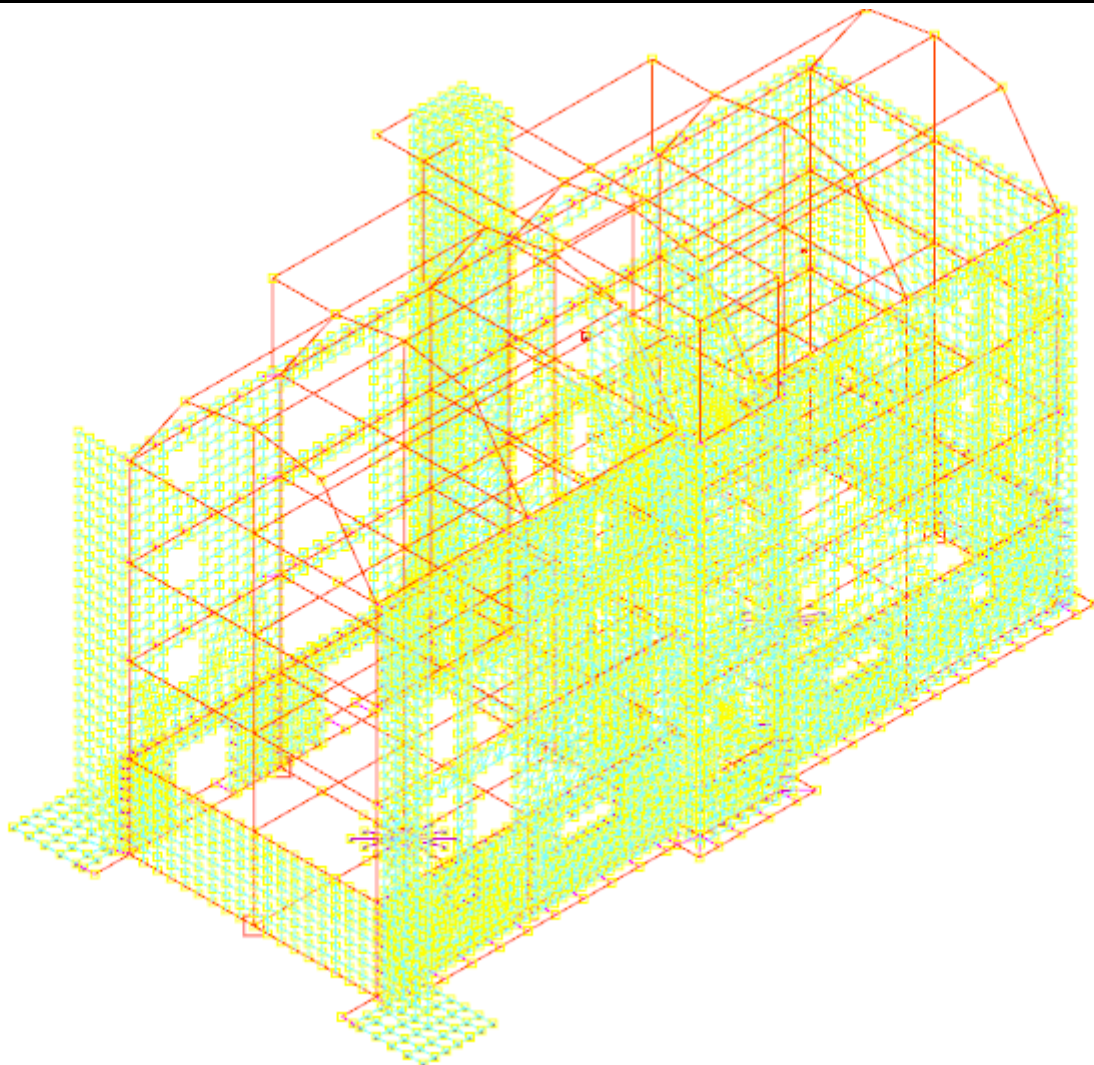


Struttura  
Modello di calcolo ad elementi finiti - pianta

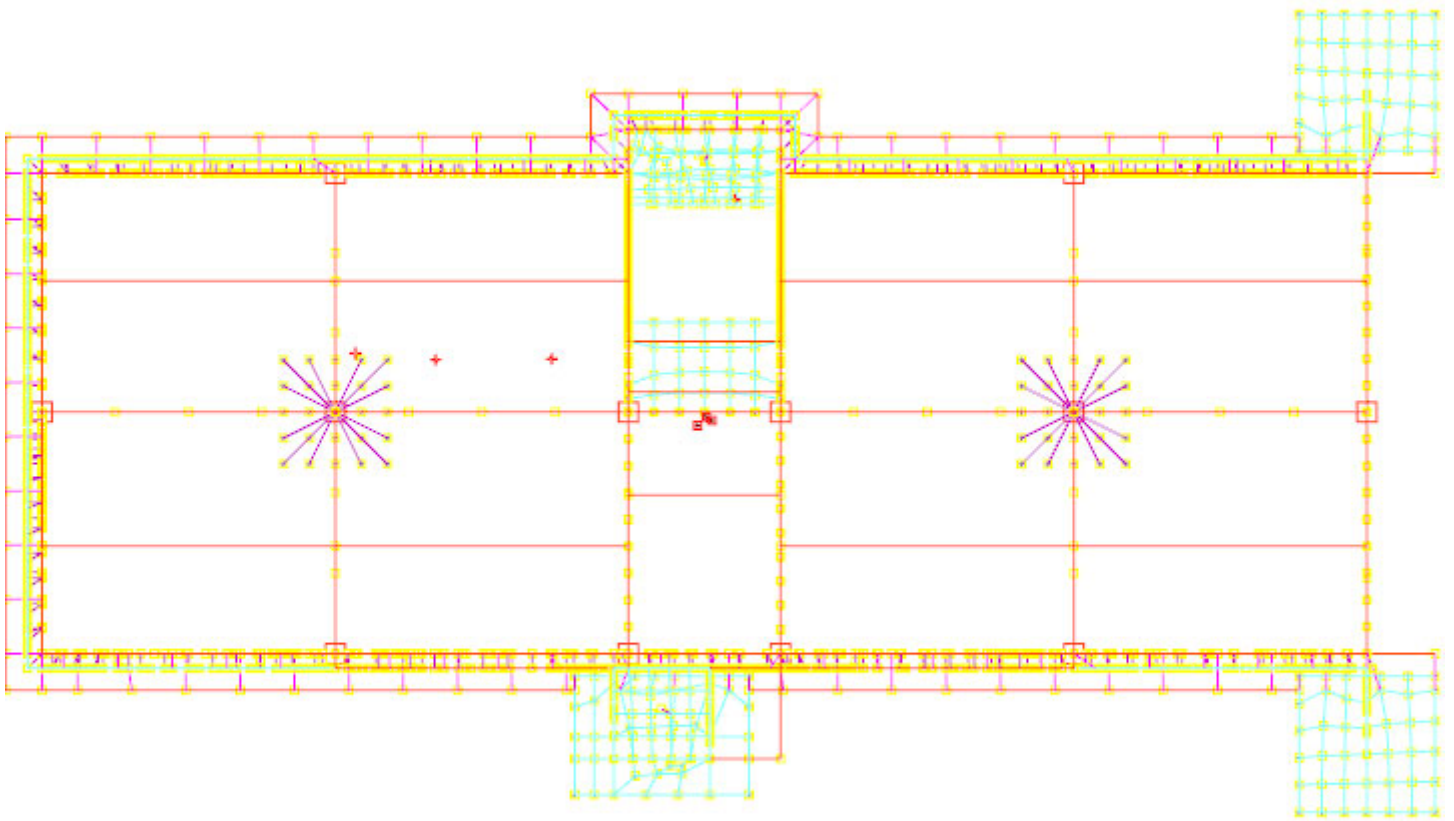




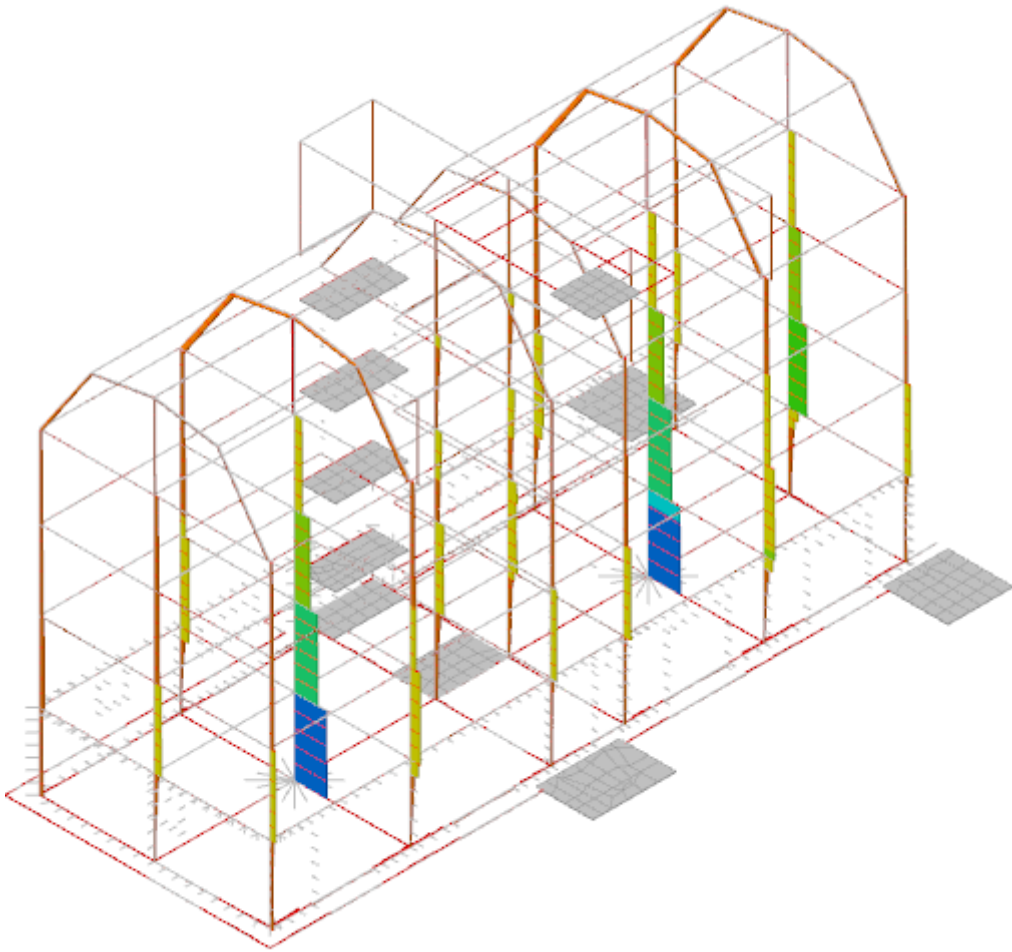
*Modello*  
*Modello di calcolo ad aste - vista 1*



*Modello*  
*Modello di calcolo ad aste - vista 2*



Modello  
Modello di calcolo ad aste - pianta

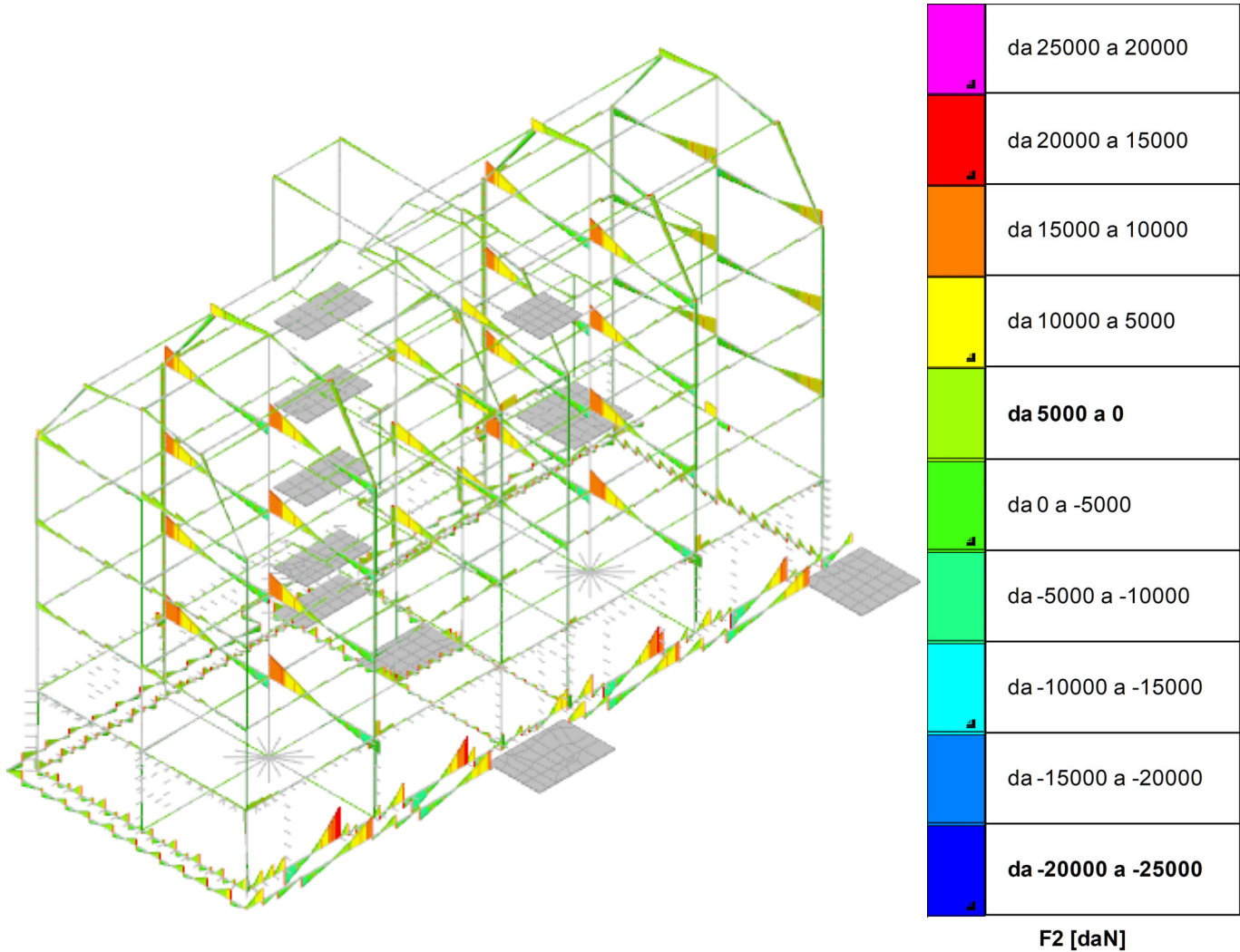


	da 20000 a 10000
	da 10000 a 0
	da 0 a -10000
	da -10000 a -20000
	<b>da -20000 a -30000</b>
	da -30000 a -40000
	da -40000 a -50000
	da -50000 a -60000
	da -60000 a -70000
	<b>da -70000 a -80000</b>

