


GIUSEPPE  
STEFANINI  
INGEGNERE

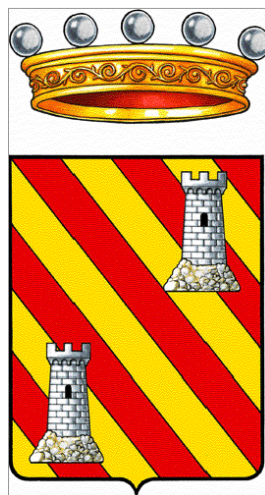
43126 PARMA  
VICO FERTILE  
VIA BERGONZI 4  
TEL. 0521 959199  
IVA 02246880344

TAVOLA  
**EL.01**

☐ Miglioramento sismico

Il Progettista e D.L.  
Ing. Giuseppe Stefanini


Timbro e Firma
17-11-2023



AMMINISTRAZIONE COMUNALE  
DI  
VARANO DE' MELEGARI

Progetto di miglioramento sismico  
della sede municipale  
**Progetto esecutivo**

*CUP: J94J23000260006*

Relazione strutturale

Provincia di Parma  
Comune di Varano de' Melegari

N.B. Tutte le quote sono indicative ed è preciso dovere dell'Appaltatore verificarle a Sua cura in cantiere. Tutte le dimensioni geometriche riportate sui disegni del rilievo geometrico devono considerarsi progettuali e non potranno essere assunte a base dello sviluppo costruttivo senza specifica verifica in opera a carico dell'Impresa.

Individuazione:

Varano de' Melegari - 43040 (PR)  
Via Martiri della Libertà 14

## Sommario

1	PREMESSA .....	4
2	ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE ....	5
a)	Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche.....	5
b)	Descrizione generale della struttura e della tipologia di intervento .....	6
c)	Normativa tecnica adottata.....	9
d)	Definizione dei Parametri di progetto .....	11
	Azione Sismica.....	11
	Analisi dei Carichi.....	14
	Vento.....	24
	Variazioni termiche .....	24
	Neve.....	25
e)	Descrizione dei materiali e dei prodotti adottati.....	29
f)	Criteri di progettazione e Modellazione .....	30
g)	Principali Combinazioni .....	32
h)	Metodo di Analisi .....	35
i)	Criteri di verifica .....	36
j)	Rappresentazione delle configurazioni deformate .....	36
k)	Caratteristiche ed affidabilità del codice di calcolo .....	36
l)	Aspetti geotecnici.....	38
m)	Indicazione della categoria di intervento previsto e motivazione della scelta adottata .....	38
a)	Descrizione della struttura nel suo insieme .....	38
a)	Definizione delle proprietà meccaniche dei materiali esistenti .....	38
a)	Risultati pre e post intervento .....	39
3	VERIFICHE GLOBALI .....	42
4	VERIFICHE LOCALI .....	60
b)	Verifiche corpo principale .....	60
c)	Verifica delle giunzioni .....	70
	Giunzione dei travetti .....	70
	Giunzione A1.....	71
	Giunzione A2.....	71
	Giunzione A3.....	71
	Giunzione A4.....	73

Giunzione A5.....	73
Giunzione A6.....	73
Giunzione A7.....	75
Giunzione A8.....	75
Giunzione A9.....	75
Giunzione A10.....	76
Giunzione A11.....	76
Giunzione A12.....	76
Giunzione A13.....	76
Giunzione A14.....	76
Giunzione A15.....	76
Giunzione A16.....	77
Giunzione A17.....	77
d) Verifiche corpo torretta .....	78
e) Verifica delle giunzioni della torretta.....	83
Giunzione B1.....	83
Giunzione B2.....	83
Giunzione B3.....	84
Giunzione B4.....	85
f) Verifica dei solai.....	85
Solaio 1 _PINT .....	87
Solaio 2 _PINT .....	88
Solaio 3 _PINT .....	88
Solaio 4 _PINT .....	90
Solaio 1 _P1.....	91
Solaio 2 _P1.....	91
Solaio 3 _P1.....	92
Solaio 4 _P1.....	94
Solaio 5 _P1.....	94
Solaio 6 _P1.....	94
Solaio 7-8 _P1.....	94

Solaio 1 _P2.....	95
Solaio 2 _P2.....	95
Solaio 3 _P2.....	95
Solaio di sottotetto della torretta .....	95
g) Verifica delle scale.....	96
h) Verifica delle pareti in cartongesso.....	97
5 RELAZIONE SUI MATERIALI.....	100
Elenco dei materiali da impiegare.....	100
6 ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI .....	101
7 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA .....	103
a) Analisi storico-critica .....	103
b) Rilievo Geometrico-Strutturale .....	103
c) Documentazione Depositata Strutturale.....	103
d) Verifiche unità struttura stato di fatto .....	104
8 CONCLUSIONI .....	126

# 1 PREMESSA

Secondo quanto indicato nella determina del responsabile del settore tecnico dell'Amministrazione Comunale di Varano de' Melegari, numero 253 con data 11/05/2022 avente ad oggetto: *“determina a contrarre e affidamento delle prestazioni tecniche necessarie alla realizzazione del miglioramento sismico dell'edificio comunale: predisposizione del progetto definitivo/esecutivo, del piano di sicurezza in fase di progettazione e coordinamento in fase di esecuzione (CUP J94J23000260006)”* e in base a quanto convenuto successivamente con il responsabile della struttura tecnica di detta amministrazione si è proceduto alla redazione del progetto definitivo e successivamente esecutivo strutturale e relativa contabilizzazione dei costi dell'intervento di miglioramento sismico del Municipio.

## 2 ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

### a) DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE

La struttura oggetto della seguente relazione di calcolo strutturale è ubicata a Varano de' Melegari (PR) in Via Martiri della Libertà n.14.



Figure 1: ortoimmagine zona di sedime dell'imm. oggetto di intervento - Fonte: geoportale dell'emilia romagna -rtofoto AGEA 2020

L'edificio sorge nella zona centrale del paese a fianco della strada provinciale 28.

Dal punto di vista geologico secondo quanto indicato nella carta "microzonazione sismica – carta geologico tecnica" redatta dal dott. Geol. Matteo Collareda l'edificio risulta sorgere su un terreno di copertura classificato come "GM tf" ovvero: "*Ghiaie limose, miscela di ghiaia, sabbia e limo (tf = terrazzo fluviale)*".

Si specifica che è stato condotto uno studio di risposta sismica locale redatta dal dott. Geol. Domenico Bianco che è stata utilizzata per l'individuazione della domanda sismica.

Le coordinate geografiche del corpo di fabbrica secondo il sistema di riferimento WGS84 (EPSG4326) risultano essere:

WGS84 (EPSG4326)	
Latitudine: 44.6870°;	Longitudine: 9.0143°.

ED50 (EPSG4230)	
Latitudine: 44.6880°	Longitudine: 10.0153°

Altitudine: 190 m.s.l.m.

Si precisa che il fabbricato ricade in zona sismica 3.

La categoria del terreno risulta essere la C.

Si può concludere affermando che il fabbricato non presenta lesioni o vulnerabilità correlabili a problemi di natura geotecnica-geologica.

## **b) DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA E DELLA TIPOLOGIA DI INTERVENTO**

La struttura portante verticale è costituita:

- Piano interrato: muratura in pietrame a spacco;
- Piano rialzato: muratura di pietrame a spacco per i muri perimetrali e di delimitazione del corpo definito come torretta, i muri andatori interni risultano essere in mattoni pieni;
- Piano primo: configurazione analoga al piano rialzato;
- Piano di sottotetto: muratura in pietrame a spacco per i muri di delimitazione del corpo definito come torretta, muri perimetrali e portanti interni in mattoni pieni;

Per quanto concerne le strutture portanti orizzontali e la copertura si rilevano essere del tipo in laterocemento di vario spessore.

La copertura è in legno con malto di copertura in tegole marsigliesi.

Le scale sono costituite da una soletta in calcestruzzo armato.

Il cornicione è costituito da tavelloni in laterizio.

Le pareti divisorie sono in mattoni forati.

L'intervento prevede di:

- Consolidare i solai mediante impiego di connettori e soletta armata con rete elettrosaldata.
- Rifacimento della copertura esistente con posizionamento di nuova copertura in legno;
- Rifacimento del cornicione e realizzazione del cordolo perimetrale;
- Realizzazione di iniezioni di malte su alcuni maschi murari (vedasi tavole allegate);
- Realizzazione di muro di controventatura in mattoni doppio UNI;
- Demolizione delle tamponature in forati in corrispondenza di vani porta e finestre e conseguente rifacimento con muratura di pietrame/mattoni pieni correttamente ammorsata ai maschi murari;
- Chiusura di finestre lato nord;

- Realizzazione di interventi con intonaco armato;
- Realizzazione di interventi con fibre sintetiche (sistema FRCM);
- Realizzazione di cerchiature attive dei manufatti (sistema CAM);
- Demolizione delle pareti divisorie in forati di laterizio e loro sostituzione con pareti in cartongesso.

Si precisa che tali interventi potranno essere effettuati eventualmente a stralci garantendo l'operatività degli uffici comunali.

Si riportano di seguito alcune foto esterne del fabbricato:



*Figure 2: prospetto sud: fonte goole earth*





Figure 3: prospetto ovest



Figure 4: prospetto est-prospetto nord



*Figure 5:prospetto nord con in evidenza il corpo definito "torretta"*

Ulteriori immagini saranno visibili nel capitolo "relazione fotografica".

### **c) NORMATIVA TECNICA ADOTTATA**

**D.M. 17.1.2018:** "Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.42 del 20 febbraio 2018.

**Circolare 2.2.2009, n.617:** "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.1.2008.

**Edifici monumentali: Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9.2.2011:** "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008", di cui costituisce parte integrante la **Circ. 26 del 2.12.2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali**: "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale".

**Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3790 del 17.7.2009** (Riparazione con miglioramento sismico di edifici danneggiati), a cura della Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Commissario Delegato (Eventi sismici provincia di L'Aquila, 6 aprile 2009).

#### **Riferimenti tecnici: EuroCodici**

Per quanto non diversamente specificato nel D.M.14.1.2008, si intendono coerenti con i principi alla base del Decreto le indicazioni riportate nei documenti di riferimento elencati in §12; fra questi: gli EuroCodici strutturali, così organizzati:

#### **Criteri generali di progettazione strutturale**

UNI EN 1990:2006

#### **Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture**

UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici

UNI EN 1991-1-2:2004 Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco

UNI EN 1991-1-3:2004 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve

UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento  
UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche  
UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione  
UNI EN 1991-1-7:2006 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali  
UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti  
UNI EN 1991-3:2006 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari  
UNI EN 1991-4:2006 Parte 4: Azioni su silos e serbatoi

#### **Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo**

UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici  
UNI EN 1992-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio  
UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi  
UNI EN 1992-3:2006 Parte 3: Strutture di contenimento liquidi

#### **Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio**

UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici  
UNI EN 1993-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio  
UNI EN 1993-1-3:2007 Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo  
UNI EN 1993-1-4:2007 Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili  
UNI EN 1993-1-5:2007 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra  
UNI EN 1993-1-6:2007 Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio  
UNI EN 1993-1-7:2007 Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano  
UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti  
UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica  
UNI EN 1993-1-10:2005 Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore  
UNI EN 1993-1-11:2007 Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi  
UNI EN 1993-1-12:2007 Parte 1-12: Regole aggiuntive per l'estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S 700  
UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio  
UNI EN 1993-3-1:2007 Parte 3-1: Torri, pali e ciminiere - Torri e pali  
UNI EN 1993-3-2:2007 Parte 3-2: Torri, pali e ciminiere - Ciminiere  
UNI EN 1993-4-1:2007 Parte 4-1: Silos  
UNI EN 1993-4-2:2007 Parte 4-2: Serbatoi  
UNI EN 1993-4-3:2007 Parte 4-3: Condotte  
UNI EN 1993-5:2007 Parte 5: Pali e palancole  
UNI EN 1993-6:2007 Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento

#### **Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo**

UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici  
UNI EN 1994-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio  
UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

#### **Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture in legno**

UNI EN 1995-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici  
UNI EN 1995-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio  
UNI EN 1995-2:2005 Parte 2: Ponti

#### **Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura**

UNI EN 1996-1-1:2006 Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata  
UNI EN 1996-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio  
UNI EN 1996-2:2006 Parte 2: Considerazioni progettuali, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature  
UNI EN 1996-3:2006 Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata

#### **Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica**

UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali  
UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

## **Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica**

UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici  
UNI EN 1998-2:2006 Parte 2: Ponti  
UNI EN 1998-3:2005 Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici  
UNI EN 1998-4:2006 Parte 4: Silos, serbatoi e condotte  
UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici  
UNI EN 1998-6:2005 Parte 6: Torri, pali e camini

## **Eurocodice 9 – Progettazione delle strutture in alluminio**

UNI EN 1999-1-1:2007 Parte 1-1: Regole strutturali generali  
UNI EN 1999-1-2:2007 Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio  
UNI EN 1999-1-3:2007 Parte 1-3: Strutture sottoposte a fatica  
UNI EN 1999-1-4:2007 Parte 1-4: Lamiere sottili piegate a freddo  
UNI EN 1999-1-5:2007 Parte 1-5: Strutture a guscio

## **Norme Italiane precedenti al D.M. 17.1.2018:**

**D.M. 14.1.2008:** "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.29 del 4 febbraio 2008.

Le norme elencate nel seguito sono in generale da considerarsi superate dal D.M.14.1.2008; esse possono costituire tuttavia utili fonti di riferimento per la comprensione dello sviluppo dei metodi di calcolo adottati dalle NTC.

**D.M. 14.9.2005:** "Norme Tecniche per le Costruzioni" (ex Testo Unico)

In campo antisismico, il D.M. 14.9.2005 definisce l'azione sismica [§3.2] e fissa i livelli di sicurezza. Nel rispetto di tali presupposti, il D.M.14.9.2005 può fare riferimento all'OPCM 3274 e s.m.i. [§5.7.1.1] per le indicazioni attuative sulle verifiche di sicurezza.

**Sismica: Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003:** "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", e successive modifiche e integrazioni:

**Ordinanza P.C.M. n. 3316 del 2.10.2003 e Ordinanza P.C.M. n. 3431 del 3.5.2005**

**Sismica: D. P.C.M. del 21.10.2003:** "Disposizioni attuative dell'art.2, commi 2, 3 e 4, dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003".

CNR DT 214/2018 "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno"

## **d) DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO**

### AZIONE SISMICA

Secondo la tabella 2.4.I nelle NTC2018 la costruzione risulta essere classificabile come di tipo 2 "*costruzioni con livelli di prestazione ordinari*" con conseguente valore della vita nominale ( $V_N$ ) pari a 50 anni mentre la classe d'uso, in base a quanto definito dalla tabella 2.4.II, essendo in municipio sede anche del centro operativo comunale della protezione civile (COC), risulterà essere la quarta: "*Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente*

dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Il periodo di riferimento ( $V_R$ ) in base al quale valutare l'azione sismica si ricava dalla relazione:

$$V_R = V_N \times C_U$$

Ottenendo pertanto:

$$V_R = 50 \times 2 = 100 \text{ anni}$$

Classe di duttilità: dissipativo

Le verifiche saranno realizzate mediante un'analisi statica non lineare "push – over". L'analisi push – over riporta inoltre una verifica agli spostamenti SLD e a SLO.

Si specifica che, come fattore di partecipazione modale " $\Gamma$ ", si è utilizzata la relazione:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M_\tau}{\varphi^T M_\varphi}$$

secondo quanto definito dalla circolare 21 gennaio 2019 n.7 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici; tale scelta è stata motivata anche dal fatto che il periodo dell'edificio intercetta lo spettro da risposta sismica locale nel tratto discendente dello spettro stesso, si è preferito dunque utilizzare un fattore di partecipazione modale che generasse un periodo di oscillazione dell'oscillatore equivalente più contenuto rispetto ad altre relazioni al fine di non ottenere un periodo più alto e quindi con valori di accelerazione minori.

Fattore di comportamento SLD:  $q=1.5$ .

Azione Sismica

OK Annulla Reimposta

Sito Struttura Componenti

Ubicazione del sito

Longitudine: 10.014206 Latitudine: 44.687100

Tipo di interpolazione: ☒ Media ponderata ([3] in §All. A) ☐ Superficie rigata [§CA]

Tab. 2, All. B: Sito non in Tab. 2

Reticolo intorno al sito

Pericolosità sismica di base

T.R (anni)	a.g (g)	F.o	T.C* (sec)
30	0.052	2.444	0.237
50	0.066	2.460	0.250
72	0.077	2.462	0.260
101	0.088	2.460	0.264
140	0.100	2.471	0.270
201	0.115	2.477	0.270
475	0.157	2.494	0.280
975	0.198	2.510	0.290
2475	0.258	2.548	0.307

Risposta sismica locale

Approccio semplificato secondo Normativa ☒ Approccio rigoroso con Analisi RSL

Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Quota sito/Altezza rilievo: 0.000 [0 ≤ (h/H) ≤ 1]

Amplificazione topografica  $S_T$ : 1.000 (§3.2.3.2.1:  $S_T = 1.000$ )

T.R (anni)	Orizzontale			Verticale		
	a.max (g)	F.o	T.C (sec)	a.max (g)	F.v	T.C (sec)
30	0.078	2.444	0.400	0.052	0.752	0.150
50	0.099	2.460	0.415	0.066	0.853	0.150
72	0.116	2.462	0.426	0.077	0.922	0.150
101	0.132	2.460	0.430	0.088	0.985	0.150
140	0.150	2.471	0.437	0.100	1.055	0.150
201	0.173	2.477	0.437	0.115	1.134	0.150
475	0.230	2.494	0.447	0.157	1.334	0.150
975	0.278	2.510	0.458	0.198	1.508	0.150
2475	0.337	2.548	0.476	0.258	1.747	0.150

T.R (anni)	Orizzontale			Verticale		
	a.max (g)	F.o	T.C (sec)	a.max (g)	F.v	T.C (sec)
949	0.341	2.618	0.221			

Figure 6: dati sismici

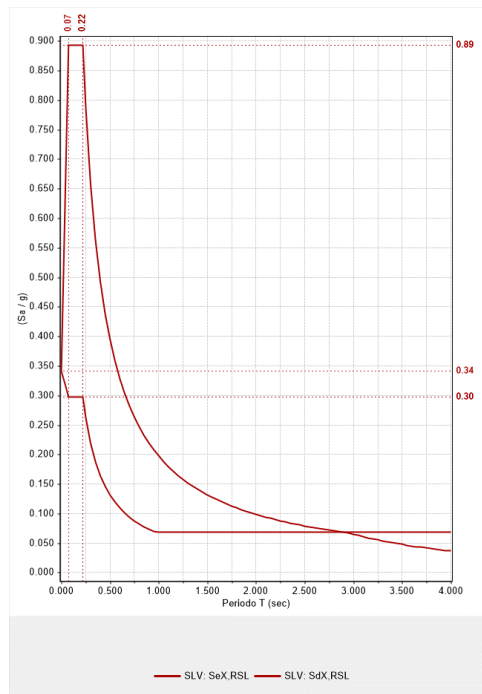


Figure 7: spettro di risposta elastico e di progetto in direzione x – da risposta sismica locale.

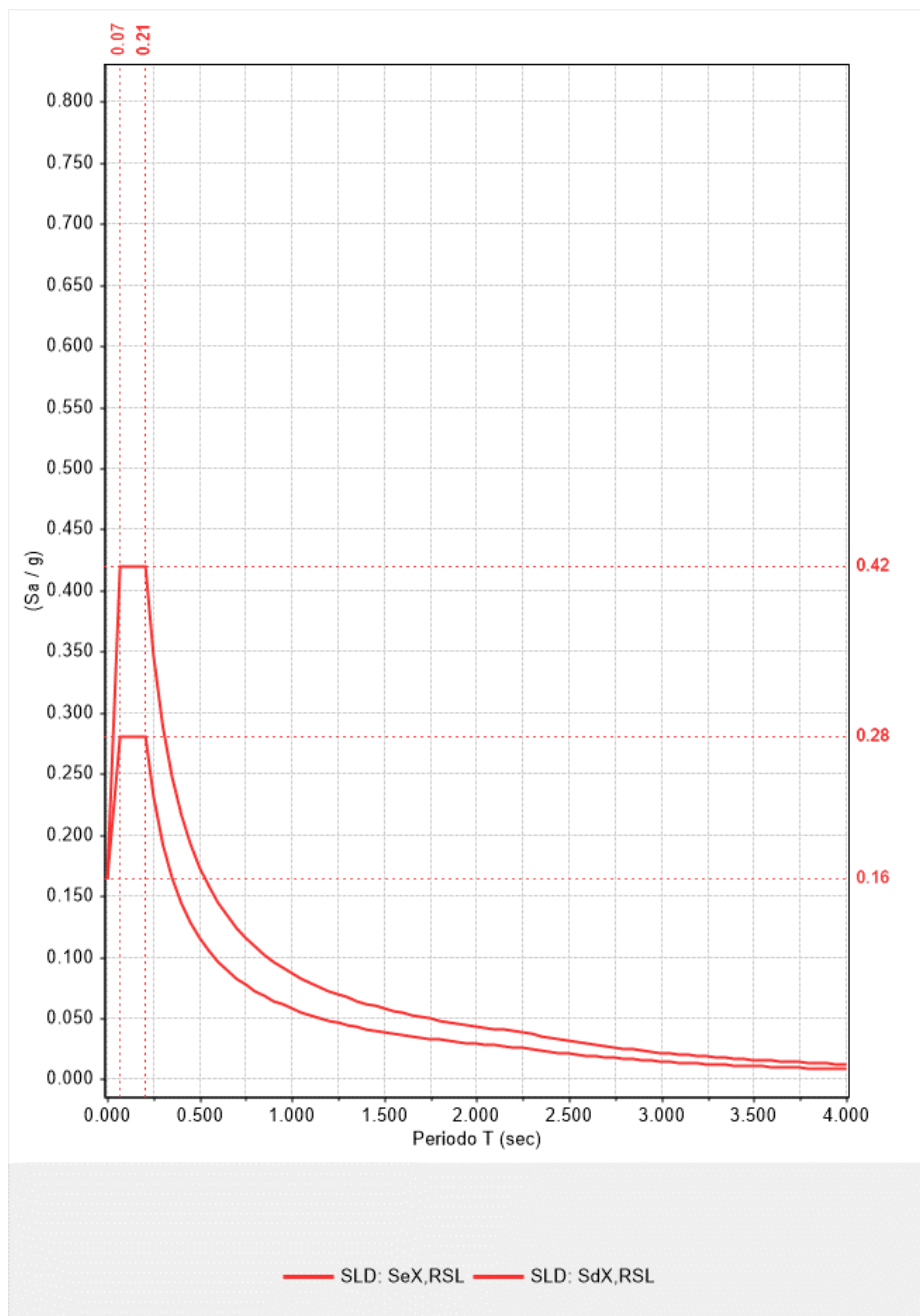


Figure 8: spettro elastico e di progetto SLD

## ANALISI DEI CARICHI

### **Stato di fatto**

Peso proprio muratura blocchi doppio UNI: 18.50 kN/m<sup>3</sup>;

Peso proprio muratura in forati: 13 kN/m<sup>3</sup>;

Peso proprio muratura in mattoni pieni: 18 kN/m<sup>3</sup>;

Peso proprio muratura di pietrame: 21 kN/m<sup>3</sup>.

Sovraccarico: 3 kN/m<sup>2</sup> (rif. Tab 3.1.II NTC 2018: uffici aperti al pubblico categoria B2).

Solaio a copertura piano seminterrato.

Analisi dei carichi							
		Peso unitario (kN/U)	Spessore (m)	Profondità (m)	Larghezza (m)	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	
<b>Solaio piano seminterrato</b>							
	Carichi permanenti strutturali (G1):						
	Solaio in laterocemento					1.35 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Carico permanente G1 =</b>					<b>1.35 kN/m<sup>2</sup></b>	
	Carichi permanenti non strutturali (G2):						
	Pavimento gres	0.45				0.45 kN/m <sup>2</sup>	
	Sottofondo	19.00	0.04			0.76 kN/m <sup>2</sup>	
	Sottofondo in CLS ed argilla alleggerita	8.00	0.1			0.80 kN/m <sup>2</sup>	
	Intonaco	0.30				0.30 kN/m <sup>3</sup>	
	<b>Carico permanente G2 =</b>					<b>2.31 kN/m<sup>2</sup></b>	
	Sovraccarico (Q):					3.00 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Sovraccarico Q =</b>					<b>3.00 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>TOTALE CARICO</b>						<b>6.66 kN/m<sup>2</sup></b>	

I carichi permanenti non strutturali sono stati determinati in base a quanto indicato nella valutazione di sicurezza realizzata dall'ingegner Cattani del 26 aprile 2016.

Il valore del peso proprio dei solai è la media del peso proprio delle diverse tipologie di solai presenti a copertura del piano seminterrato.

Solaio a copertura del piano rialzato.



Analisi dei carichi						
	Peso unitario (kN/U)	Spessore (m)	Profondità (m)	Larghezza (m)	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	
<b>Solaio piano rialzato</b>						
Carichi permanenti strutturali (G1):						
Solaio in laterocemento					2.20 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Carico permanente G1 =</b>					<b>2.20 kN/m<sup>2</sup></b>	
Carichi permanenti non strutturali (G2):						
Pavimento gres	0.45				0.45 kN/m <sup>2</sup>	
Sottofondo	19.00	0.04			0.76 kN/m <sup>2</sup>	
Sottofondo in CLS ed argilla alleggerita	8.00	0.1			0.80 kN/m <sup>2</sup>	
Intonaco	0.30				0.30 kN/m <sup>2</sup>	
Pareti in laterizio forato					2.00 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Carico permanente G2 =</b>					<b>4.31 kN/m<sup>2</sup></b>	
Sovraccarico (Q):					3.00 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Sovraccarico Q =</b>					<b>3.00 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>TOTALE CARICO</b>					<b>9.51 kN/m<sup>2</sup></b>	

I carichi permanenti strutturali e non strutturali sono stati determinati in base a quanto indicato nella valutazione di sicurezza realizzata dall'ingegner Cattani del 26 aprile 2016.

Il valore del peso proprio dei solai è la media del peso proprio delle diverse tipologie di solai presenti a copertura del piano seminterrato.

#### Solaio a copertura del piano primo.

-zona uffici

Analisi dei carichi						
	Peso unitario (kN/U)	Spessore (m)	Profondità (m)	Larghezza (m)	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	
<b>Solaio piano primo - zona uffici</b>						
Carichi permanenti strutturali (G1):						
Solaio in laterocemento					2.20 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Carico permanente G1 =</b>					<b>2.20 kN/m<sup>2</sup></b>	
Carichi permanenti non strutturali (G2):						
Pavimento gres	0.45				0.45 kN/m <sup>2</sup>	
Sottofondo	19.00	0.04			0.76 kN/m <sup>2</sup>	
Sottofondo in CLS ed argilla alleggerita	8.00	0.1			0.80 kN/m <sup>2</sup>	
Intonaco	0.30				0.30 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Carico permanente G2 =</b>					<b>2.31 kN/m<sup>2</sup></b>	
Sovraccarico (Q):					3.00 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Sovraccarico Q =</b>					<b>3.00 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>TOTALE CARICO</b>					<b>7.51 kN/m<sup>2</sup></b>	

-zona sottotetto

Analisi dei carichi							
		Peso unitario (kN/U)	Spessore (m)	Profondità (m)	Larghezza (m)	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	
<b>Solaio piano primo - zona sottotetto</b>							
	Carichi permanenti strutturali (G1):						
	Solaio in laterocemento					1.30 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Carico permanente G1 =</b>					<b>1.30 kN/m<sup>2</sup></b>	
	Carichi permanenti non strutturali (G2):						
	Intonaco	0.30				0.30 kN/m <sup>2</sup>	
	Pareti in laterizio forato					2.00 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Carico permanente G2 =</b>					<b>2.30 kN/m<sup>2</sup></b>	
	Sovraccarico (Q):					2.00 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Sovraccarico Q =</b>					<b>2.00 kN/m<sup>2</sup></b>	
	<b>TOTALE CARICO</b>					<b>5.60 kN/m<sup>2</sup></b>	

- Solaio a copertura piano secondo.

Analisi dei carichi							
		Peso unitario (kN/U)	Spessore (m)	Profondità (m)	Larghezza (m)	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	
<b>Solaio a copertura piano secondo</b>							
	Carichi permanenti strutturali (G1):						
	Solaio in laterocemento					1.30 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Carico permanente G1 =</b>					<b>1.30 kN/m<sup>2</sup></b>	
	Carichi permanenti non strutturali (G2):						
	Intonaco	0.30				0.30 kN/m <sup>2</sup>	
	Controsoffitto	0.15				0.15 kN/m <sup>2</sup>	
	Massetto isolante	10.00	0.05			0.50 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Carico permanente G2 =</b>					<b>0.95 kN/m<sup>2</sup></b>	
	Sovraccarico (Q):					1.00 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Sovraccarico Q =</b>					<b>1.00 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>TOTALE CARICO</b>						<b>3.25 kN/m<sup>2</sup></b>	

- Scale.

Analisi dei carichi							
		Peso unitario (kN/U)	Spessore (m)	Profondità (m)	Larghezza (m)	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	
<b>Scale</b>							
	Carichi permanenti strutturali (G1):						
G1	Soletta in CA sp.10					2.50 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Carico permanente G1 =</b>					<b>2.50 kN/m<sup>2</sup></b>	
	Carichi permanenti non strutturali (G2):						
G2	Gradini in laterizio					2.75 kN/m <sup>2</sup>	
	Massetto					0.56 kN/m <sup>2</sup>	
	Pavimento in gres					0.30 kN/m <sup>2</sup>	
	Intonaco					0.30 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Carico permanente G2 =</b>					<b>3.91 kN/m<sup>2</sup></b>	
	Sovraccarico (Q):						
Q	<b>Sovraccarico Q =</b>					<b>4.00 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>TOTALE CARICO</b>						<b>10.41 kN/m<sup>2</sup></b>	

-copertura

Analisi dei carichi							
		Peso unitario (kN/U)	Spessore (m)	Profondità (m)	Larghezza (m)	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	
Copertura							
	Carichi permanenti strutturali (G1):						
	Struttura portante principale					0.15 kN/m <sup>2</sup>	
	Carico permanente G1 =					0.15 kN/m <sup>2</sup>	
	Carichi permanenti non strutturali (G2):						
	Tegole marsigliesi	0.40				0.40 kN/m <sup>2</sup>	
	Carico permanente G2 =					0.40 kN/m <sup>2</sup>	
	Sovraccarico (neve) (Q):					1.20 kN/m <sup>2</sup>	
	Sovraccarico Q =					1.20 kN/m <sup>2</sup>	
TOTALE CARICO						1.75 kN/m <sup>2</sup>	

Si è considerato inoltre il peso del cornicione in laterizio quantificabile in:

$g_1 = -0.075 \text{ kN/m}$ ;

$g_2 = -0.75 \text{ kN/m}$ ;

$q \text{ (neve)} = -1.20 \text{ kN/m}$ .

Il peso del balcone, costituito da una soletta in calcestruzzo risulta essere:

$g_1 = -5.00 \text{ kN/m}$ ;

$g_2 = -1.86 \text{ kN/m}$ ;

$q \text{ (neve)} = -4.40 \text{ kN/m}$ .

### Stato di progetto

Peso proprio muratura blocchi doppio UNI:  $18.50 \text{ kN/m}^3$ ;

Peso proprio muratura in forati:  $13 \text{ kN/m}^3$ ;

Peso proprio muratura in mattoni pieni:  $18 \text{ kN/m}^3$ ;

Peso proprio muratura di pietrame:  $21 \text{ kN/m}^3$ .

Sovraccarico:  $3 \text{ kN/m}^2$  (rif. Tab 3.1.II NTC 2018: uffici aperti al pubblico categoria B2).

- Solaio a copertura piano seminterrato.

Analisi dei carichi							
		Peso unitario (kN/U)	Spessore (m)	Profondità (m)	Larghezza (m)	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	
<b>Solaio piano seminterrato</b>							
	Carichi permanenti strutturali (G1):						
	Solaio in laterocemento					1.35 kN/m <sup>2</sup>	
	Soletta in Leca CLS 1400	14.00	0.05			0.70 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Carico permanente G1 =</b>					<b>2.05 kN/m<sup>2</sup></b>	
	Carichi permanenti non strutturali (G2):						
	Pavimento gres	0.30				0.30 kN/m <sup>2</sup>	
	Massetto alleggerito	10.00	0.03			0.30 kN/m <sup>2</sup>	
	Intonaco	0.30				0.30 kN/m <sup>2</sup>	
	Pareti in cartongesso	0.80				0.80 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Carico permanente G2 =</b>					<b>1.70 kN/m<sup>2</sup></b>	
	Sovraccarico (Q):					3.00 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Sovraccarico Q =</b>					<b>3.00 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>TOTALE CARICO</b>						<b>6.75 kN/m<sup>2</sup></b>	

Solaio a copertura del piano rialzato.

Analisi dei carichi							
		Peso unitario (kN/U)	Spessore (m)	Profondità (m)	Larghezza (m)	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	
<b>Solaio piano rialzato</b>							
	Carichi permanenti strutturali (G1):						
	Solaio in laterocemento					2.20 kN/m <sup>2</sup>	
	Soletta in Leca CLS 1400	14.00	0.05			0.70 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Carico permanente G1 =</b>					<b>2.90 kN/m<sup>2</sup></b>	
	Carichi permanenti non strutturali (G2):						
	Pavimento gres	0.30				0.30 kN/m <sup>2</sup>	
	Massetto alleggerito	10.00	0.03			0.30 kN/m <sup>2</sup>	
	Intonaco	0.30				0.30 kN/m <sup>2</sup>	
	Pareti in cartongesso	0.80				0.80 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Carico permanente G2 =</b>					<b>1.70 kN/m<sup>2</sup></b>	
	Sovraccarico (Q):					3.00 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Sovraccarico Q =</b>					<b>3.00 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>TOTALE CARICO</b>						<b>7.60 kN/m<sup>2</sup></b>	

- Solaio a copertura del piano primo.