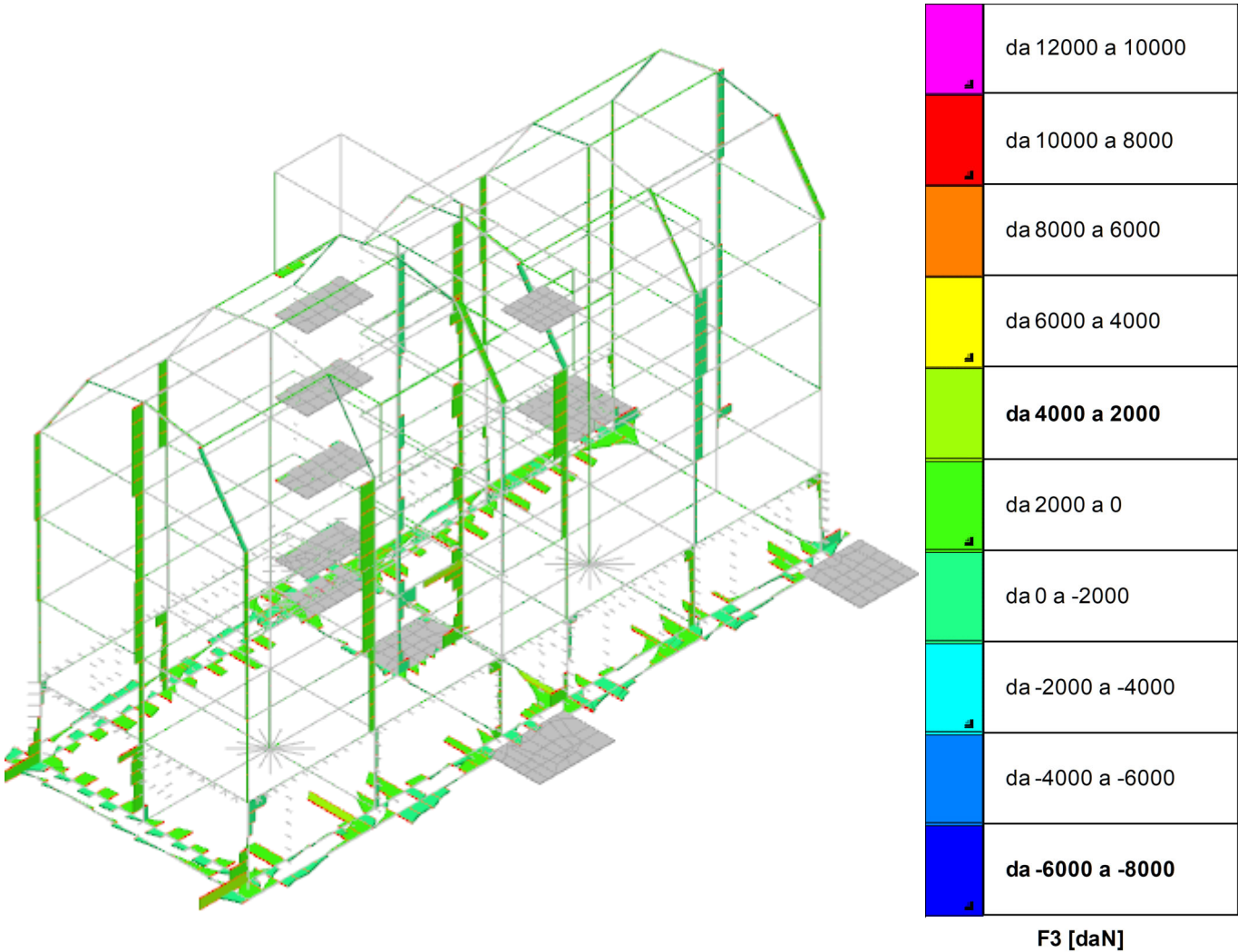
F1 [daN]

Sollecitazioni aste F1(N) massime

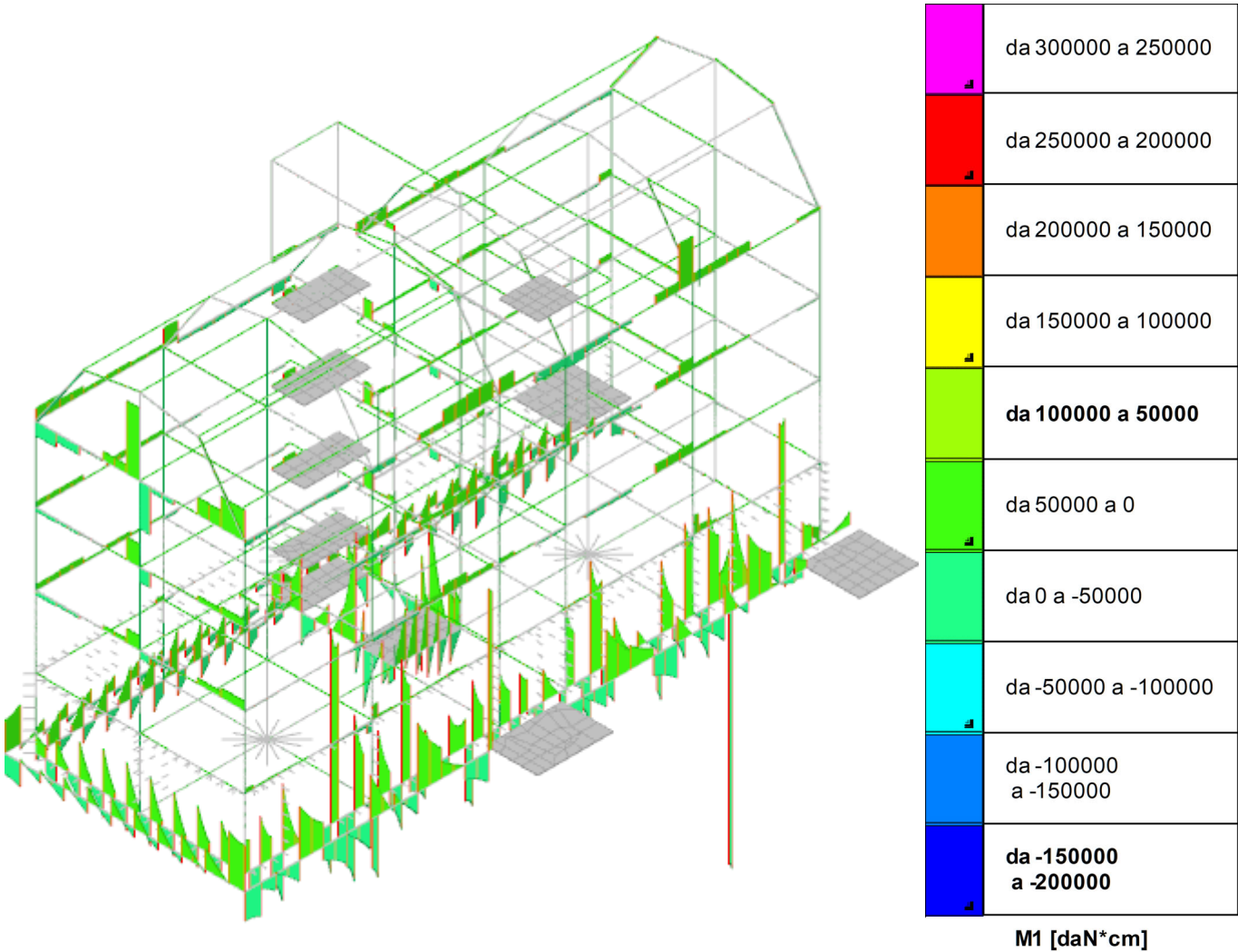




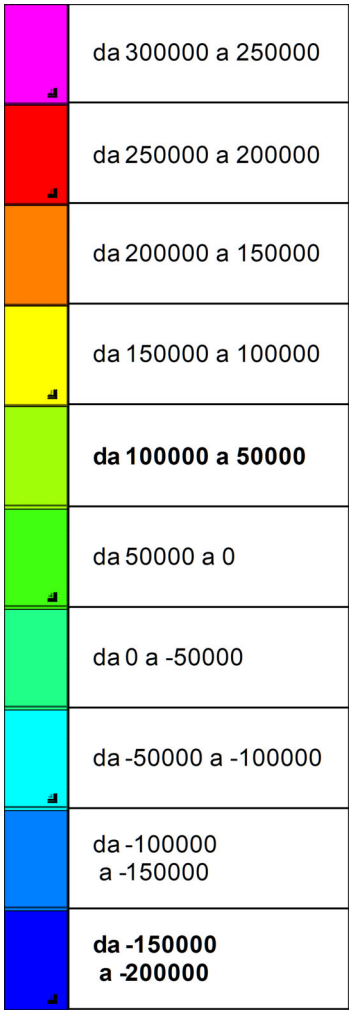
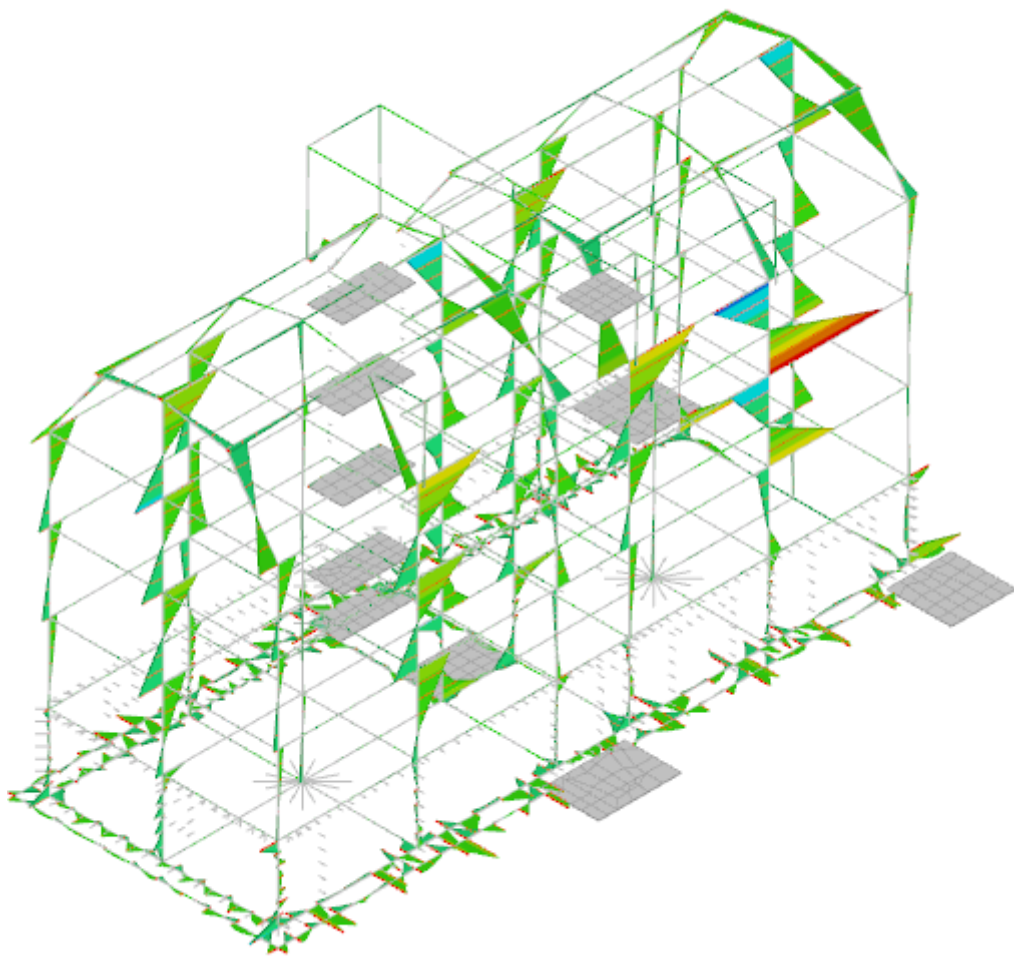
Sollecitazioni aste F2 massime