-zona uffici

Analisi dei carichi							
		Peso unitario (kN/U)	Spessore (m)	Profondità (m)	Larghezza (m)	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	
<b>Solaio piano primo - zona uffici</b>							
Carichi permanenti strutturali (G1):							
	Solaio in laterocemento					2.20 kN/m <sup>2</sup>	
	Soletta in Leca CLS 1400	14.00	0.05			0.70 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Carico permanente G1 =</b>					<b>2.20 kN/m<sup>2</sup></b>	
Carichi permanenti non strutturali (G2):							
	Pavimento gres	0.30				0.30 kN/m <sup>2</sup>	
	Massetto alleggerito	10.00	0.03			0.30 kN/m <sup>2</sup>	
	Intonaco	0.30				0.30 kN/m <sup>2</sup>	
	Pareti in cartongesso					0.80 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Carico permanente G2 =</b>					<b>1.70 kN/m<sup>2</sup></b>	
Sovraccarico (Q):							
	<b>Sovraccarico Q =</b>					<b>3.00 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>TOTALE CARICO</b>						<b>7.60 kN/m<sup>2</sup></b>	

-zona sottotetto

Analisi dei carichi							
		Peso unitario (kN/U)	Spessore (m)	Profondità (m)	Larghezza (m)	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	
<b>Solaio piano primo - zona sottotetto</b>							
Carichi permanenti strutturali (G1):							
	Solaio in laterocemento					1.30 kN/m <sup>2</sup>	
	Soletta in Leca CLS 1400	14.00	0.05			0.70 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Carico permanente G1 =</b>					<b>2.00 kN/m<sup>2</sup></b>	
Carichi permanenti non strutturali (G2):							
	Intonaco	0.30				0.30 kN/m <sup>2</sup>	
	Pareti in cartongesso					0.40 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Carico permanente G2 =</b>					<b>0.70 kN/m<sup>2</sup></b>	
Sovraccarico (Q):							
	<b>Sovraccarico Q =</b>					<b>2.00 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>TOTALE CARICO</b>						<b>4.70 kN/m<sup>2</sup></b>	

- Solaio a copertura piano secondo.

Analisi dei carichi							
		Peso unitario (kN/U)	Spessore (m)	Profondità (m)	Larghezza (m)	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	
<b>Solaio a copertura piano secondo</b>							
	Carichi permanenti strutturali (G1):						
	Solaio in laterocemento					1.30 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Carico permanente G1 =</b>					<b>1.30 kN/m<sup>2</sup></b>	
	Carichi permanenti non strutturali (G2):						
	Intonaco	0.30				0.30 kN/m <sup>2</sup>	
	Controsoffitto	0.15				0.15 kN/m <sup>2</sup>	
	Isolante	10.00	0.025			0.25 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Carico permanente G2 =</b>					<b>0.70 kN/m<sup>2</sup></b>	
	Sovraccarico (Q):					1.00 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Sovraccarico Q =</b>					<b>1.00 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>TOTALE CARICO</b>						<b>3.00 kN/m<sup>2</sup></b>	

- Scale.

Analisi dei carichi							
		Peso unitario (kN/U)	Spessore (m)	Profondità (m)	Larghezza (m)	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	
<b>Scale</b>							
	Carichi permanenti strutturali (G1):						
G1	Soletta in CA sp.10					2.50 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Carico permanente G1 =</b>					<b>2.50 kN/m<sup>2</sup></b>	
	Carichi permanenti non strutturali (G2):						
G2	Gradini in laterizio					2.75 kN/m <sup>2</sup>	
	Massetto					0.56 kN/m <sup>2</sup>	
	Pavimento in gres					0.30 kN/m <sup>2</sup>	
	Intonaco					0.30 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Carico permanente G2 =</b>					<b>3.91 kN/m<sup>2</sup></b>	
	Sovraccarico (Q):						
Q	<b>Sovraccarico Q =</b>					<b>4.00 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>TOTALE CARICO</b>						<b>10.41 kN/m<sup>2</sup></b>	

Si precisa che non si interverrà sulle scale.

-copertura

Analisi dei carichi							
		Peso unitario (kN/U)	Spessore (m)	Profondità (m)	Larghezza (m)	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	
<b>Copertura</b>							
	Carichi permanenti strutturali (G1):						
	Struttura portante principale					0.10 kN/m <sup>2</sup>	
	Struttura portante secondaria					0.22 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Carico permanente G1 =</b>					<b>0.32 kN/m<sup>2</sup></b>	
	Carichi permanenti non strutturali (G2):						
	Tavolato	6.00	0.02			0.12 kN/m <sup>2</sup>	
	Isolante tipo ISOBASE REFLECTIVE PSE GRAPHITE 100	0.30	0.04			0.01 kN/m <sup>2</sup>	
	Pannello OSB	6.00	0.015			0.09 kN/m <sup>2</sup>	
	Listelli					0.01 kN/m <sup>2</sup>	
	Tegole marsigliesi	0.40				0.40 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Carico permanente G2 =</b>					<b>0.63 kN/m<sup>2</sup></b>	
	Sovraccarico (neve) (Q):					1.20 kN/m <sup>2</sup>	
	<b>Sovraccarico Q =</b>					<b>1.20 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>TOTALE CARICO</b>						<b>2.15 kN/m<sup>2</sup></b>	

Si è considerato inoltre il peso del nuovo cornicione quantificabile in:

$g_1 = -0.11 \text{ kN/m}$ ;

$g_2 = -0.92 \text{ kN/m}$ ;

$q \text{ (neve)} = -0.6 \text{ kN/m}$ .

Il peso del bacone è stato mantenuto invariato

Confrontando i carichi si ha:

	Ante-intervento (kN/m <sup>2</sup> )	Post-intervento (kN/m <sup>2</sup> )	Variazione (%)
Solaio a copertura piano seminterrato	6.66	6.75	+1
Solaio a copertura piano rialzato	9.51	7.60	-20
Solaio a copertura piano primo – zona uffici	7.51	7.60	+1



Solaio a copertura piano primo – sona sottotetto	5.6	4.70	-16
Solaio a copertura piano secondo	3.25	3	-8
Copertura	1.75	2.15	+19

*Tabella 1: variazioni di peso*

Confrontando i carichi si può affermare che con il presente intervento si realizza una sensibile riduzione dei carichi in fondazione e pertanto non si ritengono necessarie né verifiche geotecniche né verifiche strutturali in fondazione.

#### VENTO

Si considera trascurabile l'azione del vento rispetto all'azione sismica.

#### VARIAZIONI TERMICHE

Il calcolo delle azioni termiche non è stato condotto in quanto considerato di entità trascurabile rispetto alle sollecitazioni in gioco.

**AZIONE DELLA NEVE PAR. 3.4 NTC18****1.DEFINIZIONE DEI DATI**

Il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota  $a_s \leq 1500$  m s.l.m., non dovrà essere assunto minore di quello indicato in tabella, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per altitudini  $a_s \geq 1500$  m s.l.m. si dovrà fare riferimento a valori statistici locali utilizzando comunque valori non inferiori a quelli previsti per 1500m

1.1  $a_s$  (altitudine sul livello del mare):  [m]

1.2 zona:

<b>Zona I - Alpina</b> Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<b>Zona I - Mediterranea</b> Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<b>Zona II</b> Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<b>Zona III</b> Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$



Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si fa riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.

Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione si riduce come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà  $TR \geq 5$  anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi e un anno, si assumerà  $TR \geq 10$  anni.

## 2 CALCOLO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

$q_{sk}$  valore caratteristico della neve al suolo                      **1.50**                      [kN/m<sup>2</sup>]

## 3 CALCOLO DEI COEFFICIENTI

### 3.1 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione deve essere utilizzato per modificare il valore del carico della neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Normalmente si adotta  $C_e=1$ . Si riportano in tabella i coefficienti consigliati per le diverse classi di topografia.

Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0.9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1.1

**3.1.1 Classe di topografia:**

Normale

**Il coefficiente di esposizione vale:** $c_E$ 

1.00

**3.2 Coefficiente termico**

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato  $C_t = 1$ .

**Il coefficiente topografico vale:** $c_t$ 

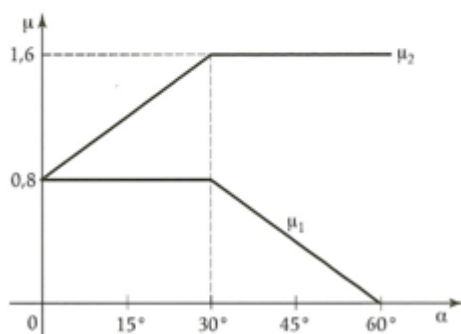
1.00

**3.2 Coefficiente di forma****3.2.1 Inclinazione della falda  $\alpha$  (1)**

20 [deg]

**3.2.2 Inclinazione della falda  $\alpha$  (2)**

20 [deg]

**3.2.3 Legge di variazione del coefficiente di forma:**

$\mu_1 (\alpha_1)$	0.80
$\mu_1 (\alpha_2)$	0.80
$\mu_2 (\underline{\alpha})$	1.33

	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60$
$\mu_1 (\alpha)$	0.80	$0.8(60-\alpha)/30$	0.00
$\mu_2 (\alpha)$	$0.8+0.8 \alpha/30$	1.60	0.00

## 4 CARICO NEVE SULLA COPERTURA E COMBINAZIONI DI CARICO

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/m}^2\text{])} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

$\mu_i$  (coefficiente di forma)

$q_{sk}$  (valore caratteristico della neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>])

$C_E$  (coefficiente di esposizione)

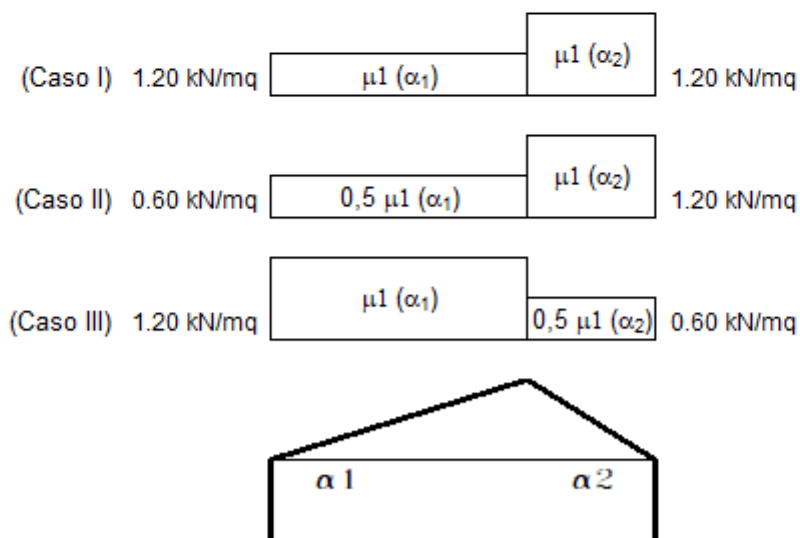
$C_t$  (coefficiente termico)

### 4.1 Combinazione per il caso di copertura a più falde

Per il calcolo si considera solo la più gravosa delle tre condizioni di carico, di seguito calcolate.

$\alpha_1$ (inclinazione falda)	20 [deg]
$\alpha_2$ (inclinazione falda)	20 [deg]

$\mu_1 (\alpha_1)$	0.80
$\mu_1 (\alpha_2)$	0.80



Caso I: Carico da neve depositata in assenza di vento

Caso II: Carico da neve depositata in presenza di vento

Caso III: Carico da neve depositata in presenza di vento

Se l'estremità più bassa della falda termina con parapetto, una barriera o altre costruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo alpha.

### 4.2 Presenza di barriera:

Considerando lo schema a due falde e considerando la combinazione di carico più gravosa si ottiene un carico di neve pari a  $1.20 \text{ kN/m}^2$ .

#### **e) DESCRIZIONE DEI MATERIALI E DEI PRODOTTI ADOTTATI**

I parametri di base dei materiali che verranno utilizzati nell'intervento sono:

- Cordoli di coronamento:  
Calcestruzzo Leca CLS 1600  $R_{ck} 35$   $\gamma=1.5$   
Barre d'armatura B450C  $\gamma=1.15$
- Travi in legno:  
Legno lamellare GL24h
- Solette collaboranti:  
Leca CLS 1400  $R_{ck} 30$   $\gamma=1.5$   
Barre d'armatura e rete elettrosaldata B450C  $\gamma=1.15$

Si rimanda al capitolo 3 della presente relazione per maggiori dettagli.

## f) CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

Per la modellazione della struttura allo stato di fatto e di progetto si è utilizzato il criterio del telaio equivalente. Le fasce sono state considerate incernierate, mentre i sottofinestra sono stati considerati incastrati.

Per quanto concerne i solai, sono stati considerati rigidi gli interi impalcati nella modellazione dello stato di progetto. A seguire verranno indicati i materiali utilizzati e verranno raffrontati i dati dei solai dello stato di fatto con i dati dei solai allo stato di progetto.

Si riportano di seguito i dati dei materiali impiegati e dei carichi.

### Descrizione dei DATI MATERIALI

**Tipologia materiale:** sono previsti i seguenti tipi:

1) Conglomerato Cementizio Armato, 2) Acciaio, 3) Muratura, 4) Legno, 5) Materiale generico

**Descrizione:** denominazione del materiale. Nei dati seguenti, i parametri meccanici (moduli di elasticità e resistenze) sono espressi in N/mm<sup>2</sup> (Sistema Internazionale).

**Parametri specifici per muratura:**

**Mur. nuova:** Materiale murario di nuova realizzazione, o muratura esistente

**Tipologia muratura:**

Per muratura nuova: Pietra Non Squadrata, Listata, Pietra Squadrata, Laterizio Pieni, Laterizio Semipieni, Calcestruzzo Pieni, Calcestruzzo Semipieni.

Per muratura esistente (§C8.5.I): Pietrame disordinata, Conci sbozzati, Pietre a spacco, buona tessitura, Irregolare di pietra tenera, Conci regolari di pietra tenera, Blocchi lapidei squadrate, Mattoni pieni e malta di calce, Mattoni semipieni con malta cementizia.

**FC:** fattore di confidenza, corrispondente al livello di conoscenza per materiale murario esistente

**Parametri validi per qualsiasi materiale:**

Modulo di elasticità longitudinale (**E**) e tangenziale (**G**)

**Parametri specifici per calcestruzzo:**

resistenze:

**fc** (nella colonna **fk**): per edifici esistenti: resistenza media a compressione; per edifici nuovi: resistenza caratteristica a compressione.

**Altri parametri specifici per muratura:**

resistenze:

**fm, fk** (media e caratteristica, a compressione);

**ftm** (media a trazione);

**fhm, fhk** (media e caratteristica, a compressione in direzione orizzontale nel piano del muro);

**tau0** (media a taglio in assenza di carichi verticali, per muratura a tessitura irregolare);

**fvk0/fvm0** (media e caratteristica, a taglio in assenza di carichi verticali, per muratura a tessitura regolare);

**fb** (a compressione normalizzata del blocco - muratura regolare)

**μ** (coefficiente di attrito locale del giunto - muratura regolare)

**φ** (coefficiente di ingranamento murario - muratura regolare)

**fbk** (a compressione dell'elemento), **f'bk** (dell'elemento in direzione orizzontale e nel piano del muro)

**Malta:** **fm,m**: resistenza a compressione della malta (§11.10.2.1). Sono previsti i seguenti valori (N/mm<sup>2</sup>): 2.5 (corrisponde a M4 del D.M.20.11.1987), 5 (M3), 10 (M2), 15 (M1)

**Coefficienti correttivi:** relativi alle proprietà meccaniche dei materiali (Tab. §C8.5.II)

### 1. Dati MATERIALI

N°	Descrizione [param.mecc. in N/mm <sup>2</sup> ]	Tipo di materiale	Tipologia muratura	Muratura nuova	FC
1	C25/30	1) Conglomerato Cementizio Armato			
2	Acciaio S235	2) Acciaio			
3	Muratura esistente in pietra	3) Muratura	3) Pietre a spacco, buona tessitura		1.200
4	Nuova muratura in mattoni doppio UNI	3) Muratura	5) Laterizio Semipieni	X	
5	Legno	5) Materiale generico			
7	Muratura esistente in mattoni pieni	3) Muratura	6) Mattoni pieni, malta di calce		1.200
8	C20/25	1) Conglomerato Cementizio Armato			
9	Rck15	1) Conglomerato Cementizio Armato			

N°	E	G	fk	fm	ftm	fhk	fhm	tau0	fvk0	fvm0	w (p.sp.) (kN/m <sup>3</sup> )	Coeff.dilataz. termica (°-1)	fb	coeff. attr.mi	coeff. ingr.phi	fbk	f'bk
1	31000	13000	25.000	25.000							25.00	0.000010					
2	210000	80769	235.000	0.000							78.50	0.000012					
3	1740	580	2.240	3.200	0.320	1.120	1.600	0.065	0.000	0.000	21.00	0.000010	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00
4	5300	2120	5.300	7.571	0.757	2.650	3.786	0.000	0.300	0.429	18.00	0.000010	10.000	0.577	1.000	10.00	2.00
5	10000	3500	0.000	0.000							8.00	0.000004					
7	1500	500	2.415	3.450	0.345	1.208	1.725	0.090	0.140	0.200	18.00	0.000010	10.000	0.577	1.000	0.00	0.00
8	30200	12500	20.000	20.000							25.00	0.000010					
9	27000	13000	15.000	15.000							25.00	0.000010					

N°	Malta: f.m.,m	Coeff. corr.: Malta scadente	Malta buona	Giunti sottili	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente	Iniezioni di malta	Intonaco armato	Ristilatura armata	Max. coeff. compless.
1											
2											
3	0.0	0.70	1.30	1.00	1.10	1.30	0.80	1.50	1.50	1.40	2.40
4	10.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5											
7	0.0	0.70	1.27	1.00	1.00	1.30	0.70	1.20	1.50	1.20	1.80
8											
9											

## Descrizione dei DATI SOLAI

I solai sono elementi strutturali finalizzati alla generazione dei carichi sulle aste che ne definiscono il contorno. I carichi agenti sulla struttura utilizzati nell'analisi sono in ogni caso quelli definiti nelle CCE, e includono oltre ai carichi direttamente derivanti dai solai anche altri carichi definiti in input su singole aste.

**N°:** numero progressivo del solaio

**Tipologia:** solaio piano, falda, volta a botte o volta a padiglione

**Piano:** piano (o impalcato) a cui il solaio appartiene

**Rigido:** X indica che il solaio è considerato infinitamente rigido. Se l'impalcato (o piano) a cui appartiene il solaio è un piano rigido, questo parametro è influente. Qualora il piano sia flessibile, la qualifica di solaio rigido consente la generazione automatica di link rigidi di contorno in grado di assicurare l'indeformabilità della maglia nel piano orizzontale

**G1, G2, Q:** carichi di superficie, in kN/m<sup>2</sup>, di tipo G1 (peso proprio), G2 (permanente oltre peso proprio), Q (variabile) agenti sul solaio. I carichi di superficie sono sempre da considerarsi come componente verticale

**Sup.:** superficie del solaio in m<sup>2</sup>. Nel caso di falda (solaio con pendenza non nulla) la superficie è l'area effettiva del solaio, maggiore quindi della sua proiezione sul piano orizzontale

**Direz. princ.:** direzione principale (angolo di orditura del solaio)

**Distr. trasv.:** distribuzione trasversale. Rappresenta la quota parte del carico di un solaio che viene ripartita sulle aste orientate parallelamente alla direzione di orditura del solaio (aste scariche nei classici solai monodirezionali)

**H volta:** altezza della volta, data dalla distanza fra l'estradosso piano di calpestio realizzato sulla volta, e l'imposta della volta stessa.

Permette il calcolo della spinta della volta

**Pend.:** pendenza del solaio a falda. Nel calcolo, la risultante del carico verticale è calcolata tenendo conto della superficie effettiva, di dimensioni maggiori della proiezione sul piano orizzontale

**G1 tot., G2 tot., Q tot.:** carichi complessivi di solaio (peso proprio, permanente oltre peso proprio, variabile), in kN, definiti dai carichi di superficie (verticali, cioè paralleli all'asse Z globale) moltiplicati per la superficie effettiva del solaio (nel caso di falda, tale superficie è maggiore della sua proiezione sul piano orizzontale)

## 2. Dati SOLAI

N°	Tipologia	Piano	Rigido	G1 (kN/m <sup>2</sup> )	G2 =	Q =	Superf. (m <sup>2</sup> )	Direz. princ. (°)	Distr. trasv. (%)	Pend. (%)	G1 tot. (kN)	G2 tot. =	Q tot. =
1	Solaio piano	1		2.00	1.70	3.00	12.93	90	0	0	25.85	21.98	38.78
2	Solaio piano	1		2.00	1.70	3.00	23.03	0	0	0	46.07	39.16	69.10
3	Solaio piano	1		2.00	1.70	4.00	27.88	0	0	0	55.76	47.40	111.52
4	Solaio piano	1		2.10	1.70	3.00	40.93	90	0	0	85.95	69.58	122.78
5	Solaio piano	1		2.90	1.70	3.00	10.32	0	0	0	29.93	17.54	30.96
6	Solaio piano	2		2.90	1.70	3.00	14.69	90	0	0	42.60	24.97	44.07
7	Solaio piano	2		2.90	1.70	3.00	25.44	0	0	0	73.79	43.25	76.33
8	Solaio piano	2		2.90	1.70	4.00	30.91	0	0	0	89.63	52.54	123.63
9	Solaio piano	2		2.90	1.70	3.00	43.38	90	20	0	125.81	73.75	130.15
10	Solaio piano	2		2.90	1.70	3.00	48.07	90	0	0	139.41	81.72	144.22
11	Solaio piano	2		2.90	1.70	3.00	32.38	90	20	0	93.91	55.05	97.15
12	Solaio piano	2		2.90	1.70	3.00	15.18	90	20	0	44.03	25.81	45.55
13	Solaio piano	3	X	2.00	0.70	2.00	48.14	90	0	0	96.29	33.70	96.29
14	Solaio piano	3	X	2.90	1.70	4.00	30.88	0	0	0	89.54	52.49	123.50
15	Solaio piano	3	X	2.90	1.70	3.00	41.80	0	0	0	121.21	71.05	125.39
16	Solaio piano	4	X	2.00	0.70	1.00	41.79	0	0	0	83.58	29.25	41.79
17	Solaio piano	4	X	2.00	0.70	1.00	50.71	0	0	0	101.42	35.50	50.71
18	Falda	4		0.22	0.63	1.20	18.31	90	0	33	4.03	11.54	21.97
19	Falda	4		0.22	0.63	1.20	4.33	90	0	33	0.95	2.73	5.20
20	Falda	4		0.22	0.63	1.20	9.85	0	0	33	2.17	6.20	11.82
21	Falda	4		0.22	0.63	1.20	0.92	0	0	33	0.20	0.58	1.10
22	Falda	4		0.22	0.63	1.20	7.94	90	0	40	1.75	5.00	9.52
23	Falda	4		0.22	0.63	1.20	9.52	0	0	33	2.09	6.00	11.42
24	Falda	4		0.22	0.63	1.20	0.51	0	0	25	0.11	0.32	0.61
25	Falda	5		0.22	0.63	1.20	20.47	0	0	35	4.50	12.90	24.57
26	Falda	5		0.22	0.63	1.20	9.56	90	0	35	2.10	6.02	11.47
27	Falda	5		0.22	0.63	1.20	9.59	90	0	35	2.11	6.04	11.51
28	Solaio piano	1		2.10	1.70	3.00	2.99	0	0	0	6.27	5.07	8.96
29	Solaio piano	1		2.50	4.00	4.00	6.65	0	0	0	16.62	26.60	26.60
30	Falda	4		0.22	0.63	1.20	11.14	0	50	33	2.45	7.02	13.36
31	Falda	4		0.22	0.63	1.20	15.08	0	50	33	3.32	9.50	18.09
32	Solaio piano	2		2.50	4.00	4.00	7.98	0	0	0	19.95	31.92	31.92
33	Solaio piano	3	X	2.50	4.00	4.00	7.98	0	0	0	19.95	31.92	31.92
34	Falda	4		0.22	0.63	1.20	18.99	90	0	40	4.18	11.96	22.78
35	Falda	4		0.22	0.63	1.20	19.01	90	0	40	4.18	11.98	22.81
36	Falda	4		0.22	0.63	1.20	3.32	90	0	40	0.73	2.09	3.98
37	Falda	4		0.22	0.63	1.20	16.49	0	50	33	3.63	10.39	19.78
38	Solaio piano	2		2.90	1.70	3.00	44.23	90	20	0	128.27	75.19	132.70
39	Solaio piano	3	X	2.00	0.70	2.00	43.38	90	20	0	86.76	30.37	86.76



40	Solaio piano	3	X	2.00	0.70	2.00	44.28	90	20	0	88.57	31.00	88.57
41	Falda	4		0.22	0.63	1.20	13.32	90	0	40	2.93	8.39	15.99
42	Falda	4		0.22	0.63	1.20	22.56	90	0	40	4.96	14.21	27.07
43	Falda	4		0.22	0.63	1.20	2.07	90	0	40	0.46	1.31	2.49
44	Solaio piano	3	X	2.00	0.70	2.00	32.43	90	20	0	64.86	22.70	64.86
45	Solaio piano	3	X	2.00	0.70	2.00	15.18	90	20	0	30.36	10.63	30.36
46	Falda	5		0.22	0.63	1.20	8.85	90	0	33	1.95	5.57	10.62
47	Falda	5		0.22	0.63	1.20	18.97	0	0	33	4.17	11.95	22.77
48	Falda	5		0.22	0.63	1.20	4.75	90	0	33	1.04	2.99	5.70
49	Falda	5		0.22	0.63	1.20	4.72	90	0	33	1.04	2.97	5.67
50	Falda	5		0.22	0.63	1.20	8.94	90	0	33	1.97	5.63	10.72

## g) PRINCIPALI COMBINAZIONI

Essendo un intervento su un edificio esistente, sono state create le Combinazioni di carico per lo Stato Limite Ultimo SLV sia statiche che sismica.

Le combinazioni sono di tipo Fondamentale (2.5.1), [§2.5.3] e per esse si eseguono le verifiche statiche a SLU.

### 1. CARICHI: CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

#### Condizione di Carico Elementare n°1

##### PARAMETRI GENERALI

Permanente

Tipo di Azione [§2.5] = 1. Permanente strutturale (G1)

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 1.00
- (psi),1 (valore frequente) = 1.00
- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 1.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

#### Condizione di Carico Elementare n°2

##### PARAMETRI GENERALI

Permanente non strutturale

Tipo di Azione [§2.5] = 2. Permanente non strutturale (G2)

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 1.00
- (psi),1 (valore frequente) = 1.00
- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 1.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

#### Condizione di Carico Elementare n°3

##### PARAMETRI GENERALI

Variabile Cat.B

Tipo di Azione [§2.5] = 5. Var.(Qk): Cat.B: Uffici

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.70
- (psi),1 (valore frequente) = 0.50
- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.30

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

#### Condizione di Carico Elementare n°4

##### PARAMETRI GENERALI

Variabile Cat.C

Tipo di Azione [§2.5] = 6. Var.(Qk): Cat.C: Ambienti suscettibili di affollamento

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.70
- (psi),1 (valore frequente) = 0.70
- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.60

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

#### Condizione di Carico Elementare n°5

##### PARAMETRI GENERALI

Neve

Tipo di Azione [§2.5] = 16. Var.(Qk): Neve (a quota ≤1000 m. s.l.m)

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.50
- (psi),1 (valore frequente) = 0.20
- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

#### Condizione di Carico Elementare n°6

Non risulta definito alcun carico su Nodi o Aste

## 2. CARICHI: COMBINAZIONI DI CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Segue: elenco delle CCC (Combinazioni di Condizioni di Carico), utilizzate in Analisi Statica Lineare (non Sismica), in accordo con §2.5 D.M.14.1.2008.

Per quanto riguarda l'Analisi Sismica, PCM considera automaticamente l'unica combinazione di carichi prevista (§3.2.4): si intende che l'analisi sismica viene quindi svolta tenendo conto degli eventuali effetti torsionali aggiuntivi (§7.2.6) e combinando i risultati corrispondenti alle diverse direzioni di analisi (§7.3.5), secondo le opzioni scelte nei Parametri di Calcolo.

Elenco delle CCC. Per ogni CCC vengono indicati:

- la numerazione progressiva;

per CCC non generiche:

- lo Stato Limite di riferimento (SLU o SLE);
  - il codice identificativo della CCC in ambiente software PCM;
  - la Tipologia (Fondamentale, Frequente, QuasiPermanente) / l'Azione Dominante / l'eventuale altra azione che caratterizza la CCC;
  - per CCC SLU (di tipo Fondamentale): i coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE (coefficienti parziali di sicurezza, Tab. 2.6.I in §2.6.1);
  - i coefficienti (psi) (coefficienti di combinazione, Tab. 2.5.I in §2.5.3):
    - per la tipologia Fondamentale: (psi) = (psi),0;
    - per la tipologia Frequente: (psi) = (psi),1 per l'Azione Dominante, e: (psi) = (psi),2 per le altre azioni variabili che possono agire contemporaneamente all'azione dominante;
    - per la tipologia QuasiPermanente: (psi) = (psi),2;
  - per CCC SLU (di tipo Fondamentale): i moltiplicatori di calcolo per le CCE, pari a: (gamma) per l'Azione Dominante, (gamma)\*(psi),0 per le altre azioni variabili che possono agire contemporaneamente all'azione dominante;
- per eventuali CCC generiche:
- i coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE.

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°1

SLU: Combinazione 5 (Fondamentale/Variabile Cat.B/Vento +X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 1.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.70, 5) 0.50, 6) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.05, 5) 0.75, 6) 1.00

#### **Combinazione di Condizioni di Carico n°2**

SLU: Combinazione 9 (Fondamentale/Variabile Cat.C/Vento +X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 1.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) -, 5) 0.50, 6) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 1.50, 5) 0.75, 6) 1.00

#### **Combinazione di Condizioni di Carico n°3**

SLU: Combinazione 37 (Fondamentale/Neve/Vento +X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 1.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.70, 5) -, 6) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 1.05, 5) 1.50, 6) 1.00

#### **Combinazione di Condizioni di Carico n°4**

SLE: Combinazione 5 (Frequente/Variabile Cat.B/Vento +X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.5, 4) 0.6, 5) 0.0, 6) 1.0

#### **Combinazione di Condizioni di Carico n°5**

SLE: Combinazione 9 (Frequente/Variabile Cat.C/Vento +X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.3, 4) 0.7, 5) 0.0, 6) 1.0

#### **Combinazione di Condizioni di Carico n°6**

SLE: Combinazione 37 (Frequente/Neve/Vento +X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.3, 4) 0.6, 5) 0.2, 6) 1.0

#### **Combinazione di Condizioni di Carico n°7**

SLE: Combinazione 45 (QuasiPermanente)

CCC quasi permanente (SLE)

(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.3, 4) 0.6, 5) 0.0, 6) 1.0

#### **Combinazione di Condizioni di Carico n°8**

Combinazione sismica (QuasiPermanente)

CCC quasi permanente (SLE)

(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.3, 4) 0.6, 5) 0.0, 6) 1.0

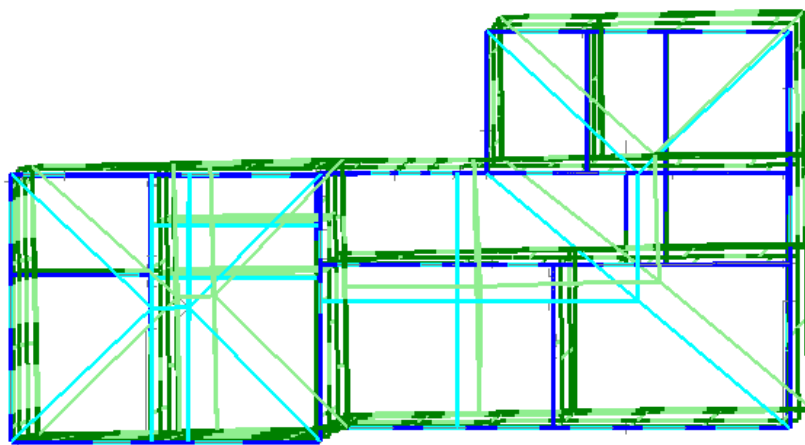
#### Combinazione di Condizioni di Carico n°9

Combinazione 1

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 1.00, 4) 1.00, 5) 1.00, 6) 1.00

### **h) METODO DI ANALISI**

La struttura è stata analizzata mediante analisi modale, analisi statica e analisi statica non lineare (push-over).



*Figure 9: modo fondamentale in direzione x – stato di progetto*

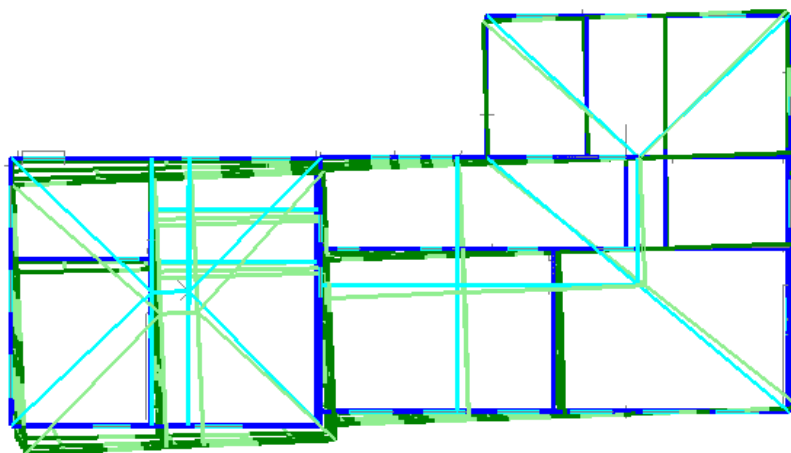


Figure 10: modo fondamentale in direzione y – stato di progetto

Modo fondamentale di vibrare in direzione X:

- Massa partecipante= 40.8%;
- Massa totale partecipante= 47.6%;
- Periodo=0.357".

Modo fondamentale di vibrare in direzione Y:

- Massa partecipante= 31.3%;
- Massa totale partecipante= 31.3%;
- Periodo=0.431".