Sollecitazioni aste F3 massime



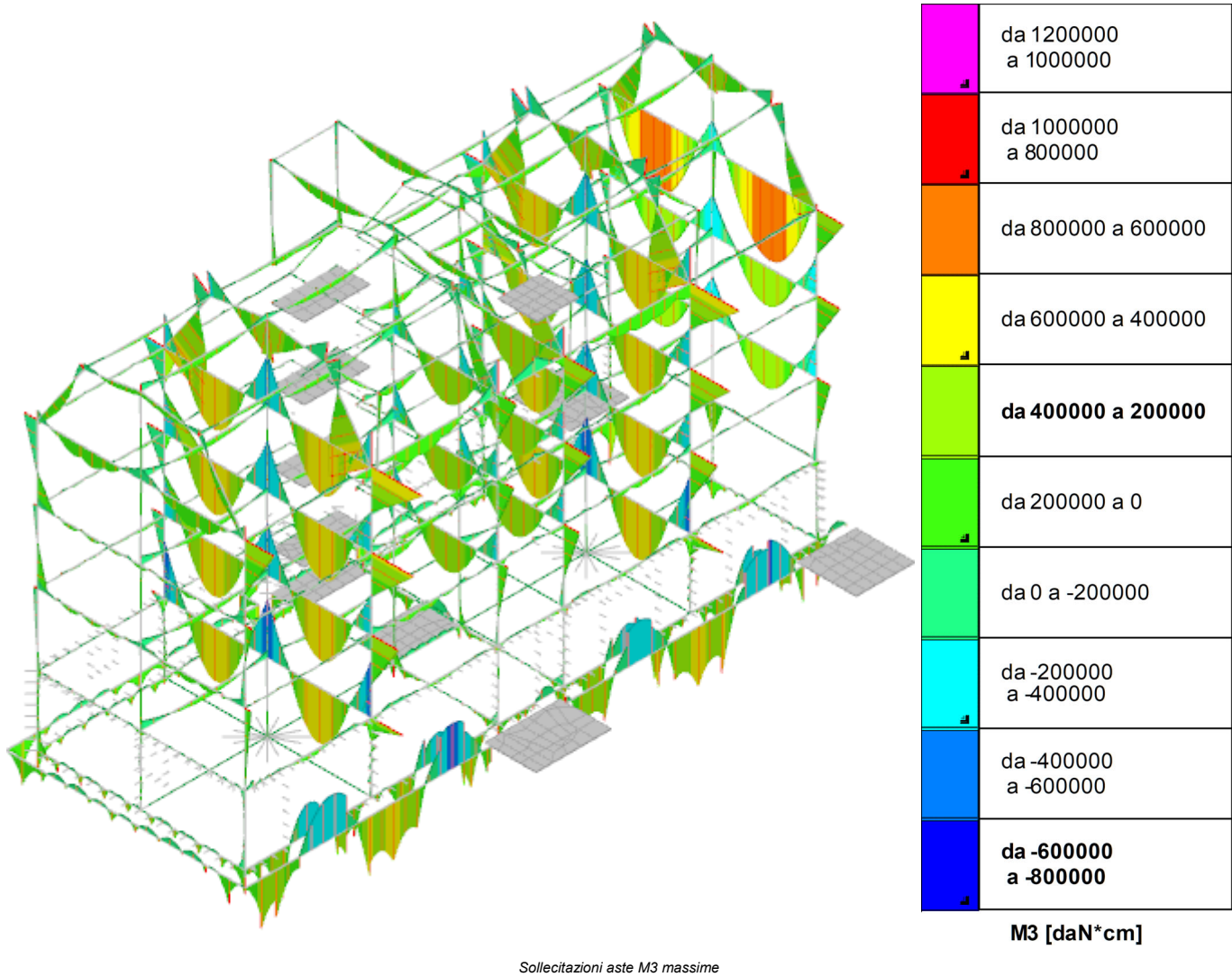
Sollecitazioni aste M1(Mt) massime

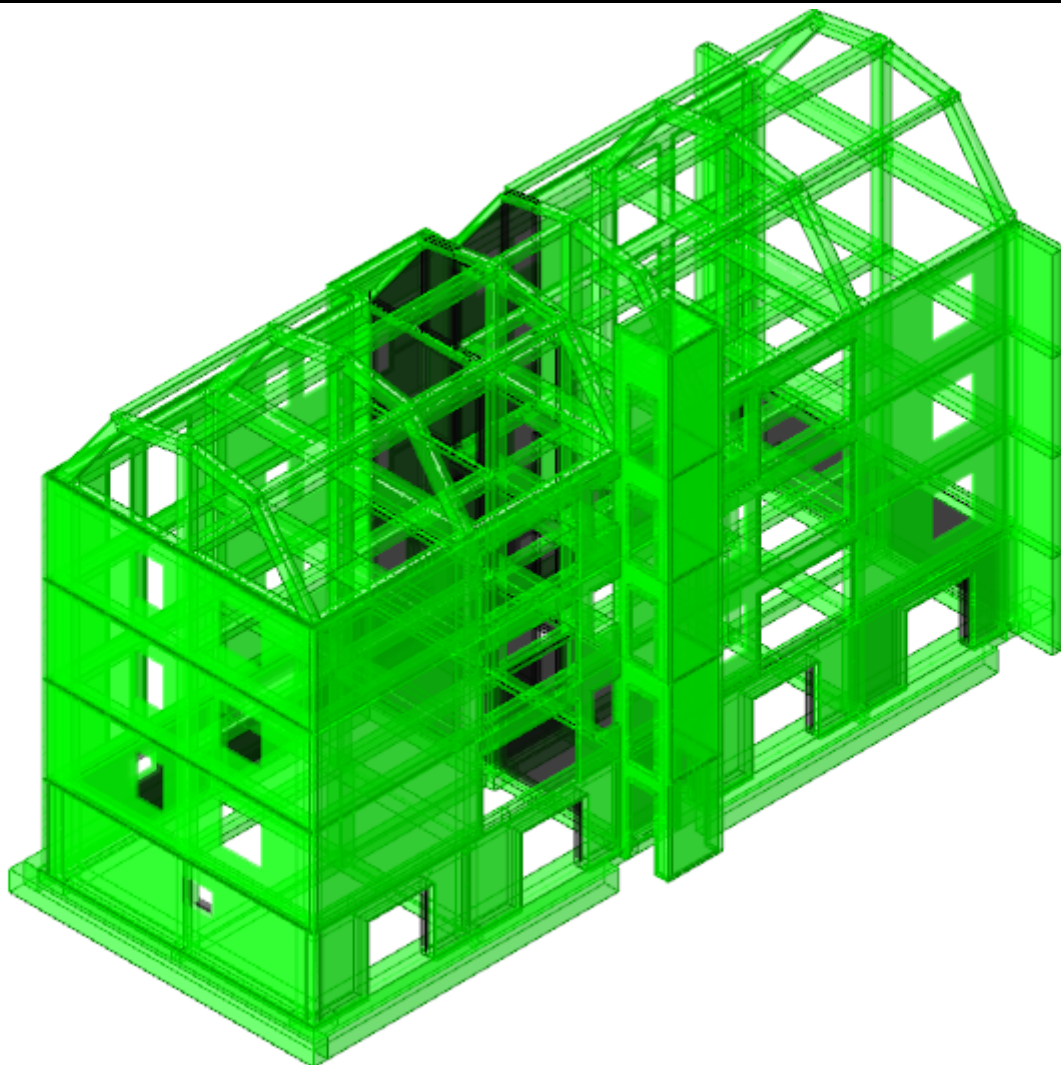


M2 [daN\*cm]

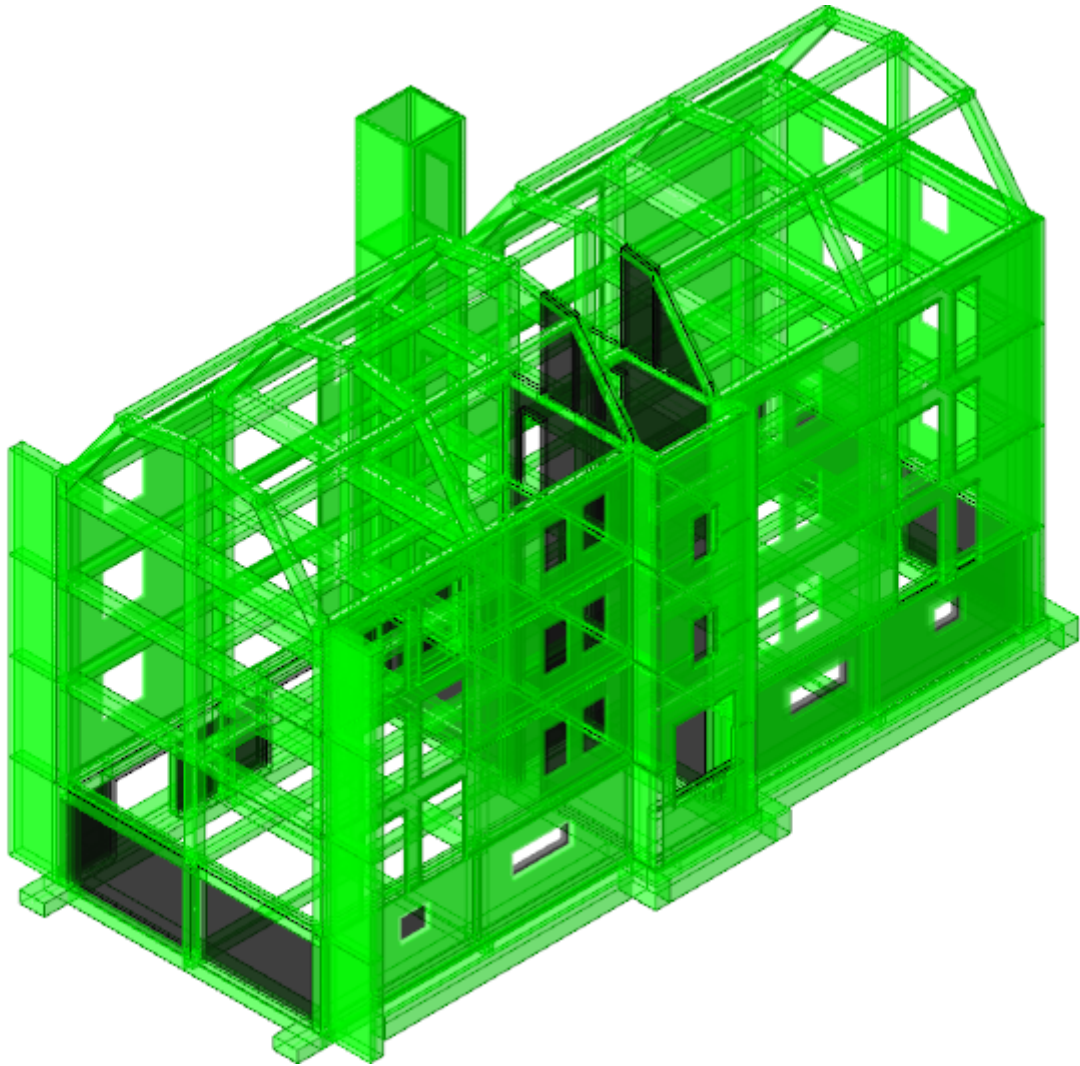
Sollecitazioni aste M2 massime







*Verifiche*  
*Modello con verifiche - vista 1 (rosso = non verificati; verde = verificati)*



*Verifiche*  
*Modello con verifiche - vista 2 (rosso = non verificati; verde = verificati)*

## **12. VERIFICA SISMICA CON ANALISI LINEARE DINAMICA PER LA DETERMINAZIONE DEI VALORI DI VULNERABILITA' E CLASSIFICAZIONE SISMICA**

E' stata effettuata per l'edificio un'analisi lineare dinamica al fine di verificare il livello di sicurezza sismico dell'edificio (vulnerabilità).

In particolare è stato creato un modello a elementi finiti della struttura (modello a aste) e con le modalità descritte al punto 7.3.4.1. del D.M. 17/1/2018 e sono state verificati tutti gli stati limite della struttura e in particolare lo stato limite vita. Sono così stati determinati i moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche della costruzione.

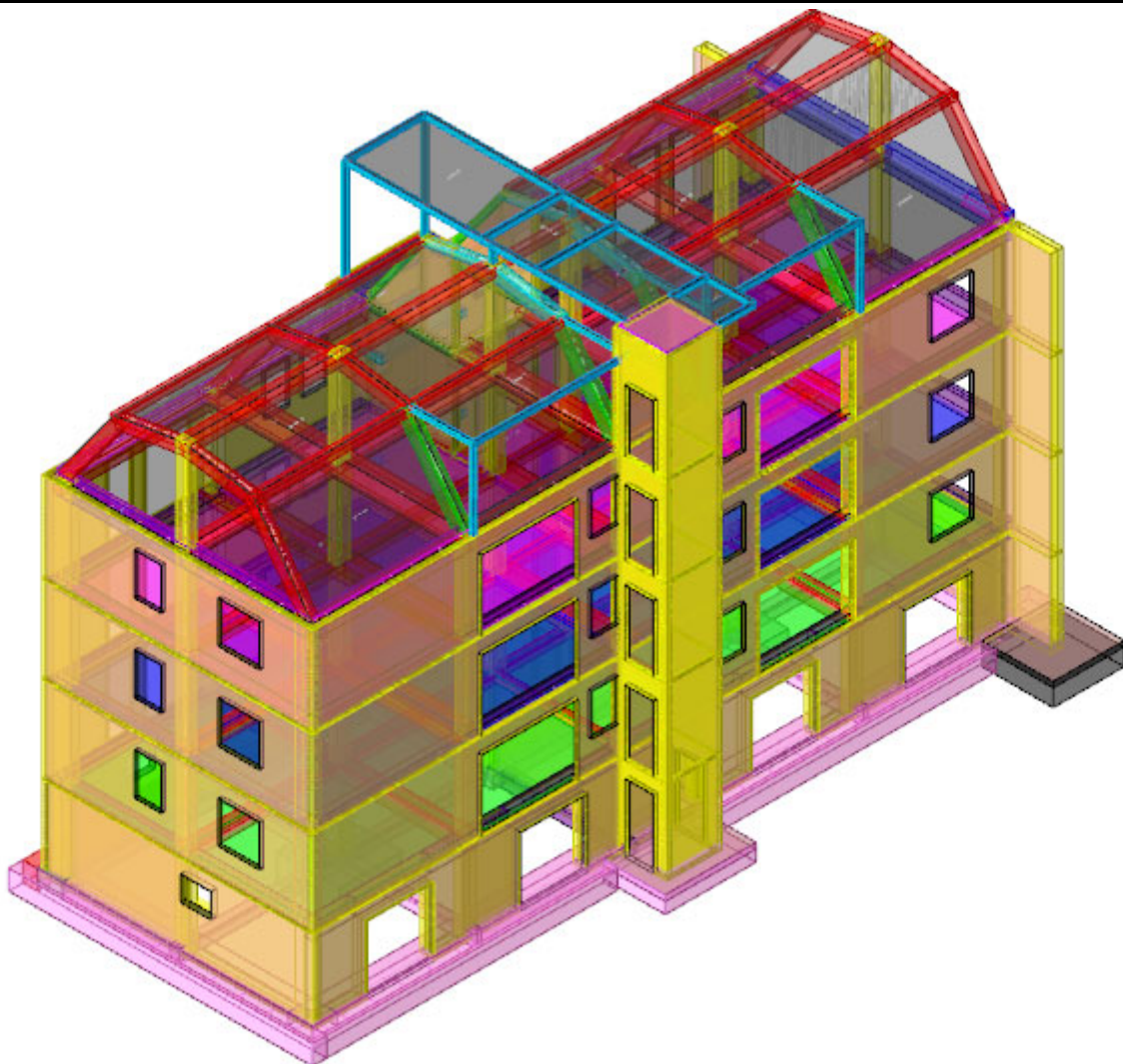
Nel modello i solai sono stati considerati infinitamente rigidi dato che essi sono in laterocemento provvisti di una cappa in calcestruzzo armato di spessore 4 cm. Solo i solai del tetto risultano senza nessun comportamento essendo in legno.