#### **i) CRITERI DI VERIFICA**

Si prevede di eseguire le seguenti verifiche:

- Verifiche resistenti nei confronti degli SLU statica e SLV;
- Verifiche di rigidezza nei confronti di SLE statiche e SLD;
- Verifiche SLO.

#### **j) RAPPRESENTAZIONE DELLE CONFIGURAZIONE DEFORMATE**

Sono riportate a pagina 63 del presente elaborato le configurazioni deformate ricavate dall'analisi statica e dall'analisi sismica dinamica modale (fattore di struttura calcolato con push-over).

#### **k) CARATTERISTICHE ED AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO**

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

<b>Solutore agli elementi finitie post processore</b>	
<b>Titolo:</b>	<b>Aedes PCM</b>
<b>Versione:</b>	<b>2021 licenza n° 11472</b>
<b>Produttore - Distributore:</b>	<b>Aedes Software – Via Ferrante Aporti 32, 56028 San Minato Basso (PI)</b>

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

## **I) ASPETTI GEOTECNICI**

Come già indicato al capitolo “a” dal punto di vista geologico secondo quanto indicato nella carta “microzonazione sismica – carta geologico tecnica” redatta dal dott. Geol. Matteo Collareda l'edificio risulta sorgere su un terreno di copertura classificato come “GM tf” ovvero: “*Ghiaie limose, miscela di ghiaia, sabbia e limo (tf = terrazzo fluviale)*”.

Si specifica che è stato condotto uno studio di risposta sismica locale redatta dal dott. Geol. Domenico Bianco che è stata utilizzata per l'individuazione della domanda sismica.

Si specifica che non risultano possibili fenomeni di risonanza terreno-edificio.

Dal momento che non si ravvisa complessivamente un aumento del carico dell'edificio ma piuttosto se ne realizza una diminuzione, non si ritiene necessario la verifica geotecnica e strutturale dell'apparato fondale.

## **m) INDICAZIONE DELLA CATEGORIA DI INTERVENTO PREVISTO E MOTIVAZIONE DELLA SCELTA ADOTTATA**

La categoria d'intervento adottata è il miglioramento sismico ( $\zeta \geq 0.6$ ) della struttura al fine di aumentare il grado di sicurezza statico e dinamico.

### **a) DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA NEL SUO INSIEME**

La struttura risulta essere costituita da una unità strutturale indipendente in muratura di pietrame e mattoni pieni, essa risulta essere costituita da 2 piani fuori terra e dal sottotetto per la parte definibile come corpo principale e da 3 piani fuori terra e dal sottotetto per la parte definibile come torretta.

Risulta essere presente un piano seminterrato; il punto più alto dell'edificio in gronda misura 17 metri.

### **a) DEFINIZIONE DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE DEI MATERIALI ESISTENTI**

Si precisa che sono state condotte indagini di caratterizzazione dei materiali, nello specifico si sono realizzate:

- 10 carotaggi su muratura per la determinazione della tipologia della muratura e per la stima della resistenza a compressione della malta;
- 1 prova con martinetti piatti doppi;
- Verifica del numero, diametro e posizione delle barre di armatura della scala e di un solaio mediante indagine pacometrica e saggi di ispezione;
- Individuazione della tipologia delle putrelle costituenti le travi di sostegno del corpo scala.

Ulteriori informazioni possono essere ricavate dalla relazione sulle indagini effettuate.

Dalla campagna di indagini così realizzata si è potuto giungere ad un livello di conoscenza pari a 2 come indicato al capitolo 8.5.2 della circolare n.7 del Consiglio Superiore dei Lavori pubblici del 21 gennaio 2018.

LC2: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e *indagini estese* sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, *prove estese* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1,2$  (nel caso di costruzioni di acciaio, se il livello di conoscenza non è LC3 solo a causa di una non esaustiva conoscenza sulle proprietà dei materiali, il fattore di confidenza può essere ridotto, giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione);

## a) RISULTATI PRE E POST INTERVENTO

### Edificio Esistente in muratura - Intervento di Adeguamento <sup>(1)</sup>

#### Risultati dell'analisi strutturale

Normativa di riferimento: D.M. 17.1.2018 (parametri di spettro conformi a reticolo D.M. 14.1.2008)

Questo documento è una scheda di sintesi, contenente i risultati dell'elaborazione in termini di confronto fra capacità e domanda e compilata con riferimento alla terminologia proposta dal D.M.17.1.2018.

Per la verifica di sicurezza di un intervento di adeguamento (§8.4.3) si richiede che l'indicatore di rischio sismico  $\zeta_E$  sia  $\geq 0.800$  per i casi c) e), e  $\zeta_E \geq 1.000$  per gli altri casi.

Per l'edificio in oggetto, nel modello di Aedes.PCM si richiede:  $\zeta_E \geq 0.800$

#### Sintesi risultati: Indicatori di Rischio sismico $\zeta_E$ in termini di PGA

#### Verifica soddisfatta

Stato Limite	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )
<b>SLO</b>	<b>0.918</b>
<b>SLD</b>	<b>1.077</b>
<b>SLV</b>	<b>1.000</b>

<sup>(1)</sup> Questa scheda di sintesi costituisce il risultato completo nel caso dell'Intervento di Adeguamento. In alternativa, la scheda può riferirsi allo **Stato Attuale** (pre-intervento) **di un Intervento di Miglioramento**: in tal caso, il risultato complessivo dell'Intervento di Miglioramento è costituito dalla scheda di sintesi del file dell'edificio allo Stato di Progetto (post-intervento), dove i risultati dello Stato di Progetto vengono confrontati con quelli dello Stato Attuale.

#### Gerarchia dei comportamenti strutturali

Indicatore di rischio sismico obiettivo:  $\zeta_E \geq 0.800$

Edificio esistente, Classe d'uso (§2.4.2): IV

Verifiche obbligatorie secondo Normativa (§7.3.6, §8.3): SLO: RIG - SLD: RES - SLV: RES

In grigio: comportamenti non analizzati, o da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)

Comportamento	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )
SLO: Rigidezza (spostamenti)	<b>0.918</b>
SLV: Resistenza fuori piano	<b>1.000</b>
SLV: Resistenza nel piano	<b>1.000</b>
SLD: Resistenza fuori piano	<b>1.077</b>
SLD: Resistenza nel piano	<b>1.077</b>
SLD: Rigidezza (spostamenti)	1.077
SLD: Capacità limite in fondazione	



SLV: Capacità limite in fondazione	
SLV: Cinematismo	
SLD: Cinematismo	

### Domanda

Stato Limite	PGA <sub>D</sub> (g)	TR <sub>D</sub> (anni)
SLO	0.132	60
SLD	0.163	101
SLV	0.341	949

Analisi eseguite:

- Analisi statica non lineare (pushover)

### Verifiche di rigidezza (RIG)

Stato Limite	PGA <sub>C</sub> (g)	ζ <sub>E</sub> (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )	TR <sub>C</sub> (anni)	ζ <sub>E</sub> (TR <sub>C</sub> /TR <sub>D</sub> )
SLO	0.121	0.918	49	0.817
SLD	0.176	1.077	121	1.198

### Verifiche di resistenza (RES)

SLD	PGA <sub>C</sub> (g)	ζ <sub>E</sub> (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )	TR <sub>C</sub> (anni)	ζ <sub>E</sub> (TR <sub>C</sub> /TR <sub>D</sub> )
Resistenza nel piano del pannello	0.176	1.077	121	1.198
Resistenza fuori piano del pannello	0.176	1.077	121	1.198
Capacità limite in fondazione				
Cinematismo				

SLV	PGA <sub>C</sub> (g)	ζ <sub>E</sub> (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )	TR <sub>C</sub> (anni)	ζ <sub>E</sub> (TR <sub>C</sub> /TR <sub>D</sub> )
Resistenza nel piano del pannello	0.341	1.000	949	1.000
Resistenza fuori piano del pannello	0.341	1.000	949	1.000
Capacità limite in fondazione				
Cinematismo				

**Indicatori di Rischio** (rapporto fra capacità e domanda).

I valori evidenziati si riferiscono al parametro ζ<sub>E</sub> definito in termini di PGA.

Stato Limite	ζ <sub>E</sub> (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )	ζ <sub>E</sub> (TR <sub>C</sub> /TR <sub>D</sub> )
<b>SLO</b>	<b>0.918</b>	0.817
<b>SLD</b>	<b>1.077</b>	1.198
<b>SLV</b>	<b>1.000</b>	1.000

Il valore di PGA specificato in input è pari ad  $ag \cdot S$ , accelerazione al suolo.

### **Capacità della struttura in termini di Vita Nominale; Tempo di intervento**

Dati in input (domanda):

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): IV

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3)  $C_U$ : 2

Vita Nominale  $V_N$  (§2.4.1): 50 anni

Vita di Riferimento (§2.4.3)  $V_R = V_N \cdot C_U$ : 100 anni

$PV_R$  per SLV (definita in input): 10 %

Risultati dell'analisi (capacità):

$TR_{CLV}$  (anni) = 949 anni

Dalla relazione:  $TR = -V_R / \ln(1-PV_R)$ , ponendo  $TR = TR_{CLV}$  e assumendo  $PV_R$  per SLV definita in input, segue la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento ( $V_{RC}$ ) e quindi di Vita Nominale, ossia il Tempo di intervento  $T_{INT} = (TR_{CLV}/C_U) \cdot \ln(1-PV_R)$ :

$V_{RC}$  (anni) = 100 anni

$T_{INT}$  (anni) = 50 anni

### 3 VERIFICHE GLOBALI

A seguire si riporta la modellazione dello stato di progetto dell'immobile oggetto di intervento:

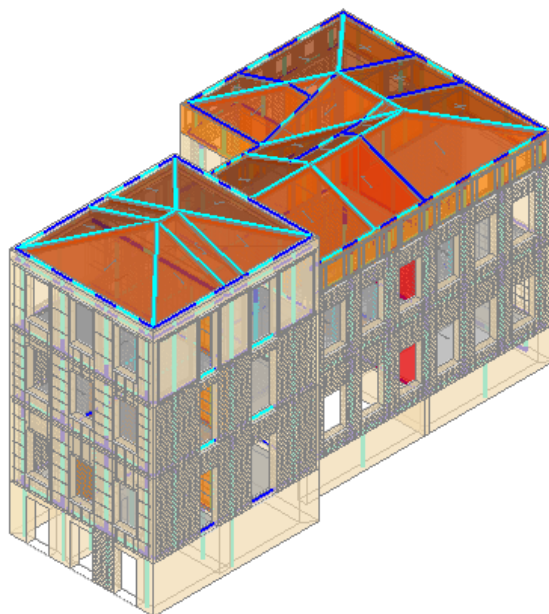


Figure 11: modellazione tridimensionale - stato di progetto

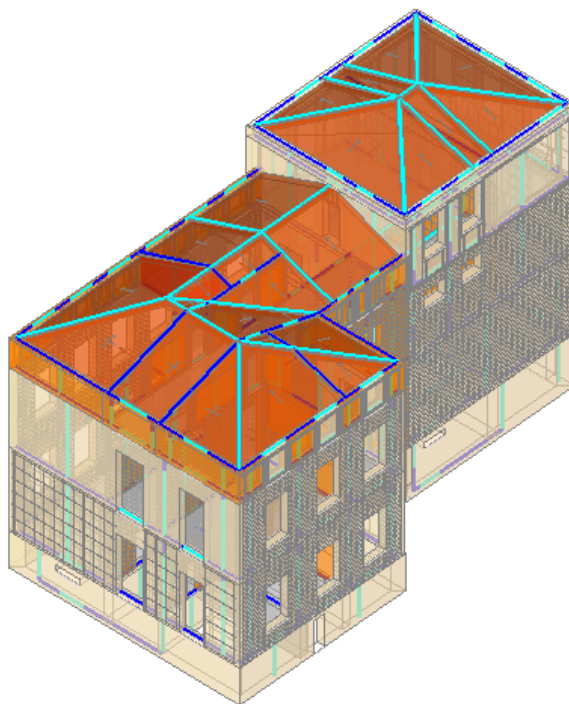


Figure 12:modellazione tridimensionale - stato di progetto

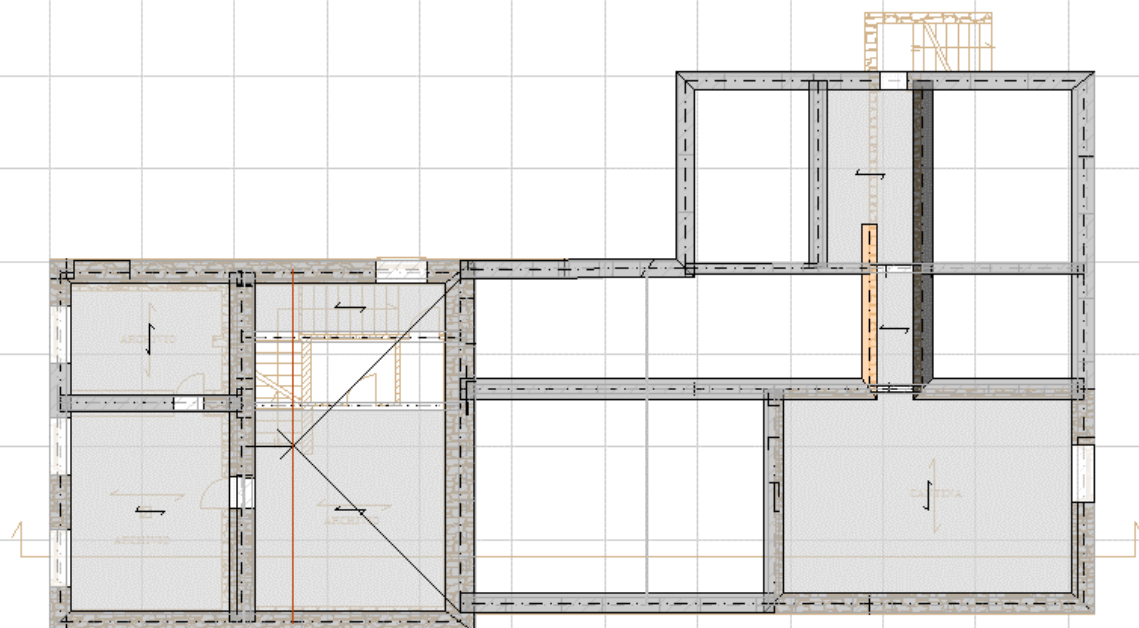


Figure 13:modellazione primo solaio- stato di progetto

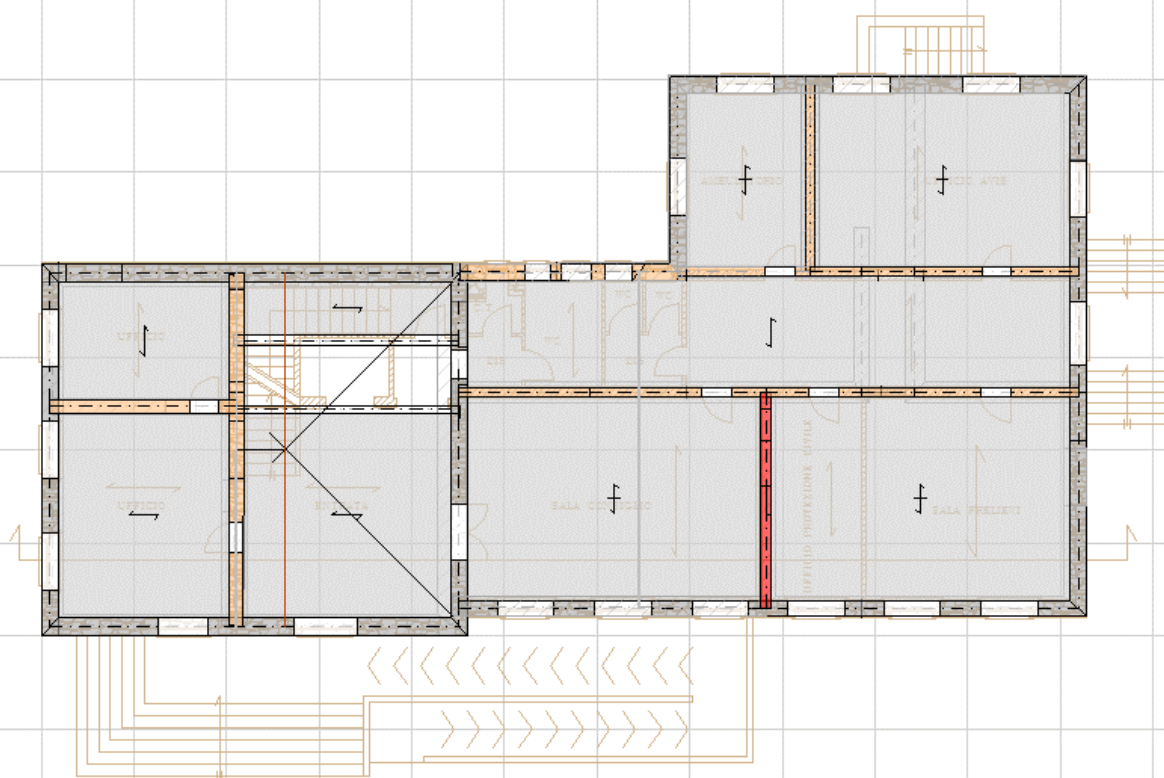


Figure 14: modellazione secondo solaio - stato di progetto



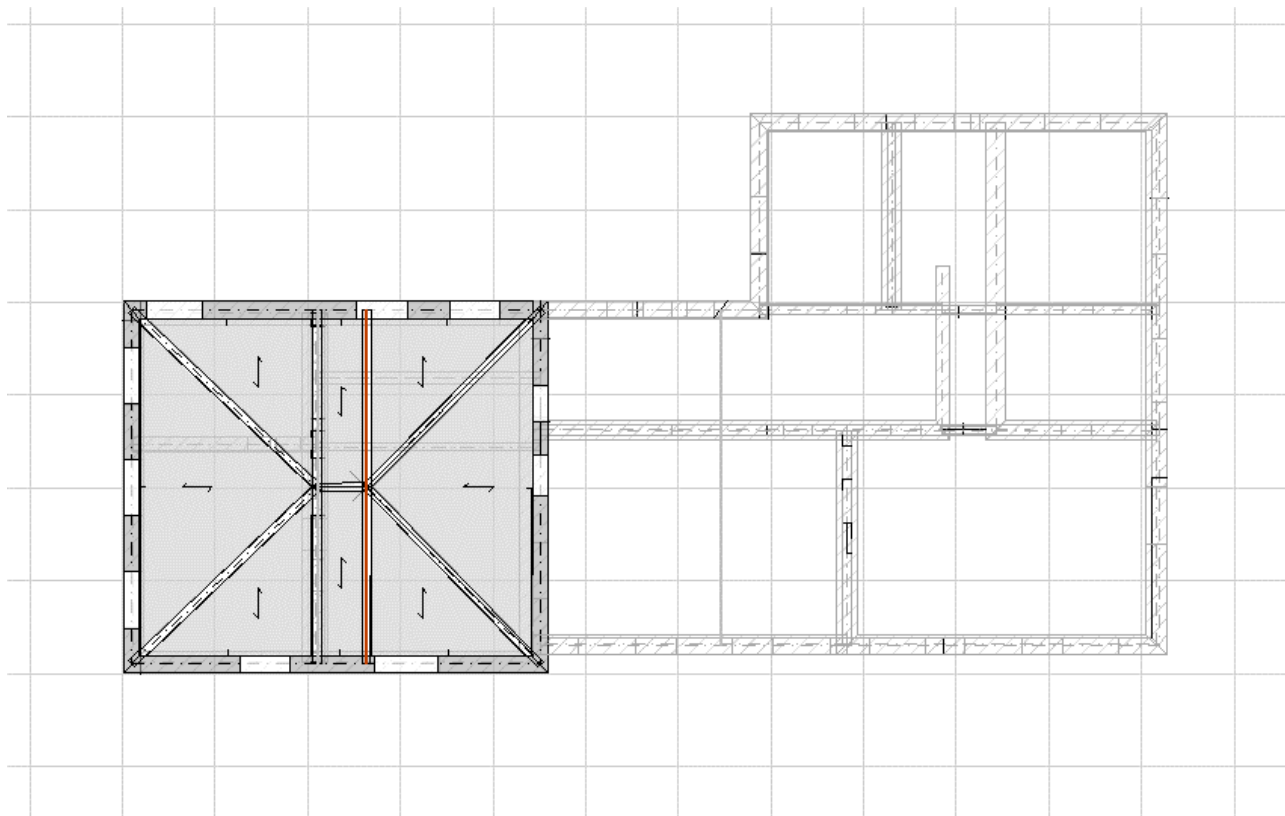


Figure 17: modellazione quinto solaio - stato di progetto

- Maschio
- Striscia
- Sottofinestra
- Colonna
- Trave
- Blocco
- Asta generica

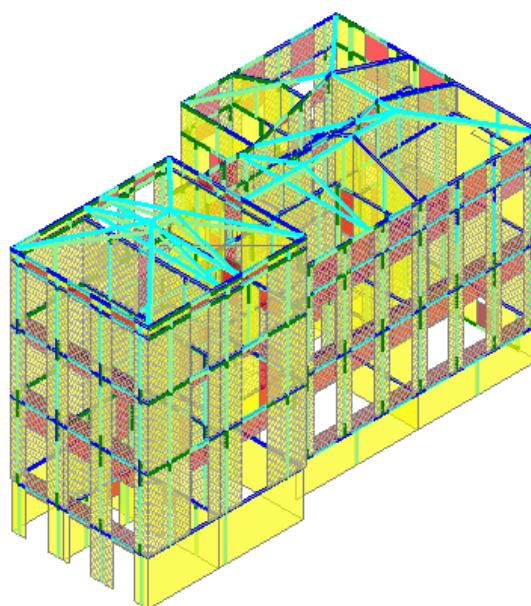
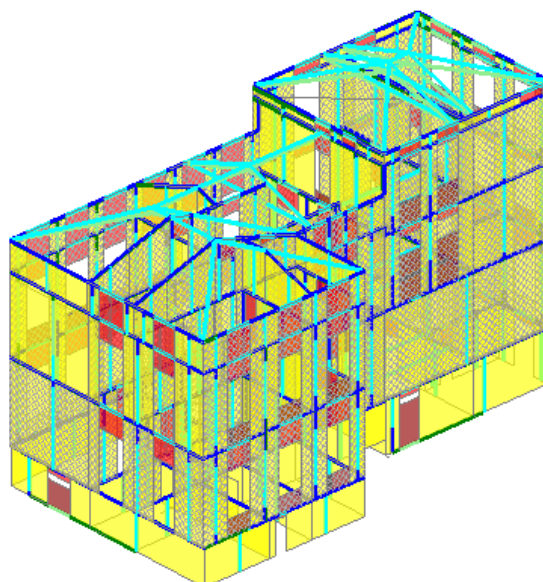


Figure 18: modello strutturale a telaio equivalente tridimensionale



- Maschio
- Striscia
- Sottofinestra
- Colonna
- Trave
- Blocco
- Asta generica



*Figure 19: modello strutturale a telaio equivalente tridimensionale*

### Verifiche Statiche

Si riporta di seguito lo sforzo normale allo stato di progetto sulle murature derivanti dalla condizione di carico che massimizza i carichi permanenti.

#### **Sforzo normale N**

kN(Valore assoluto)

- 0.00 - 177.71
- 177.71 - 355.41
- 355.41 - 533.12
- 533.12 - 710.82
- 710.82 - 888.53
- 888.53 - 1066.24
- 1066.24 - 1243.94
- 1243.94 - 1421.65
- 1421.65 - 1599.35
- 1599.35 - 1777.06

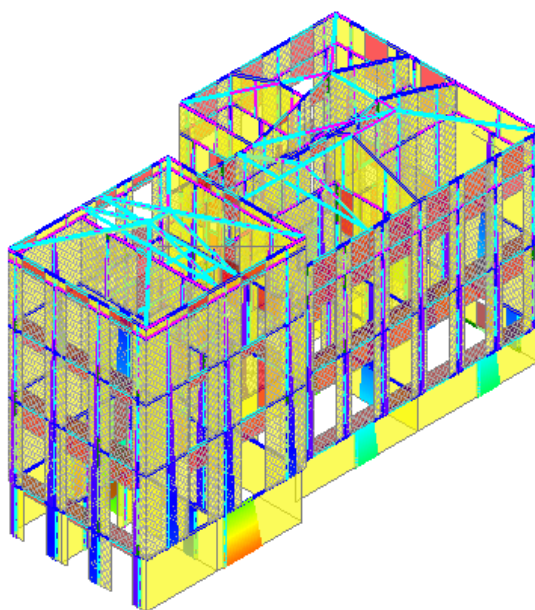


Figure 20: SLU carichi permanenti - sforzo normale

#### **Sforzo normale N**

kN(Valore assoluto)

- 0.00 - 177.71
- 177.71 - 355.41
- 355.41 - 533.12
- 533.12 - 710.82
- 710.82 - 888.53
- 888.53 - 1066.24
- 1066.24 - 1243.94
- 1243.94 - 1421.65
- 1421.65 - 1599.35
- 1599.35 - 1777.06

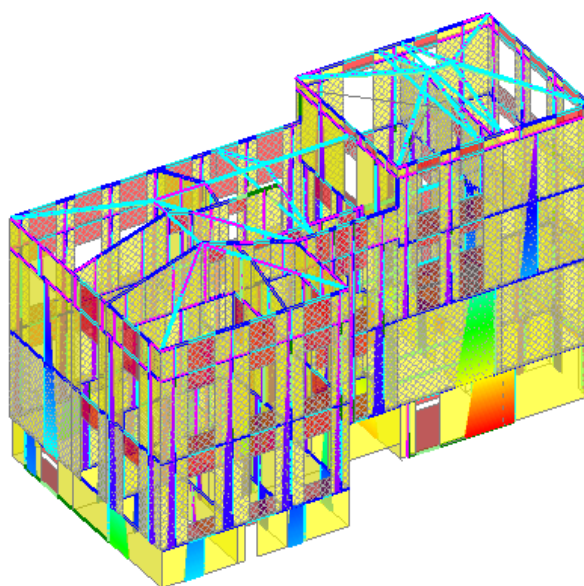


Figure 21: SLU carichi permanenti - sforzo normale



### Taglio Tz

kN(Valore assoluto)

- 0.00 - 141.50
- 141.50 - 283.01
- 283.01 - 424.51
- 424.51 - 566.01
- 566.01 - 707.52
- 707.52 - 849.02
- 849.02 - 990.52
- 990.52 - 1132.02
- 1132.02 - 1273.53
- 1273.53 - 1415.03

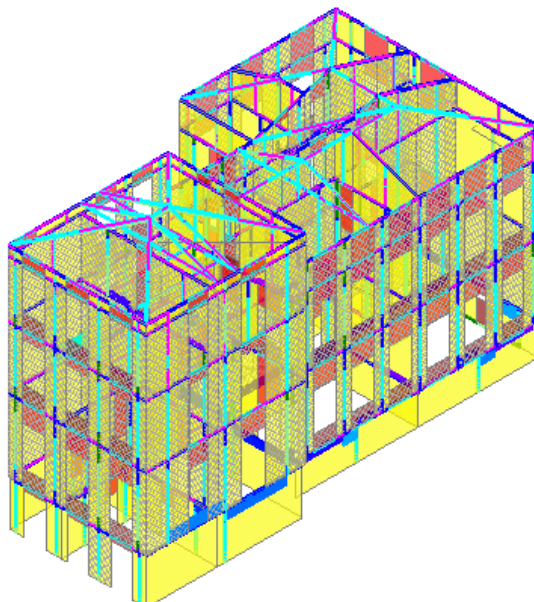


Figure 22: SLU carichi permanenti – Ty

### Momento My

kNm(Valore assoluto)

- 0.00 - 92.31
- 92.31 - 184.63
- 184.63 - 276.94
- 276.94 - 369.26
- 369.26 - 461.57
- 461.57 - 553.88
- 553.88 - 646.20
- 646.20 - 738.51
- 738.51 - 830.83
- 830.83 - 923.14

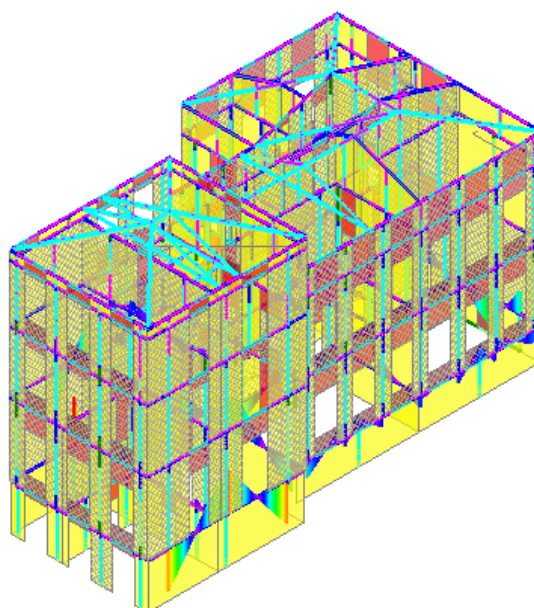


Figure 23: SLU carichi permanenti - My

Si riportano di seguito le sollecitazioni allo stato di progetto sulle murature derivanti dalla condizione di carico che massimizza i carichi di categoria B.

#### Sforzo normale N

kN(Valore assoluto)

- 0.00 - 43.05
- 43.05 - 86.10
- 86.10 - 129.14
- 129.14 - 172.19
- 172.19 - 215.24
- 215.24 - 258.29
- 258.29 - 301.34
- 301.34 - 344.38
- 344.38 - 387.43
- 387.43 - 430.48

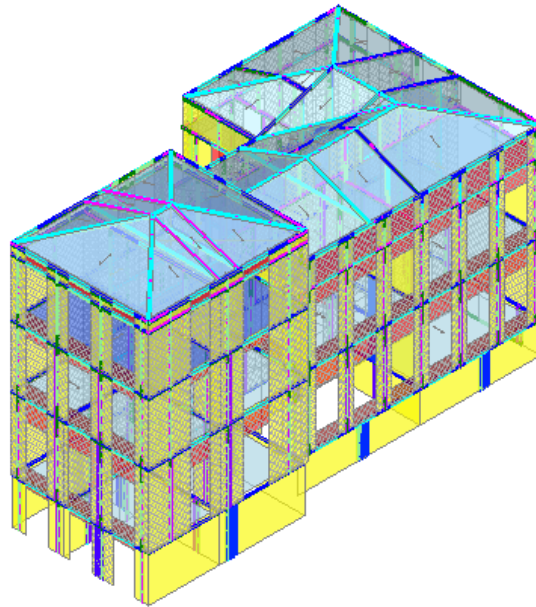


Figure 24: SLU cat B sforzo normale

#### Taglio Tz

kN(Valore assoluto)

- 0.00 - 35.08
- 35.08 - 70.15
- 70.15 - 105.23
- 105.23 - 140.31
- 140.31 - 175.39
- 175.39 - 210.46
- 210.46 - 245.54
- 245.54 - 280.62
- 280.62 - 315.69
- 315.69 - 350.77

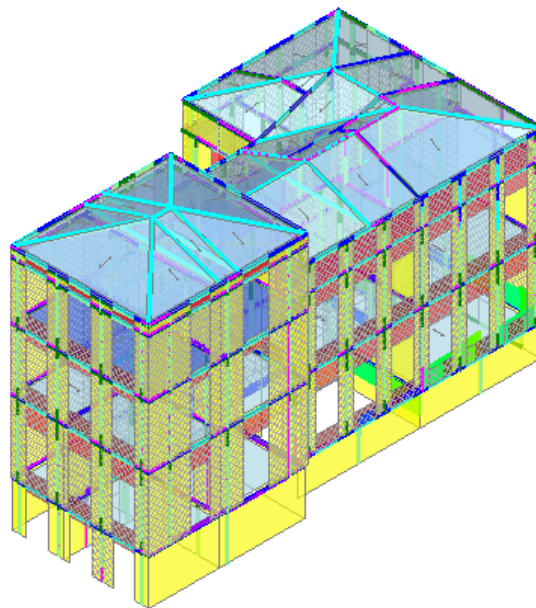


Figure 25: SLU cat B taglio Tz

### Momento My

kNm(Valore assoluto)

- 0.00 - 189.86
- 189.86 - 379.72
- 379.72 - 569.59
- 569.59 - 759.45
- 759.45 - 949.31
- 949.31 - 1139.17
- 1139.17 - 1329.03
- 1329.03 - 1518.90
- 1518.90 - 1708.76
- 1708.76 - 1898.62

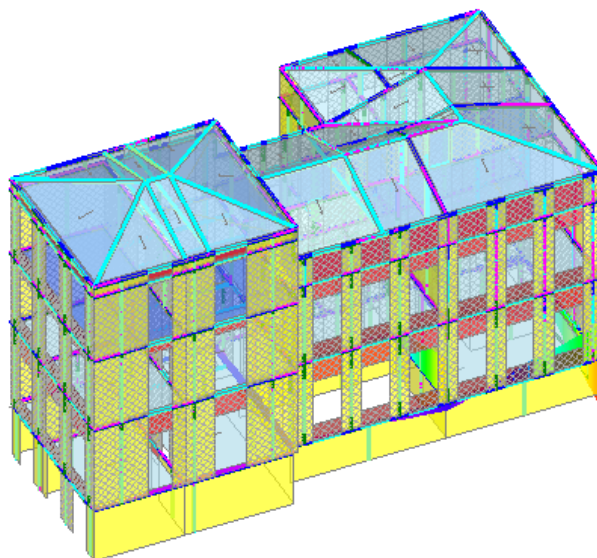


Figure 26: SLU cat.B momento My

Si riportano di seguito le sollecitazioni allo stato di progetto sulle murature derivanti dalla combinazione di carico che massimizza i carichi di Neve.