Si è determinato quindi il reale punto di collasso della struttura e perciò la sua reale resistenza sismica (vulnerabilità sismica). Con questa analisi in parti colare si considerano i vari meccanismi di rottura che sono:

- 1) verifica a flessione semplice e a taglio delle travi C.A,
- 2) verifica a pressoflessione e a taglio dei pilastri C.A,
- 3) verifica dei nodi C.A ,
- 4) verifica di instabilità C.A,
- 5) verifica plinti C.A,
- 5) raggiungimento spostamento di interpiano (SLD),
- 6) raggiungimento portanza travi di fondazione,
- 7) raggiungimento portanza plinti

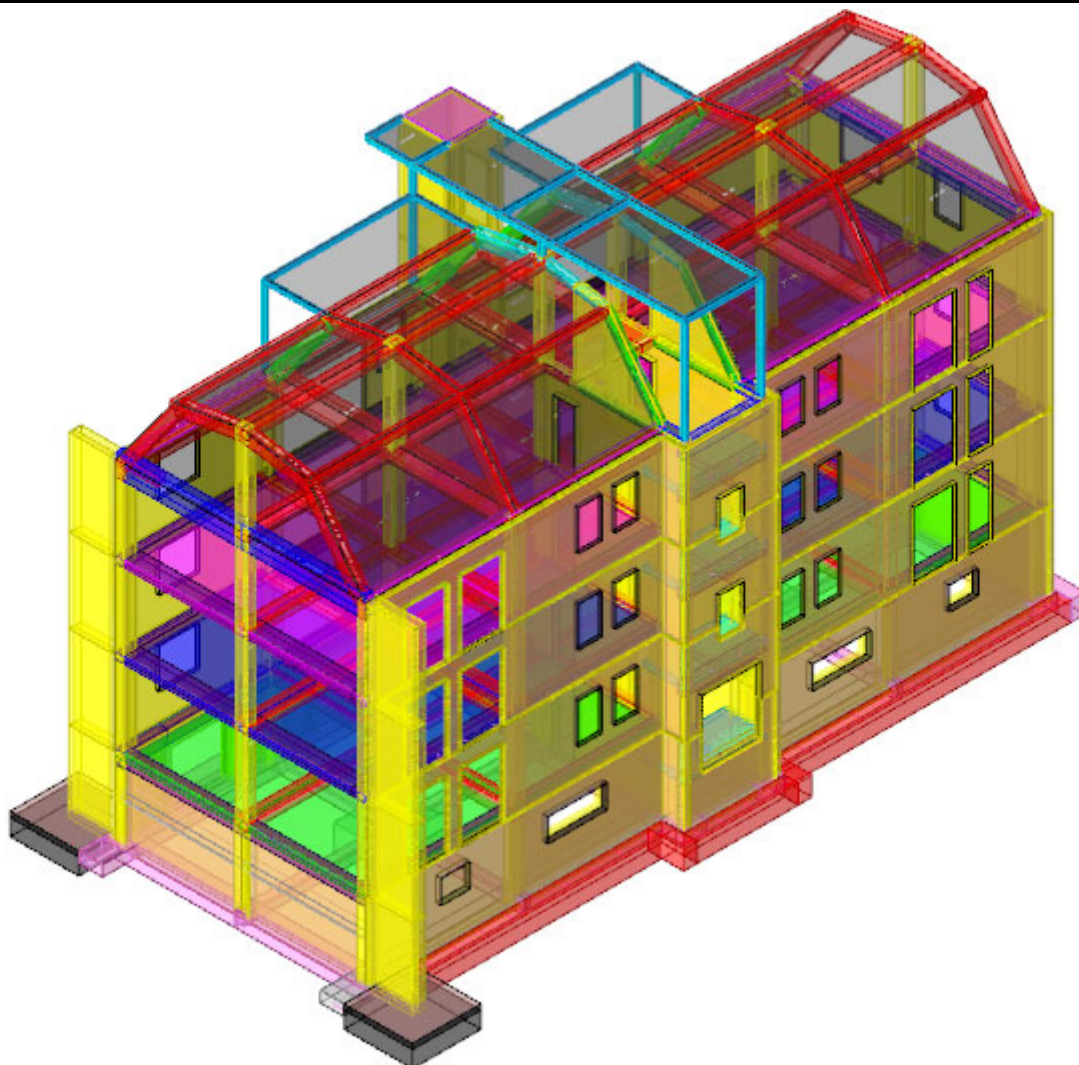
**I risultati ottenuti determinano che l'edificio ha un valore di vulnerabilità sismica, rappresentata dal valore di  $IR_{PGAm}(\xi_E)$  per lo stato limite vita pari a 0,4505. Tale limite è dato a causa della rottura di pilastro a flessione stato limite vita. Il tempo di ritorno risulta di 83 anni.**

Si rimanda all'elaborato “stru 11 Fascicolo calcoli – PROGETTO – Analisi lineare dinamica per la determinazione dei valori di vulnerabilità e classificazione sismica “ per tutti i dati delle normative di riferimento, la descrizione del software impiegato per l'analisi, i dati di input, le verifiche e per tutti i risultati soprattutto i moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche.

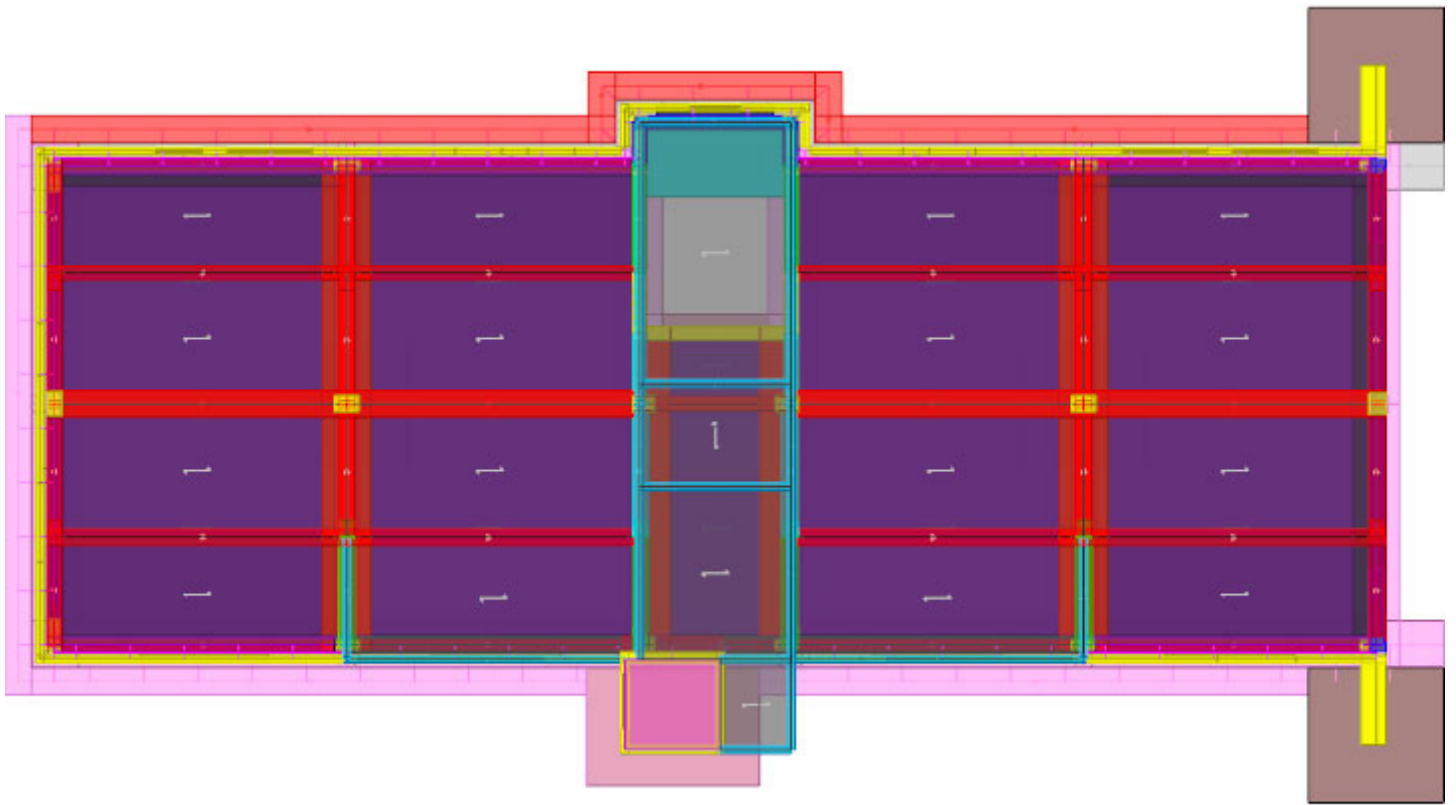


Struttura  
Modello di calcolo ad elementi finiti - vista 1

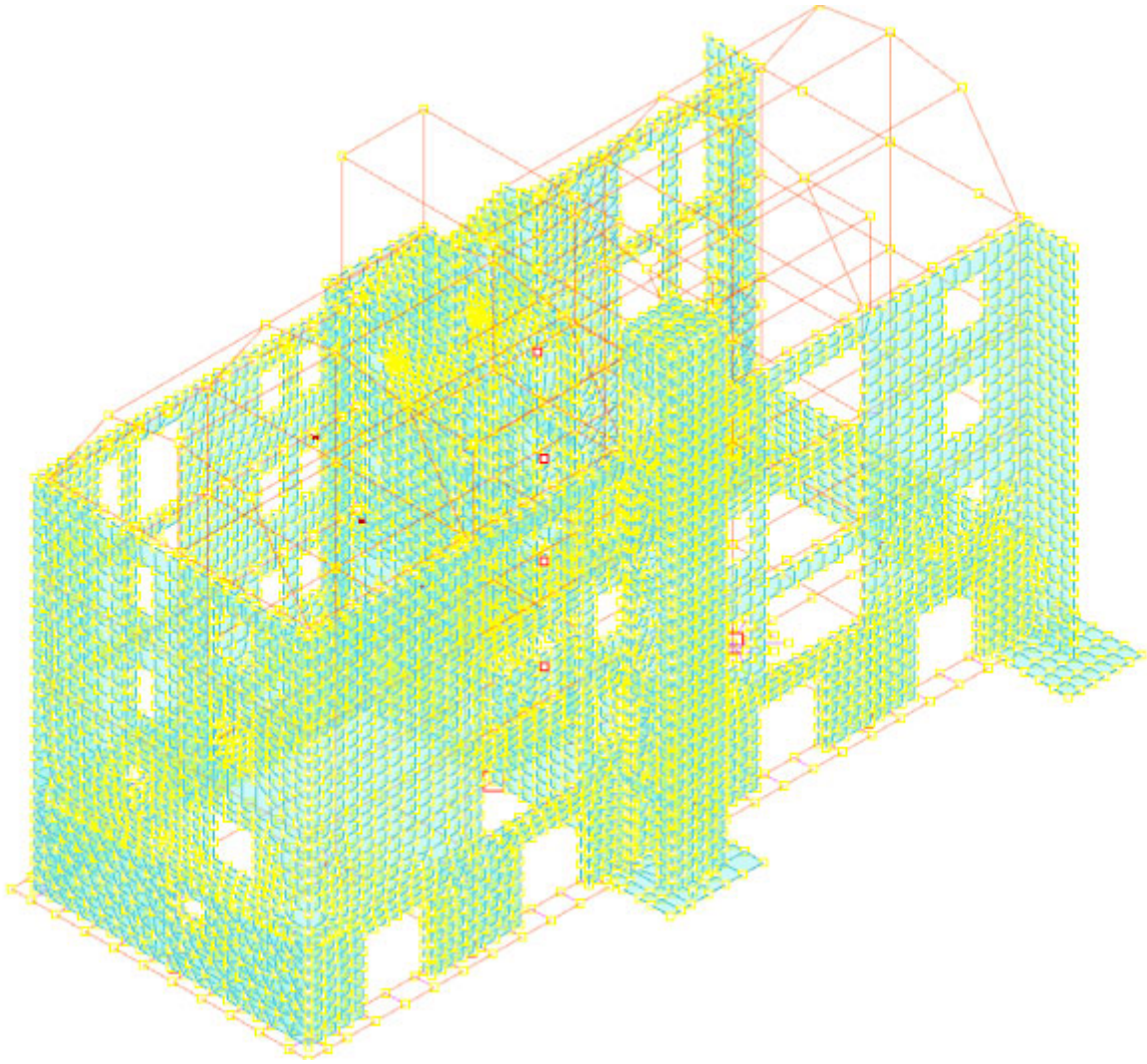




Struttura  
Modello di calcolo ad elementi finiti - vista 2

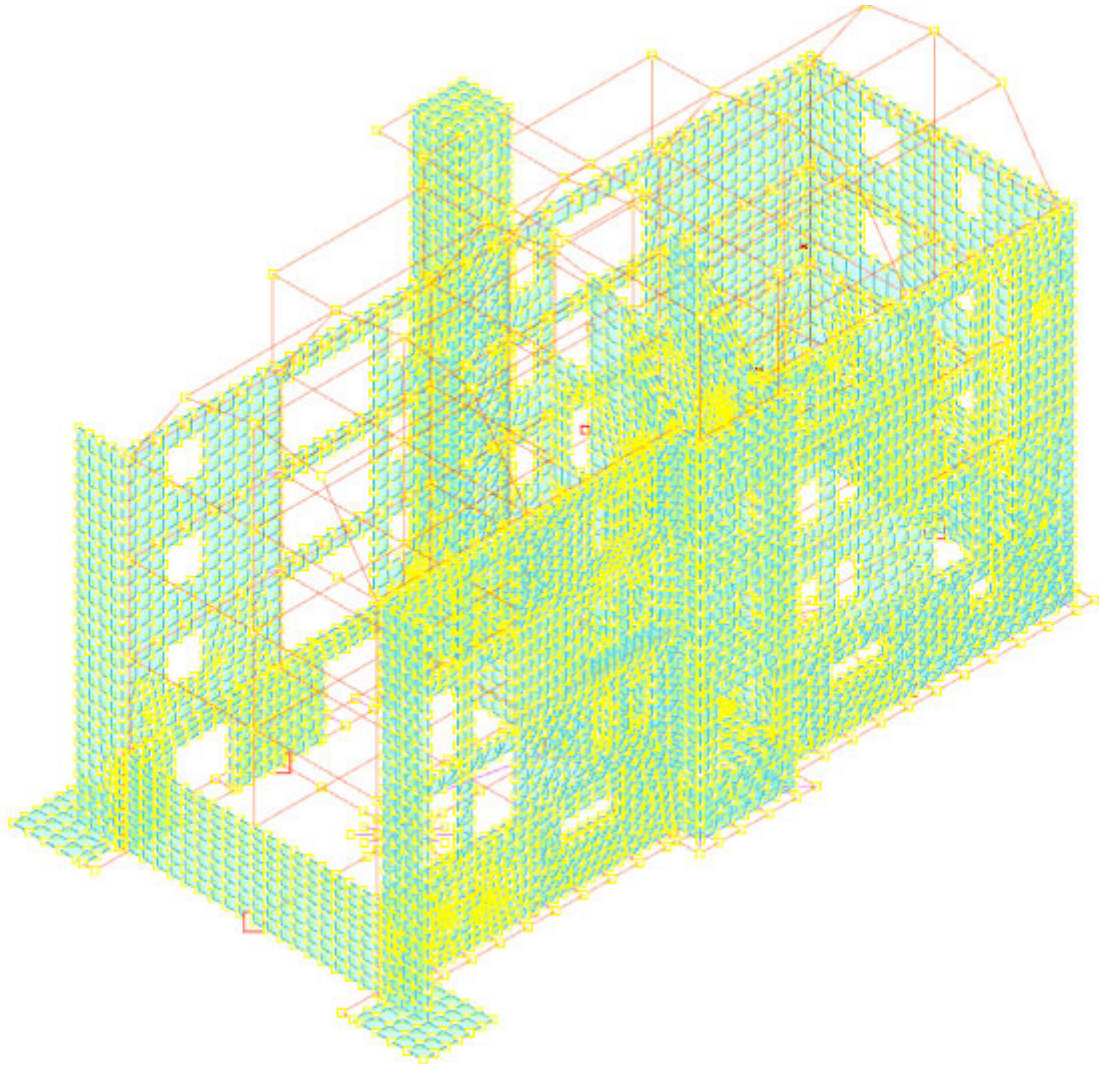


Struttura  
Modello di calcolo ad elementi finiti - pianta

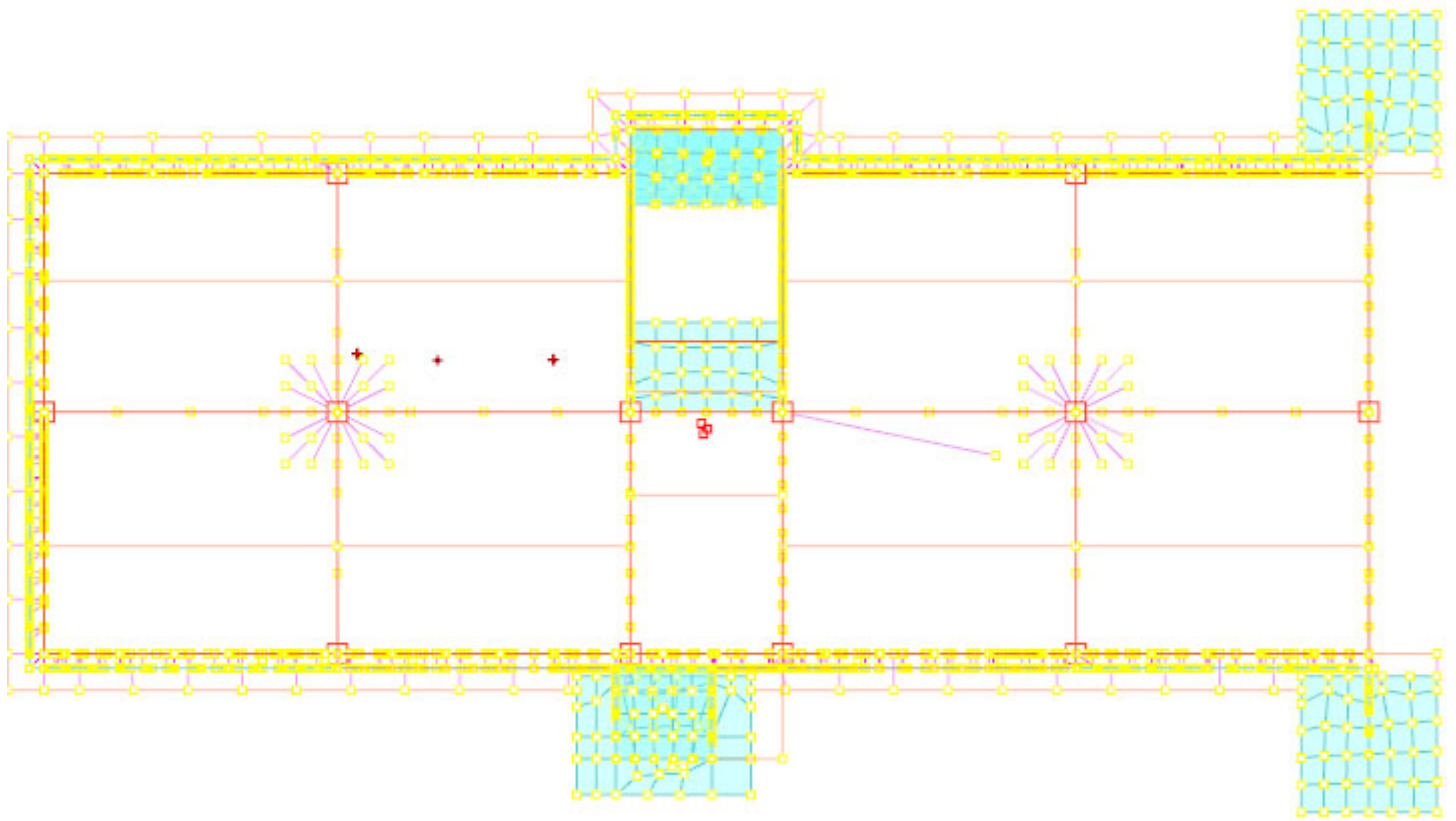