#### Sforzo normale N

kN(Valore assoluto)

- 0.00 - 9.22
- 9.22 - 18.43
- 18.43 - 27.65
- 27.65 - 36.86
- 36.86 - 46.08
- 46.08 - 55.29
- 55.29 - 64.51
- 64.51 - 73.72
- 73.72 - 82.94
- 82.94 - 92.15

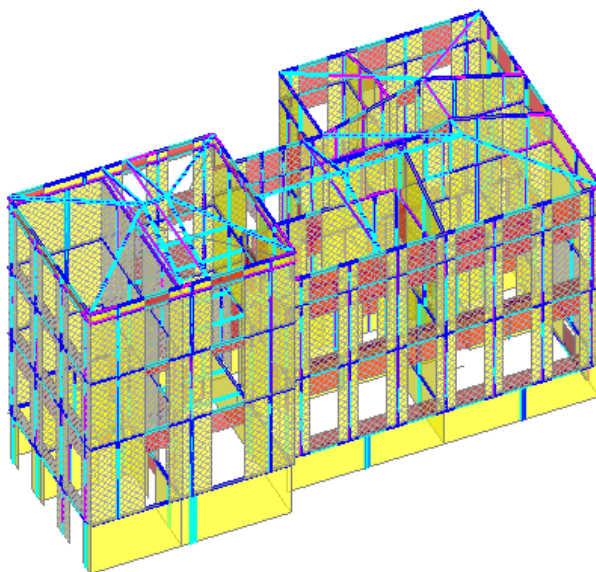


Figure 27: SLU neve sforzo assiale

#### Momento My

kNm(Valore assoluto)

- 0.00 - 31.25
- 31.25 - 62.50
- 62.50 - 93.75
- 93.75 - 125.00
- 125.00 - 156.25
- 156.25 - 187.49
- 187.49 - 218.74
- 218.74 - 249.99
- 249.99 - 281.24
- 281.24 - 312.49

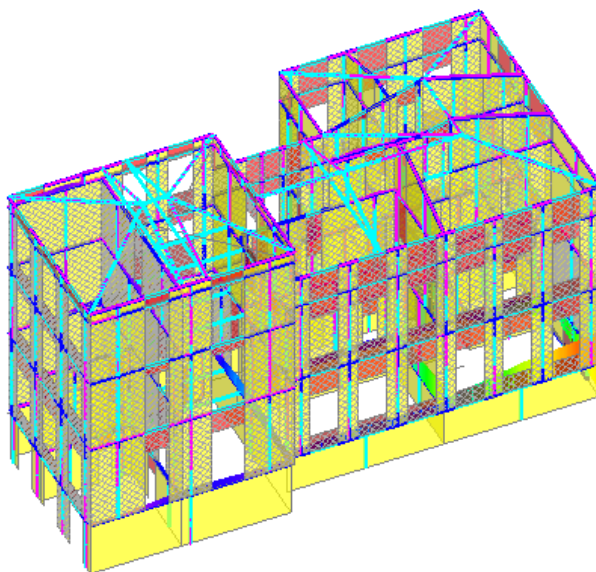


Figure 28: neve momento My



Di seguito si riportano le verifiche riferite allo stato di progetto per quanto concerne gli involuipi statici:

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

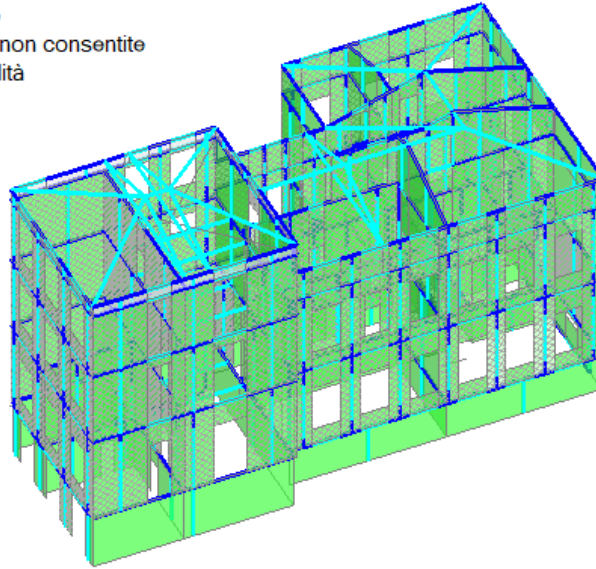


Figure 29: pressoflessione complanare

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

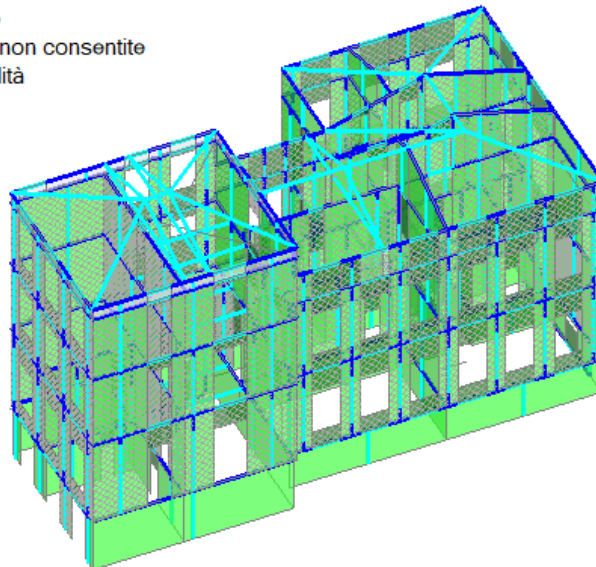


Figure 30: taglio

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

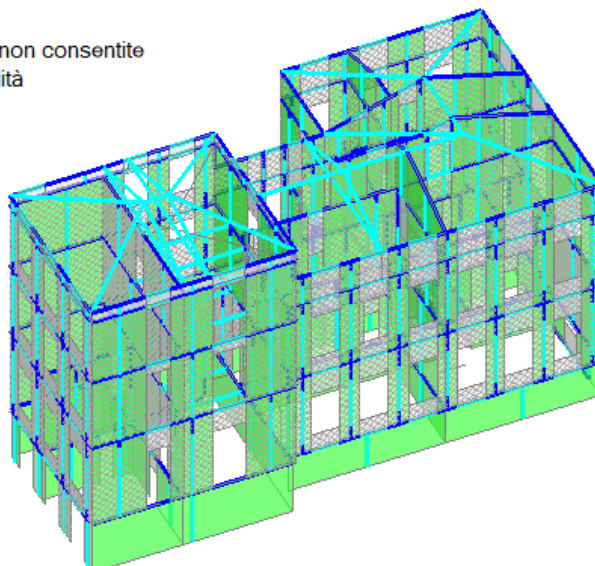


Figure 31: pressoflessione ortogonale

Analisi Statica Lineare, NON Sismica (D.M.17.1.2018)

**Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]**  
**Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura**

Inviluppo CCC

Verifica di Resistenza della Struttura (STR)

Pressofless. complanare [§4.5.6]	1.388	100%
Taglio scorrimento [§4.5.6]	1.507	100%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	0.864	99.4%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	1.407	100%
Pressofless. ortog. [§4.5.6.2]		

Verifica di Resistenza del Terreno (GEO)

Capacità portante del terreno e  
 Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1]

Coefficienti di sicurezza per verifiche da azioni in input:  
 verde: soddisfatte per tutti gli elementi  
 rosso: non soddisfatte per uno o più elementi

Chiudi

Figure 32: riepilogo risultati analisi statica lineare

Si precisa che le verifiche a taglio si considerano soddisfatte in quanto risultano non verificate per valori risibili peraltro limitate a una sola fascia di finestra.

## Verifiche Push - Over

Si riportano di seguito le impostazioni per l'analisi push – over:

☒ Parametri di Calcolo

OKAnnullaReimpostaImporta

GeneraleSismicaModaleMuraturaValutazioneVerifichePushover (1)Pushover (2)Muratura armataCalcestruzzo armatoInterventi

Distribuzioni di forze

Gruppo 1: distribuzioni principali

☒ (A) Lineare: proporzionale alle forze statiche  
☐ (B) Unimodale: forze corrispondenti al primo modo di vibrare  
☐ (C) Dinamica: corrispondente alle forze in analisi dinamica lineare

Gruppo 2: distribuzioni secondarie

☐ (D) Multimodale: corrispondente ad una forma modale equivalente  
☒ (E) Uniforme: forze proporzionali alle masse  
☐ (F) Unimodale adattiva  
☐ (G) Dinamica adattiva  
☐ (H) Multimodale adattiva

[§7.3.4.2]

Nelle distribuzioni Dinamiche (C, G) considerare le forze da: ☐ spettro elastico ☒ spettro di progetto

Fattore di partecipazione modale

☒  $\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi}$  ☐  $\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$  ☒  $\Gamma = 1.00$  nella distribuzione di forze Uniforme (E)

[§C7.3.4.2]

Incremento di taglio. Direzione di analisi

Incremento di taglio (kN)

Direzione e verso di analisi

☒ + X' ☒ + Y' ☒ - X' ☒ - Y'

Eccentricità accidentale

☐ Curve senza momento torcente aggiuntivo  
☒ Curve con momento torcente aggiuntivo

Analisi bidirezionale

☐ Curve senza combinazione direzionale  
☒ Curve con combinazione direzionale

Sisma verticale

☒ Curve senza componente verticale  
☐ Curve con componente verticale

Punto di controllo

☒ Baricentro del piano  (n° piani = 5)  
☐ Baricentro del piano con spostamento maggiore nel modo di vibrare principale nella direzione di analisi  
☐ Nodi

Comportamento degli elementi strutturali

Maschi murari

☐ Non eseguire verifiche a sforzo normale di trazione  
☒ Ignorare caduta di taglio per crisi a pressoflessione ortogonale

Deformazione angolare limite:  
☒ Controllo drift ultimo ☐ con fattore snellezza ( $H_0 / D$ )  
☐ Controllo duttilità (multiplo della deformazione al limite elastico)

Fasce di piano (strisce, sottofinestra)

☒ Comportamento bilineare  
☐ Comportamento multilineare

Fondazioni

☒ Ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover

Modalità di calcolo

Spostamento ultimo a SLU

Spostamento corrispondente ad un taglio alla base residuo pari a  %  
☐ rispetto al massimo relativo  
☐ rispetto al massimo assoluto  
☒ rispetto al massimo assoluto, considerando l'ultima configurazione equilibrata

Sistema bilineare equivalente

Tratto elastico passante per il punto con taglio pari a   $T_{max}$   

Tratto plastico della curva di capacità

☒ calcolato analiticamente  
☐ stimato sullo spostamento residuo di una parete  
☐ stimato sullo spostamento residuo dei vari piani

Altro

☒ Limitare la capacità di spostamento della struttura in funzione degli stati limite dei singoli elementi

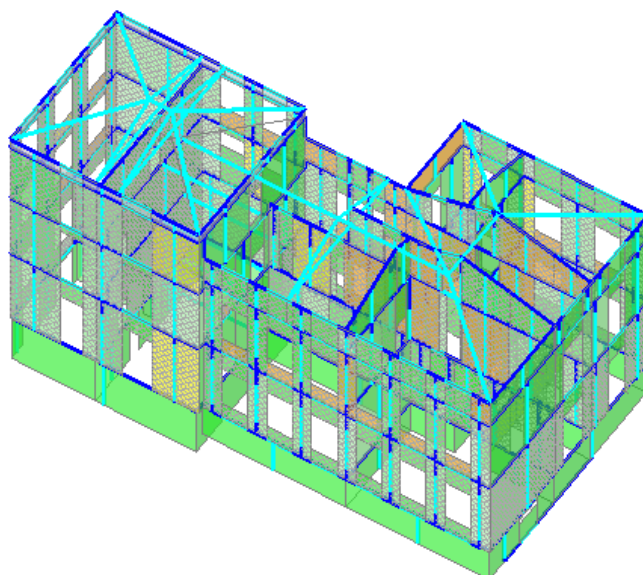


Figure 33: Staitca+Push-Over pressoflessione, prime plasticizzazioni

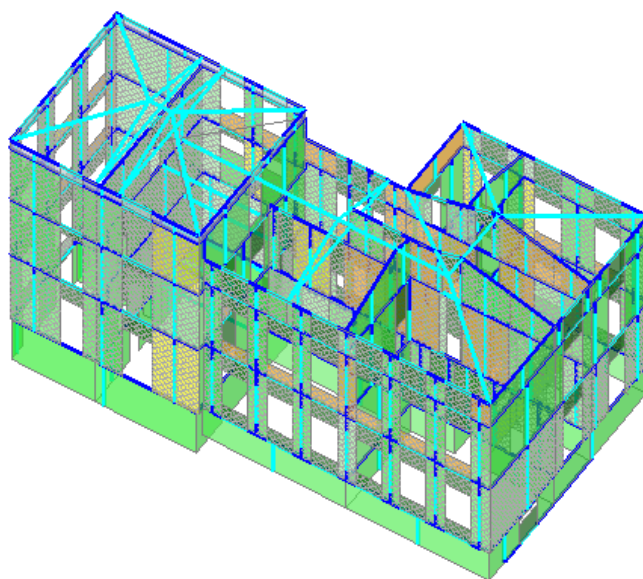


Figure 34: Statica + Push-Over taglio, prime plasticizzazioni



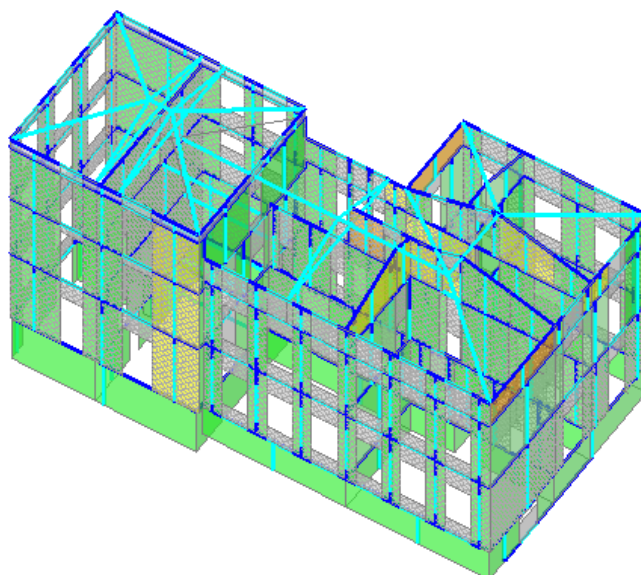


Figure 35: Statica+Push Over pressoflessione ortogonale, prime plasticizzazioni.

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\zeta, PGA(SLV)$	$\zeta, TR(SLV)$	VN,CLV	$\zeta, PGA(SLD)$	$\zeta, TR(SLD)$	$\zeta, PGA(SLO)$	$\zeta, TR(SLO)$
1	○	□	A	+X'	+0.3Y'	+		L4	1.021	1.093	55	1.184	1.554	1.015	1.033
2	●	☑	A	+X'	+0.3Y'	-		L4	<b>1.000</b>	1.000	50	1.196	1.594	1.030	1.050
3	○	□	A	+X'	-0.3Y'	+		L4	1.211	2.451	123	1.141	1.406	0.985	0.967
4	○	□	A	+X'	-0.3Y'	-		L4	1.103	1.560	78	1.141	1.406	0.985	0.967
5	○	□	A	+Y'	+0.3X'	+		L4	1.103	1.560	78	<b>1.080</b>	1.198	<b>0.917</b>	0.817
6	○	□	A	+Y'	+0.3X'	-		L4	1.106	1.573	79	1.104	1.297	0.939	0.883
7	○	□	A	+Y'	-0.3X'	+		L4	1.103	1.560	78	1.104	1.297	0.955	0.917
8	○	□	A	+Y'	-0.3X'	-		L4	1.100	1.549	77	<b>1.080</b>	1.228	0.939	0.850
9	○	□	A	-X'	+0.3Y'	+		L4	1.012	1.037	52	1.184	1.554	1.015	1.033
10	○	□	A	-X'	+0.3Y'	-		L4	1.056	1.274	64	1.264	1.792	1.068	1.183
11	○	□	A	-X'	-0.3Y'	+		L4	1.223	2.608	130	1.160	1.475	1.000	1.000
12	○	□	A	-X'	-0.3Y'	-		L4	1.223	2.608	130	1.196	1.594	1.030	1.067
13	○	□	A	-Y'	+0.3X'	+		L4	1.167	2.048	102	1.117	1.337	0.970	0.917
14	○	□	A	-Y'	+0.3X'	-		L4	1.223	2.608	130	1.129	1.347	0.985	0.950
15	○	□	A	-Y'	-0.3X'	+		L4	1.223	2.608	130	1.141	1.406	0.985	0.967
16	○	□	A	-Y'	-0.3X'	-		L4	1.141	1.838	92	<b>1.080</b>	1.228	0.939	0.850
17	○	□	E	+X'	+0.3Y'	+		L4	1.223	2.608	130	1.380	2.267	1.152	1.433
18	○	□	E	+X'	+0.3Y'	-		L4	1.223	2.608	130	1.344	2.109	1.129	1.350
19	○	□	E	+X'	-0.3Y'	+		L4	1.223	2.608	130	1.344	2.158	1.152	1.383
20	○	□	E	+X'	-0.3Y'	-		L4	1.223	2.608	130	1.313	2.010	1.114	1.300
21	○	□	E	+Y'	+0.3X'	+		L4	1.132	1.781	89	1.141	1.406	0.985	0.967
22	○	□	E	+Y'	+0.3X'	-		L4	1.170	2.097	105	1.184	1.554	1.015	1.033
23	○	□	E	+Y'	-0.3X'	+		L4	1.138	1.808	90	1.184	1.515	1.015	1.033
24	○	□	E	+Y'	-0.3X'	-		L4	1.111	1.624	81	1.221	1.634	1.030	1.067
25	○	□	E	-X'	+0.3Y'	+		L4	1.223	2.608	130	1.319	2.059	1.129	1.350
26	○	□	E	-X'	+0.3Y'	-		L4	1.220	2.555	128	1.380	2.317	1.167	1.467
27	○	□	E	-X'	-0.3Y'	+		L4	1.155	1.978	99	1.288	1.921	1.098	1.267
28	○	□	E	-X'	-0.3Y'	-		L4	1.223	2.608	130	1.288	1.921	1.098	1.217
29	○	□	E	-Y'	+0.3X'	+		L4	1.223	2.608	130	1.239	1.713	1.068	1.150
30	○	□	E	-Y'	+0.3X'	-		L4	1.223	2.608	130	1.233	1.673	1.038	1.100
31	○	□	E	-Y'	-0.3X'	+		L4	1.223	2.608	130	1.239	1.752	1.068	1.150
32	○	□	E	-Y'	-0.3X'	-		L4	1.223	2.608	130	1.221	1.634	1.030	1.067