*Modello*  
*Modello di calcolo ad aste - vista 1*

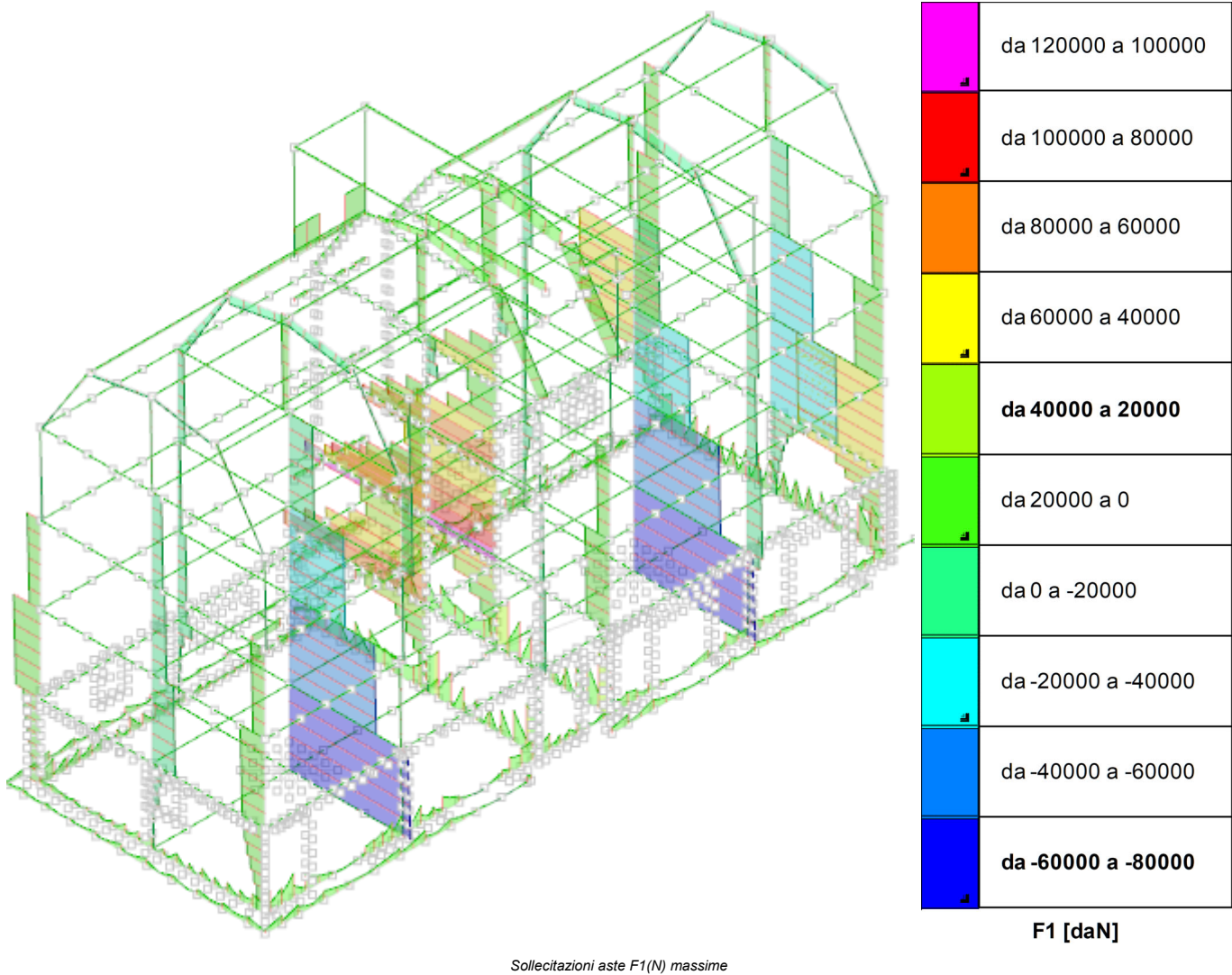


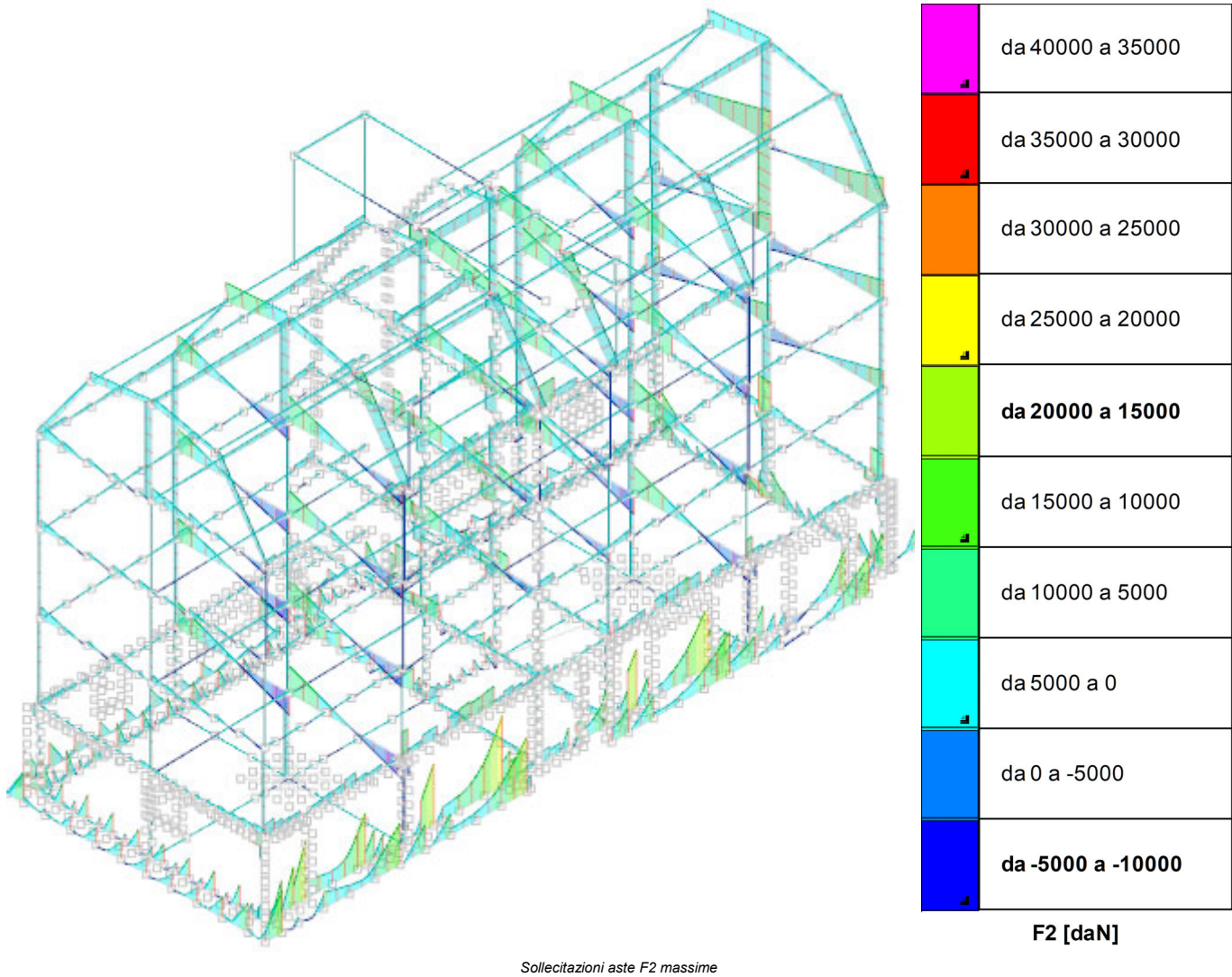


*Modello*  
*Modello di calcolo ad aste - vista 2*

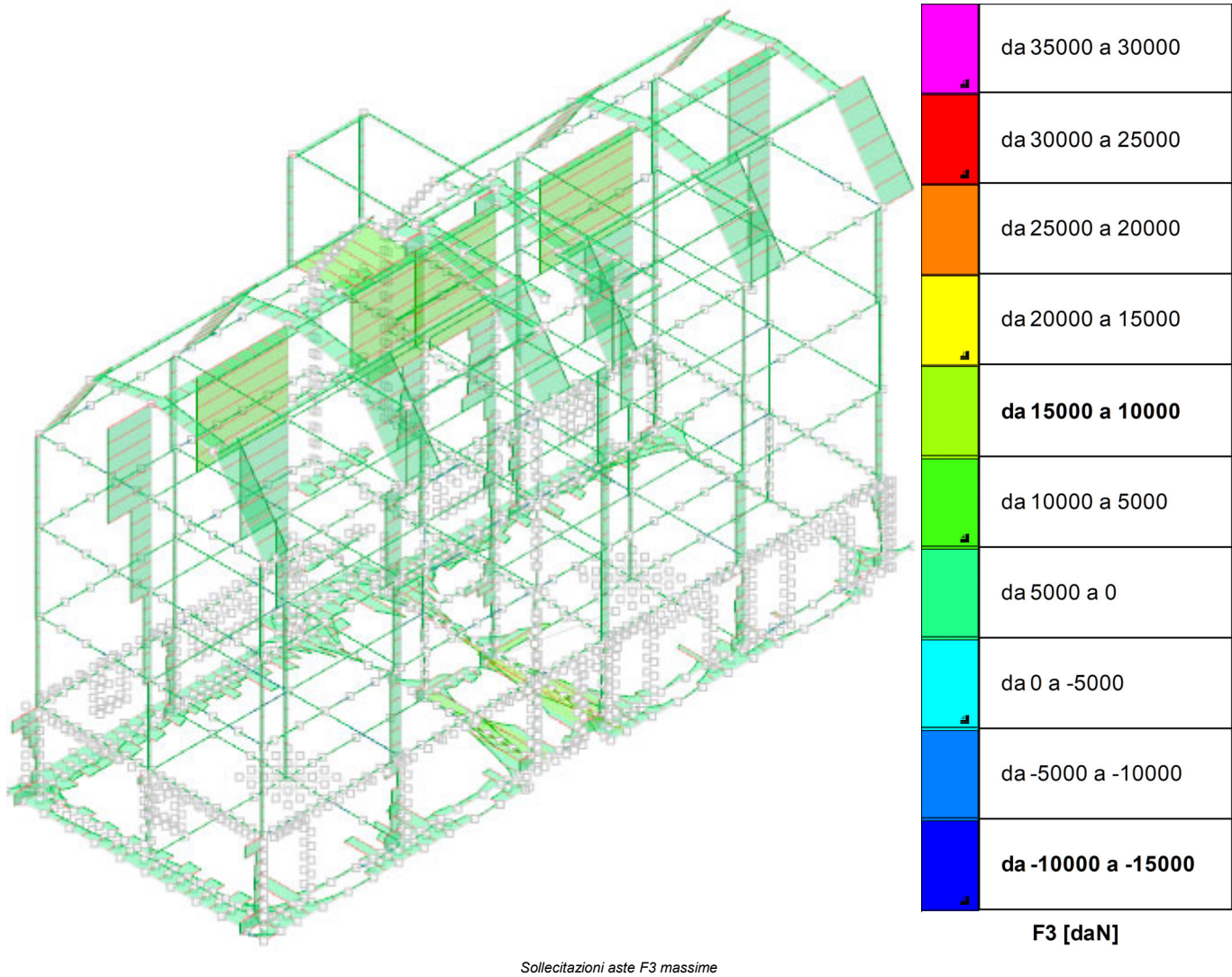


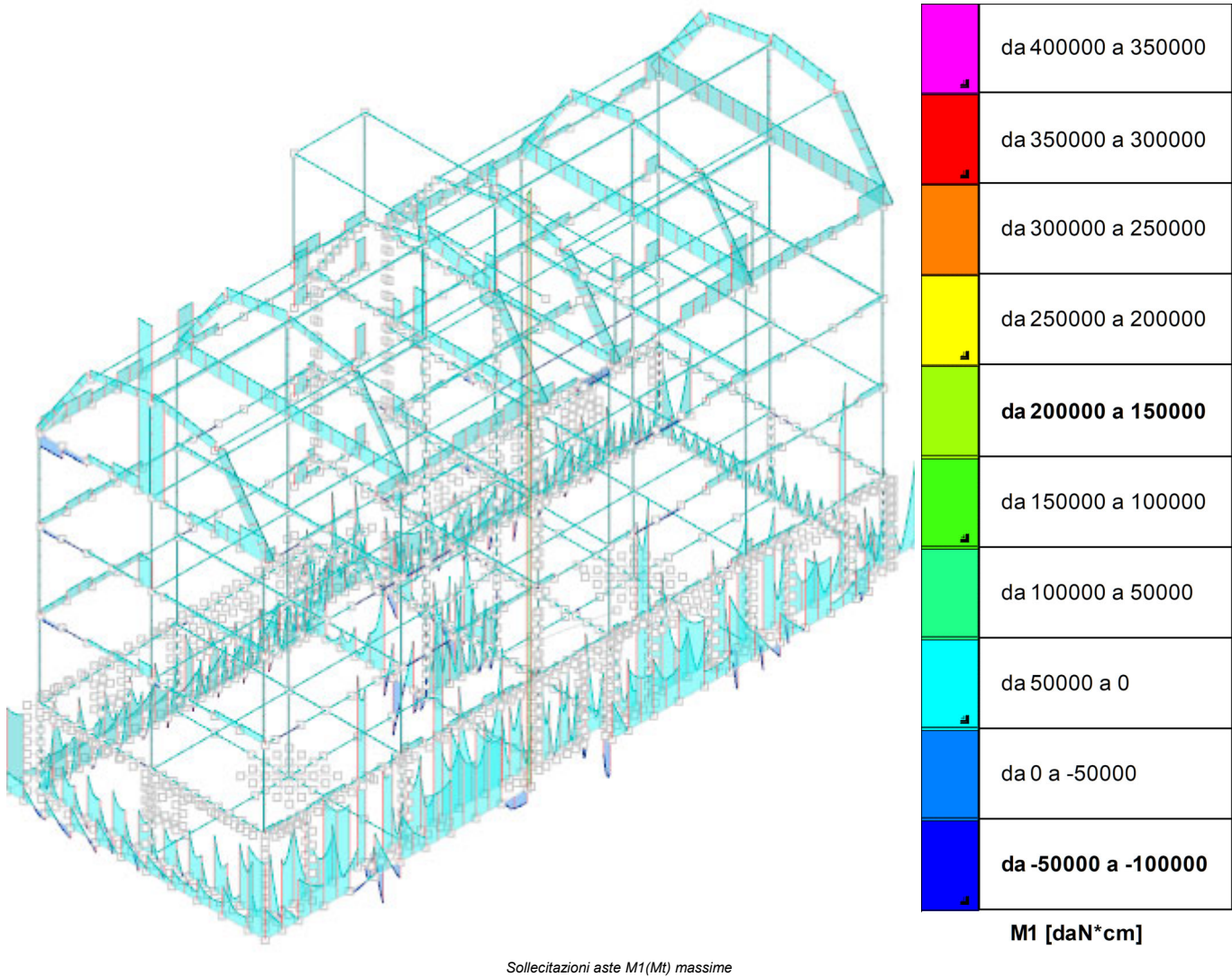
Modello  
Modello di calcolo ad aste - pianta

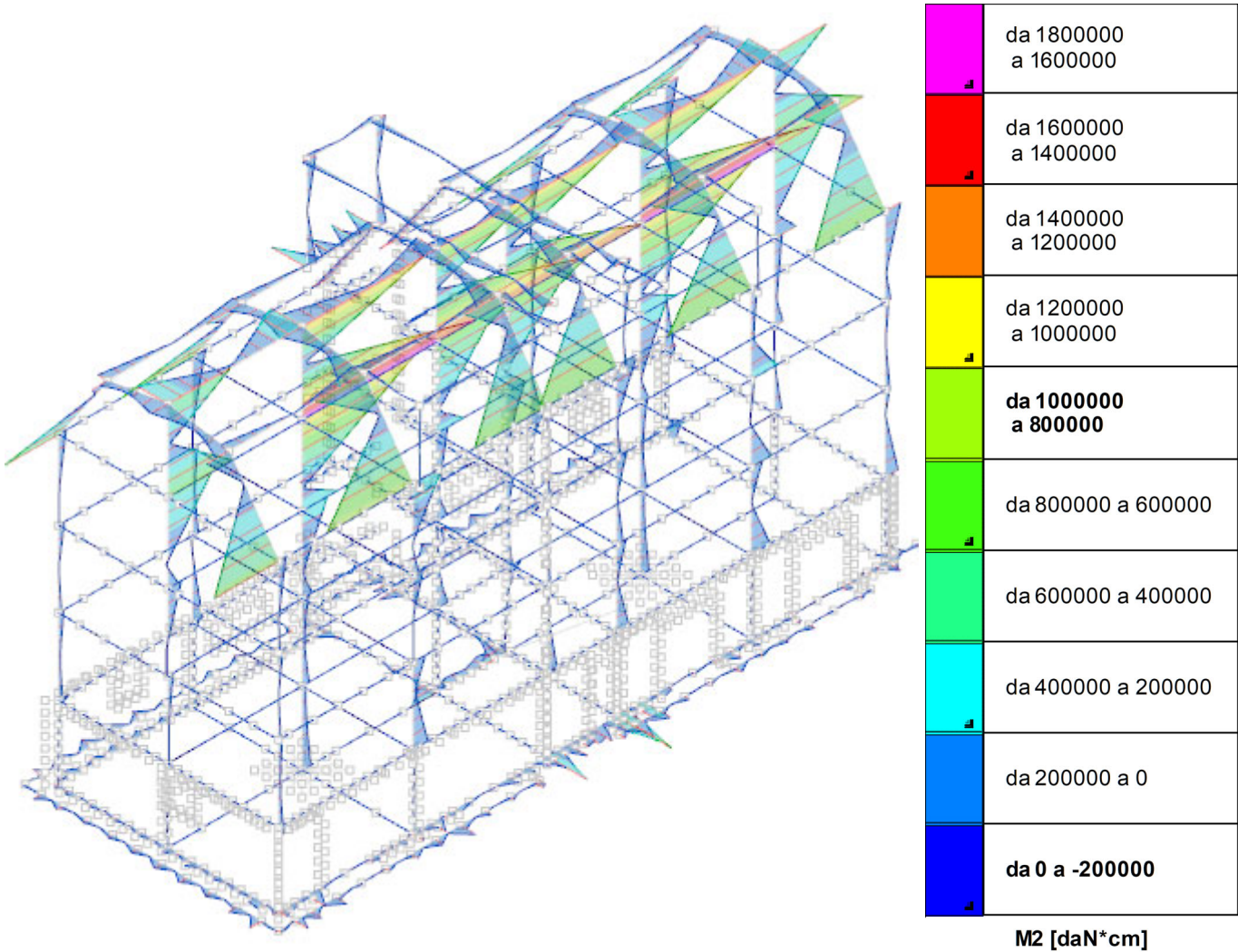






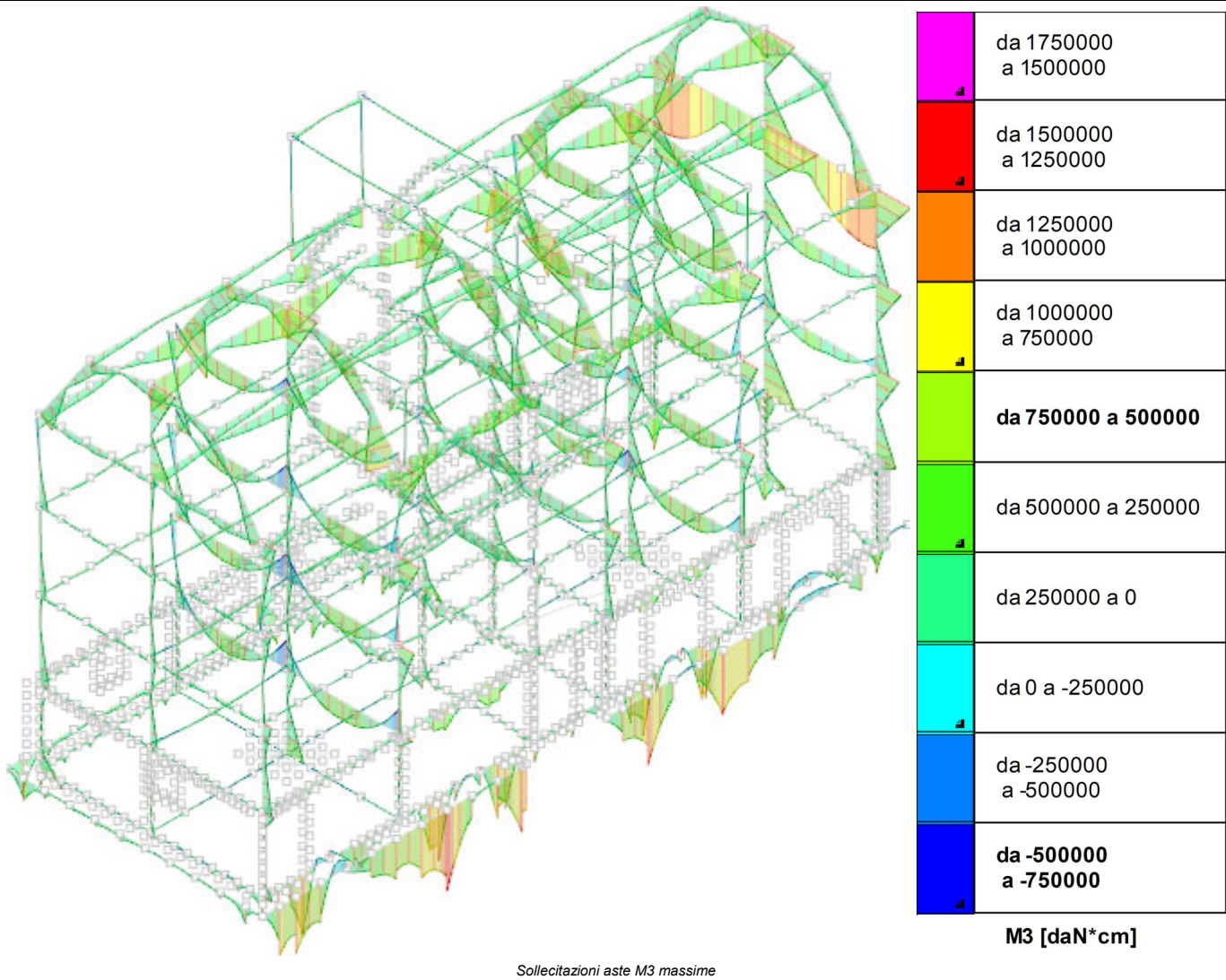




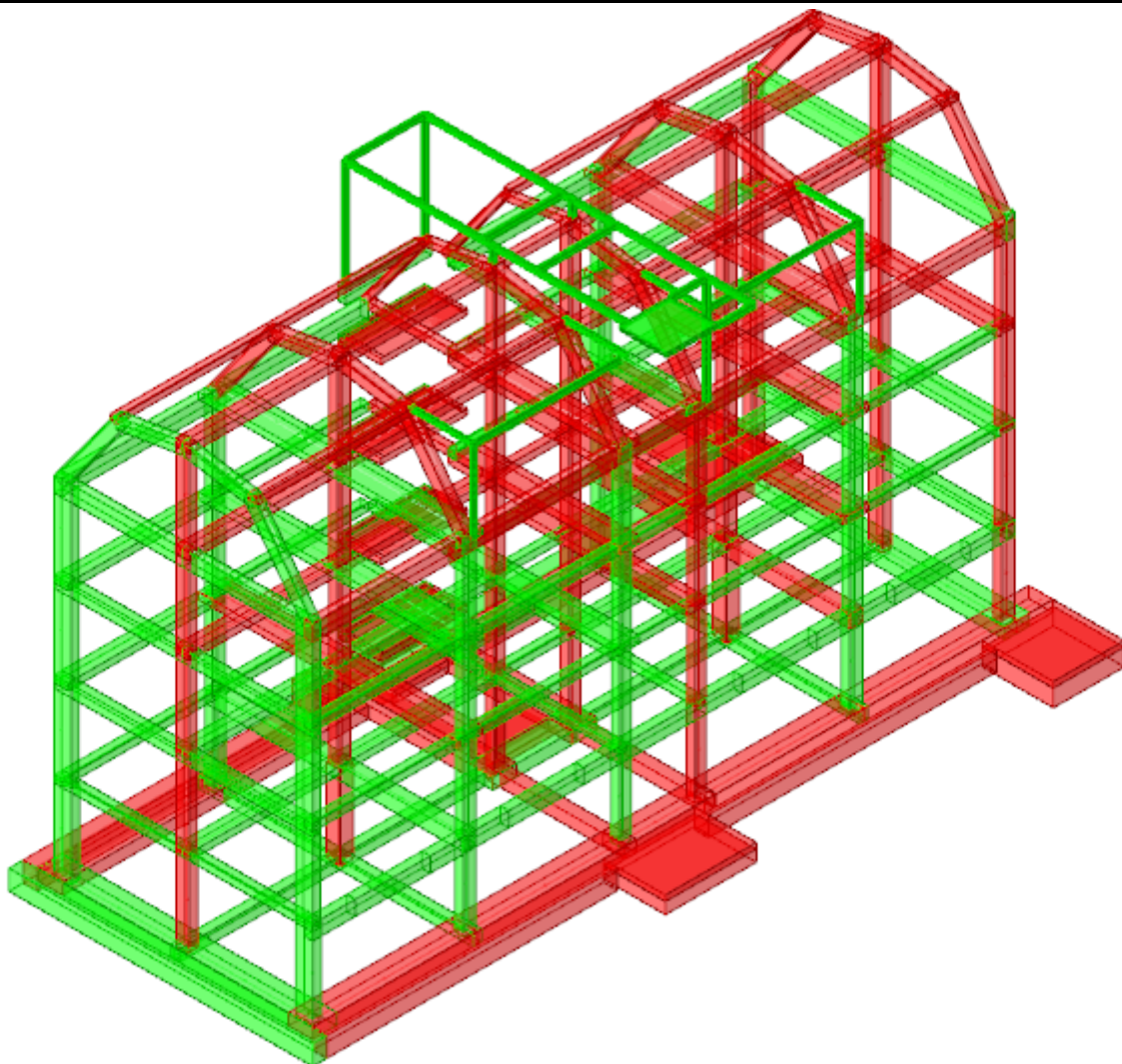


Sollecitazioni aste M2 massime

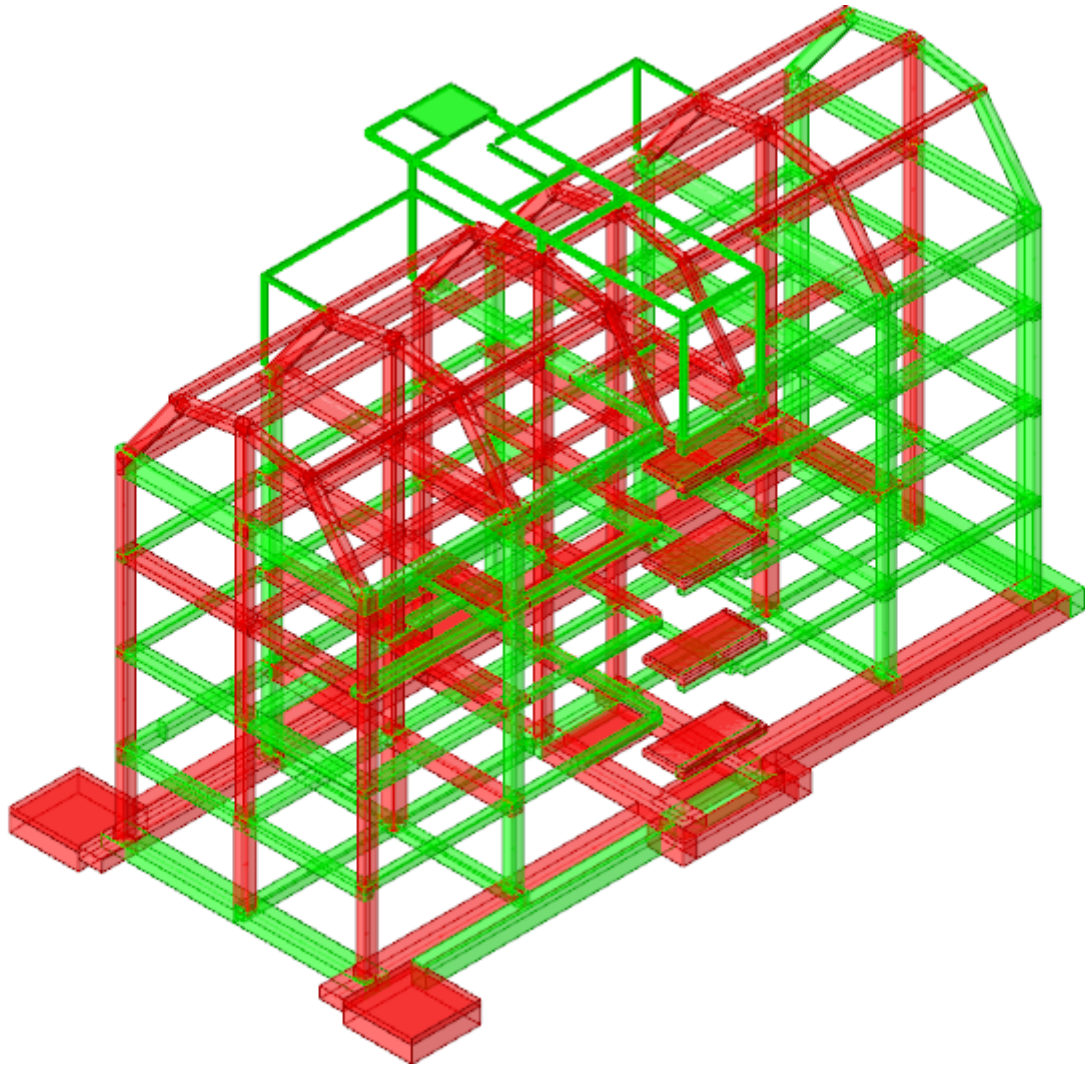








*Verifiche*  
*Modello con verifiche - vista 1 (rosso = non verificati; verde = verificati)*



Verifiche  
Modello con verifiche - vista 2 (rosso = non verificati; verde = verificati)

# Verifica di elementi dotati di indicatori di rischio sismico mediante analisi con fattore q

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.) § C8.7.2.4

## Accelerazioni e tempi di ritorno

Accelerazione di aggancio SLD ( $ag/g_{SLD} \cdot S^*ST$ )  $PGA_{SLDrif} = 0.119$

Accelerazione di aggancio SLV ( $ag/g_{SLV} \cdot S^*ST$ )  $PGA_{SLVrif} = 0.334$

$Tr_{SLDrif} = 50$  anni

$Tr_{SLVrif} = 475$  anni

## Moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche

(Il valore di  $\zeta E$  corrisponde al valore di I.R. PGA secondo quanto riportato nella Circolare 7 21-01-19 §C8.3)

### Rottura a taglio

Moltiplicatore: 0.521

Pilastro 110

Valori azioni gravitazionali  $N = -12903.8$   $T_x = -1400.8$   $T_y = -346.9$

Valori azioni sismiche  $N = 36976.6$   $T_x = 772.8$   $T_y = -1271$

Tagli ultimi  $T_x = 0$   $T_y = 0$

Combinazione SLV 11

Sezione a quota 261

Tempo di ritorno 158 anni

Indicatore  $iTr = (Tr/Tr_{SLVrif})^{.41} = 0.637$

PGA 0.206

Indicatore  $iPGA = PGA/PGA_{SLVrif} = 0.616$

Fattore di accelerazione  $fa = 0.6163$

### Rottura a flessione

Moltiplicatore: 0.368

Pilastro 110

Valori azioni gravitazionali  $N = -8571.3$   $M_x = -93803.1$   $M_y = 31355.3$

Valori azioni sismiche  $N = 30922$   $M_x = -118695.9$   $M_y = -64.2$

Momenti ultimi  $M_x = -212364.9$   $M_y = 31271.4$

Combinazione SLV 11

Sezione a quota 590

Tempo di ritorno 83 anni

Indicatore  $iTr = (Tr/Tr_{SLVrif})^{.41} = 0.489$

PGA 0.15

Indicatore  $iPGA = PGA/PGA_{SLVrif} = 0.451$

Fattore di accelerazione  $fa = 0.4505$

### Raggiungimento spostamento di interpiano Stato limite di danno

Moltiplicatore: 3.938

Combinazione SLD 15

Elemento Spostamento di interpiano 57 tra "Quarto solaio" e "Falda 2"

Tempo di ritorno 595 anni

Indicatore  $iTr = (Tr/Tr_{SLDrif})^{.41} = 2.76$

PGA 0.378

Indicatore  $iPGA = PGA/PGA_{SLDrif} = 3.188$

Fattore di accelerazione  $fa = 3.1879$

### Raggiungimento portanza delle travi di fondazione

Moltiplicatore: 0.769

Combinazione SLV 7

Elemento Fondazioni - T10

Tempo di ritorno 308 anni

Indicatore  $iTr = (Tr/Tr_{SLVrif})^{.41} = 0.837$

PGA 0.277

Indicatore  $iPGA = PGA/PGA_{SLVrif} = 0.829$

Fattore di accelerazione  $fa = 0.8291$

### Raggiungimento portanza dei plinti

Moltiplicatore: 12.272

Combinazione SLV 10

Elemento Fondazioni - PI 1

Tempo di ritorno 2475 anni

Indicatore  $iTr = (Tr/Tr_{SLVrif})^{.41} = 1.968$

PGA 0.651

Indicatore  $iPGA = PGA/PGA_{SLVrif} = 1.952$

Fattore di accelerazione  $fa = 1.9524$

### Raggiungimento scorrimento dei plinti

Moltiplicatore: 21.465

Combinazione SLV 6

Elemento Fondazioni - PI 1

Tempo di ritorno 2475 anni

Indicatore iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^.41 = 1.968

PGA 0.651

Indicatore iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 1.952

Fattore di accelerazione fa = 1.9524

Indicatori minimi riferiti al solo materiale C.A.

Desc.	Stato limite	Molt.	Comb.	PGA	iPGA (ZE)	TR	(TR/TRrif)^.4 1	fa
Copertura - T3	Taglio	0.782	SLV 15	0.2786	0.8349	313	0.8428	0.8349
Fondazioni - T1	Flessione	0.52	SLV 4	0.2032	0.609	154	0.6301	0.609
Pilastro 110	Taglio	0.521	SLV 11	0.2056	0.6163	158	0.6368	0.6163
	Flessione	0.368	SLV 11	0.1503	0.4505	83	0.4891	0.4505

Indicatori minimi riferiti ai plinti in C.A.

Desc.	Stato limite	Molt.	Comb.	PGA	iPGA (ZE)	TR	(TR/TRrif)^.41	fa
Fondazioni - Pl 1	Verifica Punzonamento	19.715	SLV 7	0.6514	1.9524	2475	1.9675	1.9524
	Verifica Suola flessione	12	SLV 5	0.6514	1.9524	2475	1.9675	1.9524

Verifica a flessione semplice e a taglio delle travi

Trave	Pressoflessione						Taglio						Verifica
	Coeff.s.	Molt.	iPGA (ZE)	iTR	campata	dist.	Coeff.s.	Molt.	iPGA (ZE)	iTR	campata	dist.	
Fondazione - nuovo cordolo 1	1.636						3.029						Si
Fondazione - nuovo cordolo 2	1.379						2.658						Si
Fondazione - nuovo cordolo 3	4.843						4.597						Si
Fondazione - nuovo cordolo 6	7.451						7.094						Si
Fondazione - nuovo cordolo 7	11.116						11.135						Si
Fondazioni - nuovo cordolo 4	4.177						4.25						Si
Fondazioni - nuovo cordolo 5	8.469						8.447						Si
Fondazioni - nuovo cordolo 8	7.003						7.227						Si
Fondazioni - T1	0	0.52	0.609	0.63	6	118	1.62	1.994	1.952	1.968	3	0	No
Fondazioni - T3 cordolo 1/2	277.129	368.564	1.952	1.968	3	492.8	229.994	563.947	1.952	1.968	3	527.5	Si
Fondazioni - T3 cordolo 2/2	189.196	265.298	1.952	1.968	3	470.2	241.107	582.741	1.952	1.968	2	20	Si
Fondazioni - T5/2	3.094	3.827	1.952	1.968	4	56.3	0.887	0.785	0.842	0.849	4	22.5	No
Fondazioni - T8	89.278	123.627	1.952	1.968	3	408.3	97.728	192.064	1.952	1.968	3	422.5	Si
Fondazioni - T9	2.36	3.242	1.952	1.968	4	80	1.246	1.479	1.481	1.474	4	0	Si
Fondazioni - T10	2.197	2.937	1.952	1.968	4	0	1.227	1.432	1.434	1.425	4	80	Si
Fondazioni - T11	108.732	150.531	1.952	1.968	3	350	137.184	388.459	1.952	1.968	3	277.1	Si
Primo solaio - T3	4.152	4.095	1.952	1.968	5	524.4	6.978	43.593	1.952	1.968	2	164.3	Si
Primo solaio - T4	1.934	2.963	1.952	1.968	1	12.5	1.609	20.779	1.952	1.968	1	267.5	Si
Primo solaio - T8	1.062	2.228	1.952	1.968	1	73.8	1.132	7.373	1.952	1.968	1	15	Si
Primo solaio - T11	0	1.631	1.635	1.634	1	73.8	1.127	5.877	1.952	1.968	1	15	No
Giroscala - secondo livello - T6	3.38	4.009	1.952	1.968	1	12.5	8.371	16.215	1.952	1.968	1	196	Si
Secondo solaio - T1	6.242	5.34	1.952	1.968	1	18	2.201	3.242	1.952	1.968	3	10.4	Si
Secondo solaio - T3	4.069	1.594	1.597	1.595	5	524.4	6.84	10.591	1.952	1.968	3	20	Si
Secondo solaio - T4	0	1.786	1.791	1.797	1	267.5	1.031	5.71	1.952	1.968	1	12.5	No
Secondo solaio - T5/1	2.798	2.868	1.952	1.968	2	522	2.036	2.07	1.952	1.968	2	522	Si
Secondo solaio - T5/2	4.319	4.319	1.952	1.968	1	18	1.019	1.023	1.023	1.022	2	499.3	Si
Secondo solaio - T7	6.61	9.121	1.952	1.968	2	28.2	4.221	7.528	1.952	1.968	2	392.5	Si
Secondo solaio - T8	0.981	2.1	1.952	1.968	2	424.4	1.591	22.516	1.952	1.968	1	429	No
Secondo solaio - T9	1.21	1.05	1.05	1.048	1	14.8	1.678	9.734	1.952	1.968	1	429	Si
Secondo solaio - T10	0	0.902	0.929	0.932	1	14.8	1.64	8.974	1.952	1.968	1	429	No
Secondo solaio - T11	0	0.845	0.886	0.892	1	14.8	1.612	9.352	1.952	1.968	1	429	No
Secondo solaio - T12	1.24	1.107	1.107	1.104	2	424.4	1.648	8.356	1.952	1.968	2	20	Si
Giroscala - terzo livello - T6	3.412	3.923	1.952	1.968	1	12.5	6.169	7.098	1.952	1.968	1	233.3	Si
Terzo solaio - T1	6.149	6.734	1.952	1.968	1	18	2.039	3.467	1.952	1.968	3	7.5	Si
Terzo solaio - T3	0	0.784	0.837	0.845	5	524.4	5.13	6.83	1.952	1.968	3	20	No
Terzo solaio - T4	1.941	4.282	1.952	1.968	1	28	1.028	4.547	1.952	1.968	1	12.5	Si
Terzo solaio - T5/1	2.153	2.22	1.952	1.968	2	522	1.839	2.189	1.952	1.968	2	522	Si
Terzo solaio - T5/2	4.424	4.574	1.952	1.968	1	18	1.133	1.175	1.176	1.17	2	499.3	Si
Terzo solaio - T7	7.546	9.608	1.952	1.968	2	28.2	4.623	11.997	1.952	1.968	2	392.5	Si
Terzo solaio - T8	1.02	2.017	1.952	1.968	2	424.4	1.583	21.926	1.952	1.968	1	429	Si
Terzo solaio - T9	0	0.849	0.889	0.895	1	14.8	1.676	7.987	1.952	1.968	1	429	No
Terzo solaio - T10	0	0.665	0.747	0.758	1	14.8	1.63	7.038	1.952	1.968	1	429	No
Terzo solaio - T11	0	0.788	0.843	0.85	1	14.8	1.611	9.016	1.952	1.968	1	429	No
Terzo solaio - T12	0	0.787	0.843	0.85	2	424.4	1.654	6.207	1.952	1.968	2	20	No
Giroscala - quarto livello - T6	4.94	5.543	1.952	1.968	1	18.7	6.567	7.267	1.952	1.968	1	233.3	Si
Quarto solaio - T1	0.809	0.799	0.849	0.856	2	22.5	2.635	3.998	1.952	1.968	4	52.3	No
Quarto solaio - T3	0.859	0.864	0.899	0.904	3	20	1.494	1.538	1.541	1.536	3	20	No
Quarto solaio - T4	0.949	0.934	0.95	0.953	1	252	0.992	0.984	0.988	0.988	1	267.5	No
Quarto solaio - T5/1	1.149	1.223	1.224	1.216	2	527.5	4.595	6.701	1.952	1.968	2	468	Si
Quarto solaio - T5/2	1.22	1.279	1.28	1.271	1	12.5	3.988	4.302	1.952	1.968	2	499.3	Si
Quarto solaio - T6	2.8						4.502						Si
Quarto solaio - T7	2.371	3.051	1.952	1.968	2	70.4	4.545	9.138	1.952	1.968	1	405	Si
Quarto solaio - T8	1.043	1.029	1.029	1.028	1	14.8	1.18	7.333	1.952	1.968	1	429	Si
Quarto solaio - T9	0	0.769	0.829	0.837	1	14.8	1.686	7.424	1.952	1.968	1	429	No
Quarto solaio - T10	1.051	1.101	1.101	1.098	1	399.6	1.635	5.945	1.952	1.968	1	429	Si
Quarto solaio - T11	0	0.717	0.788	0.798	1	14.8	1.179	5.117	1.952	1.968	2	15	No
Quarto solaio - T12	1.354	1.346	1.348	1.336	2	425.5	2.686	4.762	1.952	1.968	2	20	Si
Copertura - T2/1	0.639	0.685	0.759	0.77	1	13.5	2.998	4.085	1.952	1.968	2	15	No
Copertura - T2/2	0.661	0.704	0.774	0.785	1	15	3.006	4.111	1.952	1.968	1	527.5	No
Copertura - T3	0.753	0.746	0.807	0.816	3	229.7	0.791	0.782	0.835	0.843	3	245	No
Copertura - T4/1	0.634	0.619	0.704	0.717	2	527.5	3.778	5.329	1.952	1.968	2	527.5	No
Copertura - T4/2	0.629	0.619	0.705	0.718	1	18	3.775	5.318	1.952	1.968	1	12.5	No
Copertura - T7	1.353	1.414	1.416	1.406	2	24.7	4.323	5.019	1.952	1.968	2	197.2	Si
Copertura - T8	0.929	0.904	0.931	0.934	2	49.3	1.909	2.312	1.952	1.968	2	197.2	No
Copertura - T9	0.681	0.679	0.759	0.77	2	221.9	2.09	2.782	1.952	1.968	2	24.7	No
Copertura - T10	0.713	0.683	0.761	0.772	2	41.1	1.406	1.559	1.562	1.559	3	108.4	No
Copertura - T11	0.821	0.75	0.814	0.823	3	209.3	1.882	2.34	1.952	1.968	3	48.3	No
Copertura - T12	0.847	0.776	0.834	0.842	3	217.4	2.796	3.583	1.952	1.968	2	197.2	No

Verifica a pressoflessione e taglio dei pilastri; verifica dei nodi; verifica di instabilità

Pilastro	Pressoflessione				Taglio				Nodi					Instabilità	Verifica
	C.S. PF	Molt.	iPGA (ZE)	ITR	C.S. T	Molt.	iPGA (ZE)	ITR	C.S. N	Molt.	iPGA (ZE)	ITR	Conf.		
Pilastro 101	1.9	1.666	1.67	1.671	1.707	1.612	1.616	1.615							Si
Pilastro 102	1.527	2.503	1.952	1.968	1.189	2.589	1.952	1.968							Si
Pilastro 105	1.18	1.25	1.251	1.243	1.094	2.006	1.952	1.968							Si
Pilastro 106	0.482	0.543	0.639	0.658	0	0.643	0.729	0.741							No
Pilastro 107	0.5	0.478	0.566	0.592	1.057	1.068	1.068	1.066							No
Pilastro 108	0.424	0.413	0.495	0.528	1.262	1.25	1.251	1.243							No
Pilastro 109	0.4	0.394	0.472	0.508	0	0.77	0.829	0.837							No
Pilastro 110	0.292	0.368	0.451	0.489	0	0.521	0.616	0.637							No
Pilastro 111	0.455	0.445	0.53	0.559	1.301	1.304	1.305	1.295							No
Pilastro 112	0.801	0.8	0.85	0.857	0.831	0.814	0.86	0.867							No
Pilastro 113	2.219	1.73	1.735	1.739	2.001	2.229	1.952	1.968							Si
Pilastro 114	1.067	1.102	1.102	1.099	1.287	1.977	1.952	1.968							Si
Pilastro 115	3.248	2.583	1.952	1.968	3.669	3.76	1.952	1.968							Si
Pilastro 116	0.943	0.932	0.951	0.954	1.428	1.261	1.262	1.254							No
Pilastro 117	1.297	1.964	1.952	1.968	1.1	2.935	1.952	1.968							Si
Pilastro 118	0.435	0.495	0.59	0.613	0	0.603	0.696	0.71							No

Verifica plinti

Descrizione	Stato limite	Molt.	Comb.	PGA	iPGA (ZE)	TR	(TR/TRrif)^.41	Verifica
Fondazioni - Pl2	Verifica Portanza	12.946	SLV 7	0.651	1.952	2475	1.968	Si
	Verifica Scorrimento	23.069	SLV 7	0.651	1.952	2475	1.968	Si
	Verifica Ribaltamento	14	SLV 7	0.651	1.952	2475	1.968	Si
Fondazioni - Pl 1	Verifica Suola flessione	13.152	SLV 10	0.651	1.952	2475	1.968	Si
	Verifica Portanza	12.272	SLV 10	0.651	1.952	2475	1.968	Si
	Verifica Scorrimento	21.465	SLV 6	0.651	1.952	2475	1.968	Si
	Verifica Ribaltamento	13.06	SLV 10	0.651	1.952	2475	1.968	Si
	Verifica Punzonamento	19.715	SLV 7	0.651	1.952	2475	1.968	Si
	Verifica Suola flessione	12	SLV 5	0.651	1.952	2475	1.968	Si

Periodi di ritorno e accelerazioni di aggancio per gli Stati Limite

S. L.	TR,C	PGA,C	TR,Rif	PGA,Rif	Tipo rottura
Stato limite di danno	595	0.378	50	0.119	Verifica di spostamento di interpiano
Stato limite di salvaguardia della vita	83	0.15	475	0.334	flessione pilastri

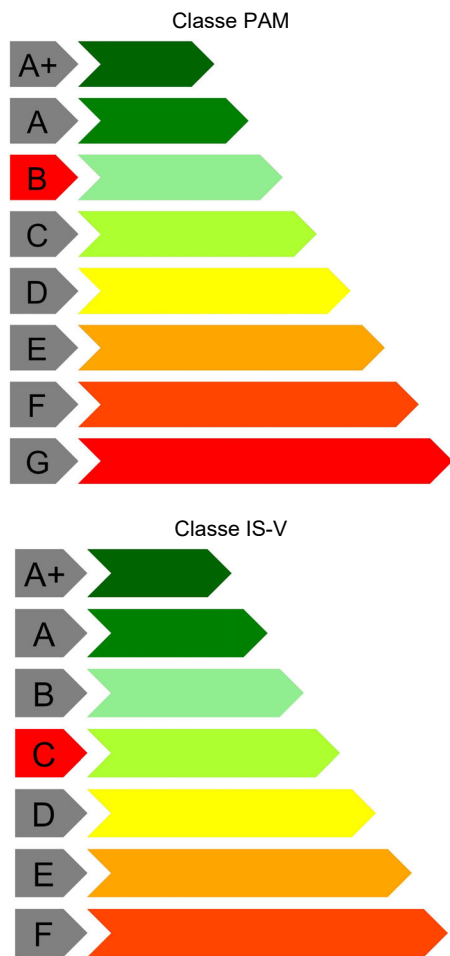
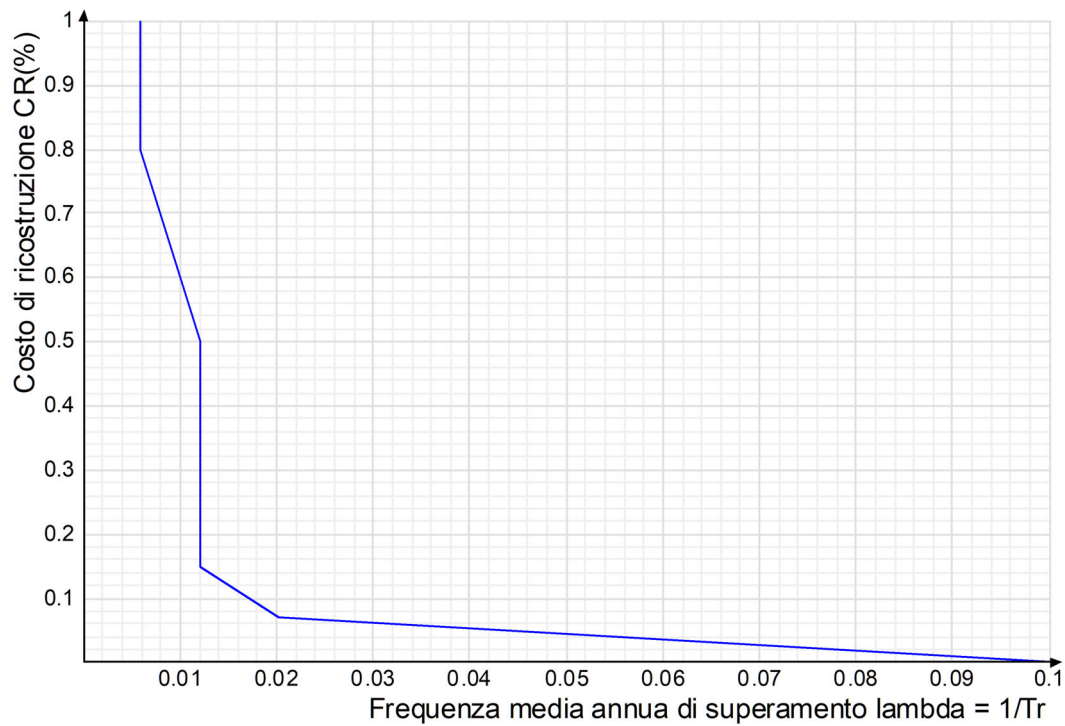
Coefficienti relativi alle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni secondo il D.M. 24 09/01/2020

TR,C	TR,Rif	PAM	Classe PAM	IS-V	Classe IS-V	Tipo rottura
83	475	1.358	B	45.055	C	flessione pilastri

Coefficienti λ relativi alle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni secondo il D.M. 24 09/01/2020

λ,SLR	λ,SLC	λ,SLV	λ,SLD	λ,SLO	λ,SLID
0.005904	0.005904	0.012048	0.012048	0.02012	0.1

Andamento della curva che individua il PAM (Perdita Annuale Media Attesa)



**Significato dei simboli utilizzati:**

Le unità di misura elencate sono in [cm, daN, deg] ove non espressamente specificato.

**Desc.:** descrizione.

**Stato limite:** (C.A.) tipologia di verifica analizzata.

**Molt.:** moltiplicatore minimo della azione sismica che produce lo stato limite.  
**Comb.:** combinazione.  
**PGA:** accelerazione al suolo.  
**iPGA (ZE):** indicatore di rischio sismico in termini di PGA ovvero rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dall'elemento e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto nuovo (§C8.3).  
**TR:** tempo di ritorno.  
**(TR/TRrif)^.41:** indicatore di rischio sismico in termini di periodo di ritorno.  
**fa:** fattore di accelerazione.  
**Desc.:** descrizione elemento di verifica.  
**Stato limite:** tipologia di verifica analizzata.  
**Trave:** titolo della trave.  
**Verifica:** stato di verifica.  
**Pressoflessione:** dati della verifica a pressoflessione.  
**Coeff.s.:** coefficiente di sicurezza a flessione.  
**iTR:** indicatore di rischio sismico in termini di tempo di ritorno.  
**campata:** campata di riferimento.  
**dist.:** ascissa relativa all'inizio della campata. [cm]  
**C.S. PF:** coefficiente di sicurezza a flessione.  
**Taglio:** dati della verifica a taglio.  
**Coeff.s.:** coefficiente di sicurezza a taglio.  
**C.S. T:** coefficiente di sicurezza a taglio.  
**Pilastro:** titolo del pilastro.  
**Instabilità:** coefficiente di sicurezza instabilità.  
**Nodi:** dati della verifica dei nodi.  
**C.S. N:** coefficiente di sicurezza del nodo.  
**Conf.:** nodo interamente confinato.  
**Descrizione:** descrizione elemento.  
**Stato limite:** descrizione dello stato limite.  
**S. L.:** stato limite di riferimento.  
**TR,C:** periodo di ritorno di capacità.  
**PGA,C:** accelerazione di aggancio di capacità.  
**TR,Rif:** periodo di ritorno di riferimento.  
**PGA,Rif:** accelerazione di aggancio di riferimento.  
**Tipo rottura:** tipo di rottura che fornisce il valore minimo degli elementi considerati.  
**PAM:** perdita media annua attesa.  
**Classe PAM:** classe di rischio PAM.  
**IS-V:** indice di sicurezza.  
**Classe IS-V:** classe di rischio IS-V.  
 **$\lambda$ ,SLR:** frequenza media annua di superamento in Stato Limite di Ricostruzione.  
 **$\lambda$ ,SLC:** frequenza media annua di superamento in Stato Limite di Collasso.  
 **$\lambda$ ,SLV:** frequenza media annua di superamento in Stato Limite di salvaguardia della Vita.  
 **$\lambda$ ,SLD:** frequenza media annua di superamento in Stato Limite di Danno.  
 **$\lambda$ ,SLO:** frequenza media annua di superamento in Stato Limite di Operatività.  
 **$\lambda$ ,SLID:** frequenza media annua di superamento in Stato Limite di Inizio Danno.



**Il tempo di intervento previsto dalla normativa risulta:**

$$T_{INT} = 0,105 \times T_{RCLV} / C_u = 0,105 \times 83 / 1 = 87 \text{ anni}$$

Come si vede dai risultati ottenuti si determina quindi la CLASSE DI RISCHIO DELL'EDIFICIO.

L'indice di sicurezza IS-V è il rapporto tra lo stato limite di salvaguardia della vita (capacità) e l'accelerazione indicata dalla norma nelle mappe di pericolosità sismica (domanda) :

$$IS-V = PGA_{CAPACITA} / PGA_{DOMANDA} \text{ nel nostro caso } IS-V = 0,1505 / 0,334 = 0,4505$$

Quindi per quanto riguarda l'indice di sicurezza IS-V la classe dell'edificio nello stato di fatto risulta:

**CLASSE IS-V = C<sub>IS-V</sub> essendo IS-V = 0,4505 compreso tra 45% e 60 %.**

L'indice di sicurezza PAM ( perdita annua media attesa ) è l'area sottesa alla curva rappresentante le perdite economiche dirette, funzione della frequenza media annua di superamento ( pari all'inverso del periodo medio di ritorno) degli eventi che provocano il raggiungimento di uno stato limite per la struttura.

Quindi per quanto riguarda l'indice di sicurezza PAM la classe dell'edificio nello stato di fatto risulta:

**CLASSE PAM = B essendo la perdita annuale media pari a 1,37 % compreso tra 1% e 1,5 %.**

***L'EDIFICIO ATTUALMENTE RISULTA QUINDI DI CLASSE SISMICA “ C “***

**CONCLUSIONI**

L'intervento proposto riesce a migliorare la resistenza sismica dell'edificio in maniera sensibile e completa in tutte le sue parti la verifica allo stato ultimo.

I risultati ottenuti determinano che l'edificio ha un valore di vulnerabilità sismica, rappresentata dal valore di  $IR, PG_{Amin} ( \xi_E ) = 0,451$  per lo stato limite vita.

Per quanto riguarda la classe sismica della costruzione, essa è passa da “CLASSE G” a “CLASSE C”.

Belluno, 16 settembre 2022

Il calcolatore delle strutture

Dott. Ing. Siro Andrich