Si riporta di seguito la curva peggiore che determina l'alfa sismico globale:

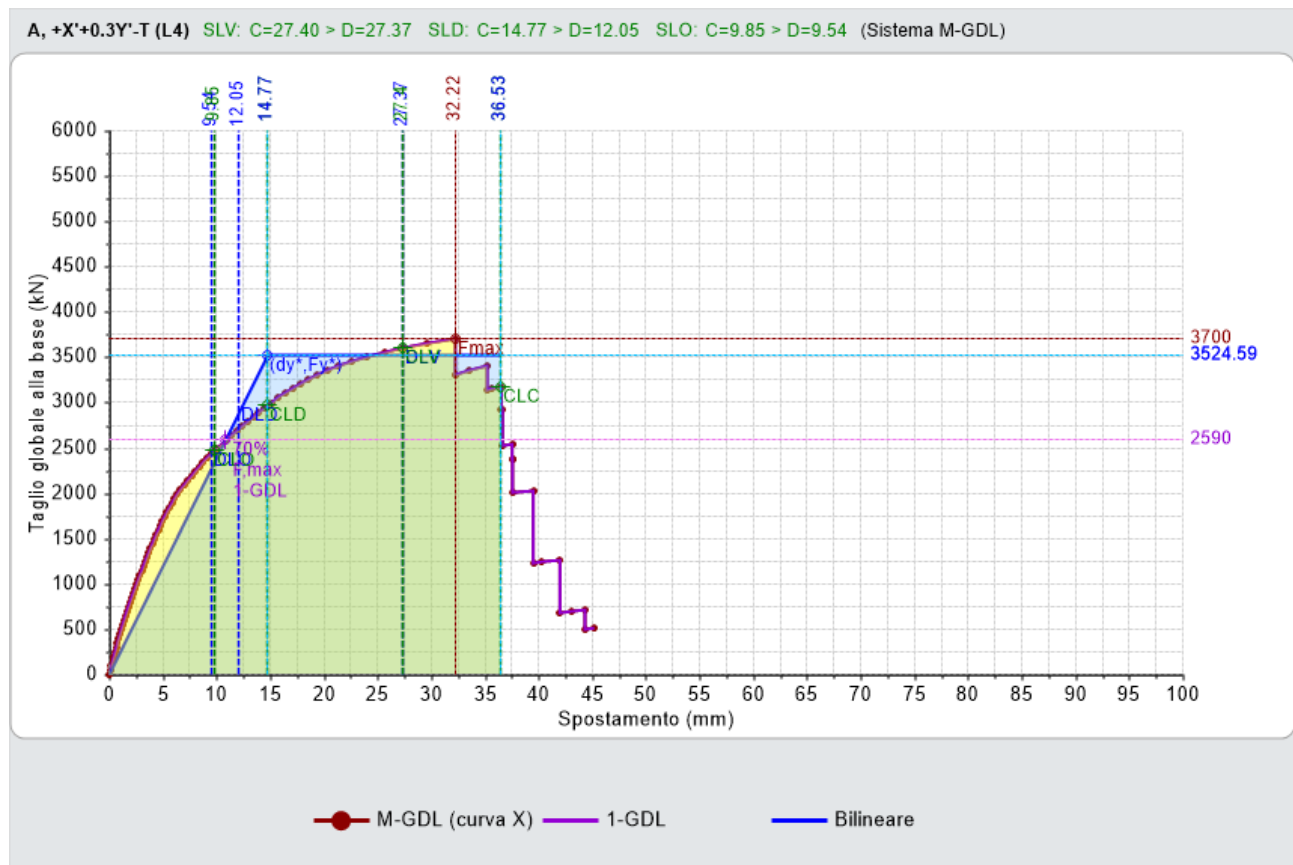


Figure 36: curva peggiore

### Verifiche Cinematiche

Si omette la verifica dei cinematici in quanto grazie agli interventi di consolidamento dei paramenti murari e dei solai si ritiene che essi risultino non possibili.

## Deformate

- Maschio
- Striscia
- Sottofinestra
- Colonna
- Trave
- Blocco
- Asta generica

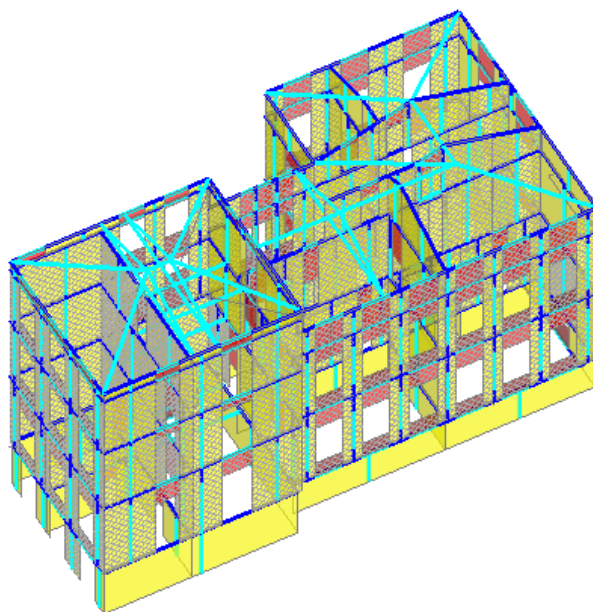


Figure 37: configurazione indeformata

- Maschio
- Striscia
- Sottofinestra
- Colonna
- Trave
- Blocco
- Asta generica

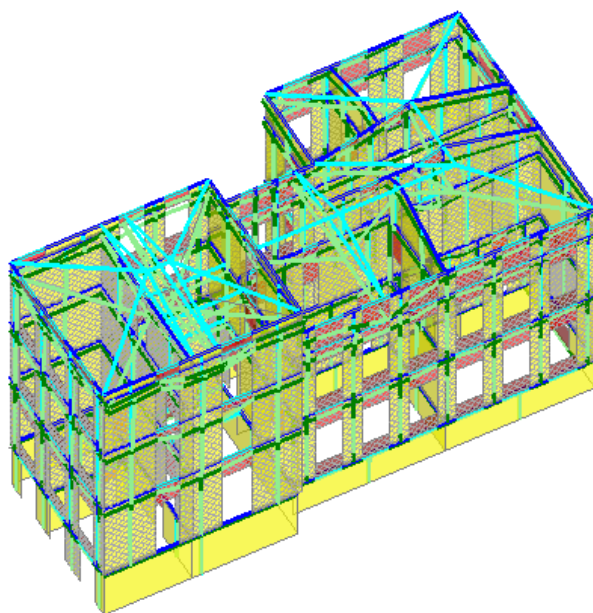


Figure 38: deformata per azioni statiche

- Maschio
- Striscia
- Sottofinestra
- Colonna
- Trave
- Blocco
- Asta generica

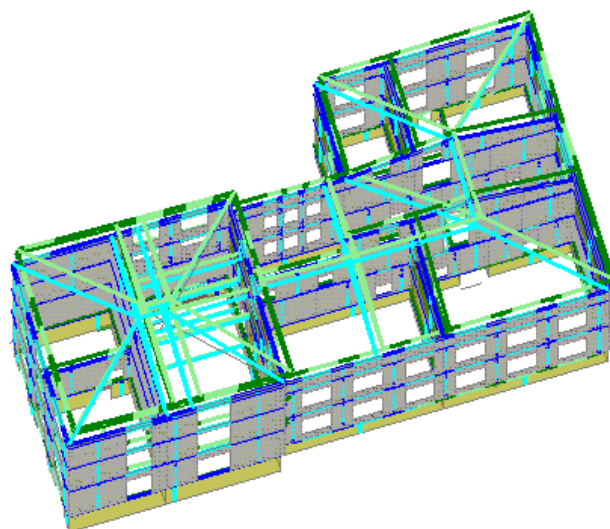


Figure 39: deformata statica e sisma +

- Maschio
- Striscia
- Sottofinestra
- Colonna
- Trave
- Blocco
- Asta generica

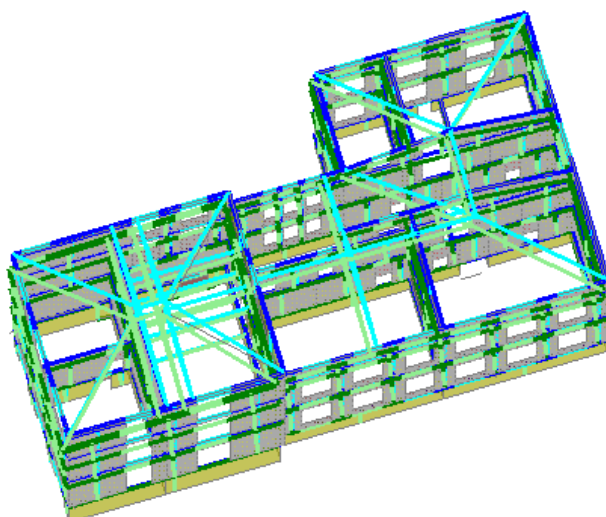


Figure 40: deformata statica e sisma -

## 4 VERIFICHE LOCALI

### b) VERIFICHE CORPO PRINCIPALE

Si procede di seguito a illustrare le verifiche degli elementi strutturali; si precisa che l'azione sismica è stata presa in conto mediante analisi statica lineare, in cui come dato di input si è utilizzato lo spettro da risposta sismica locale ridotto del fattore “q” dedotto da analisi push-over realizzata sul fabbricato.

Si omette la verifica dei travetti in quanto già riportata nel progetto definitivo.

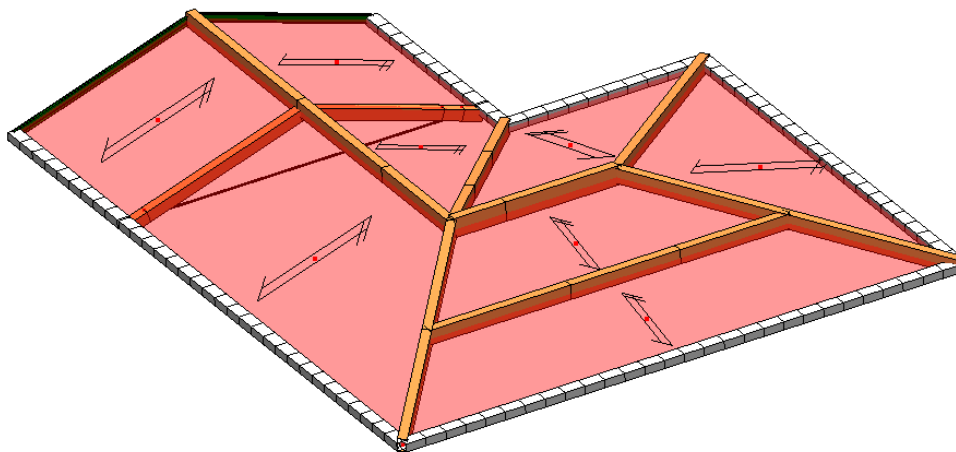


Figure 41: vista del modello

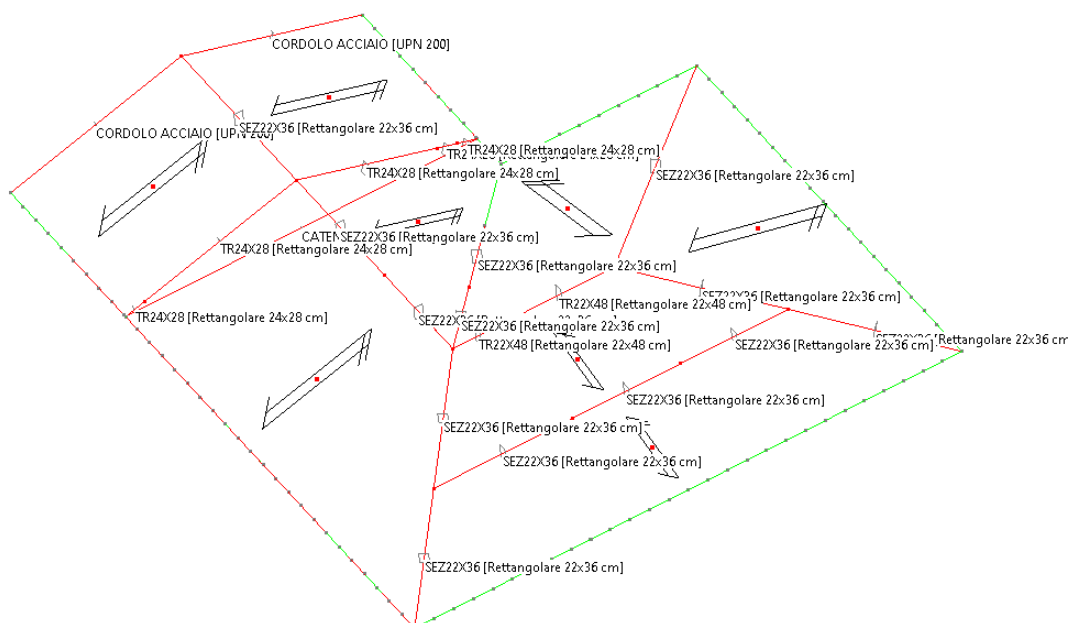


Figure 42: nomenclatura delle sezioni

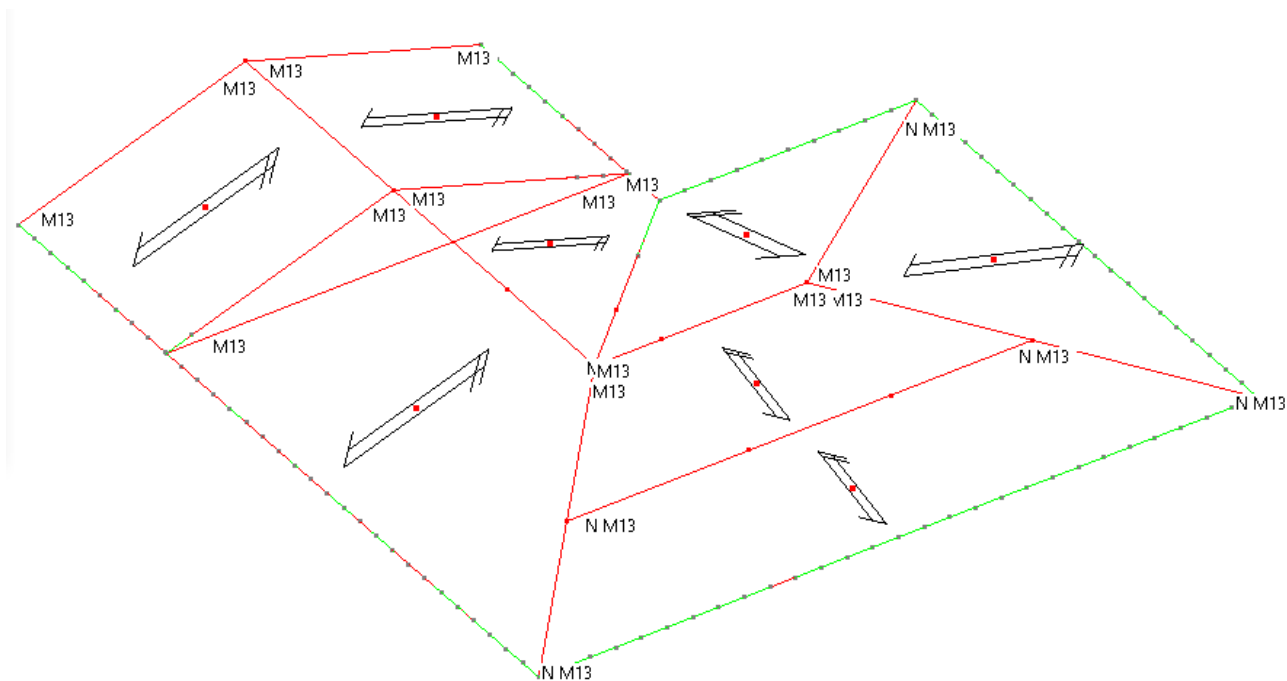


Figure 43: svincolamenti

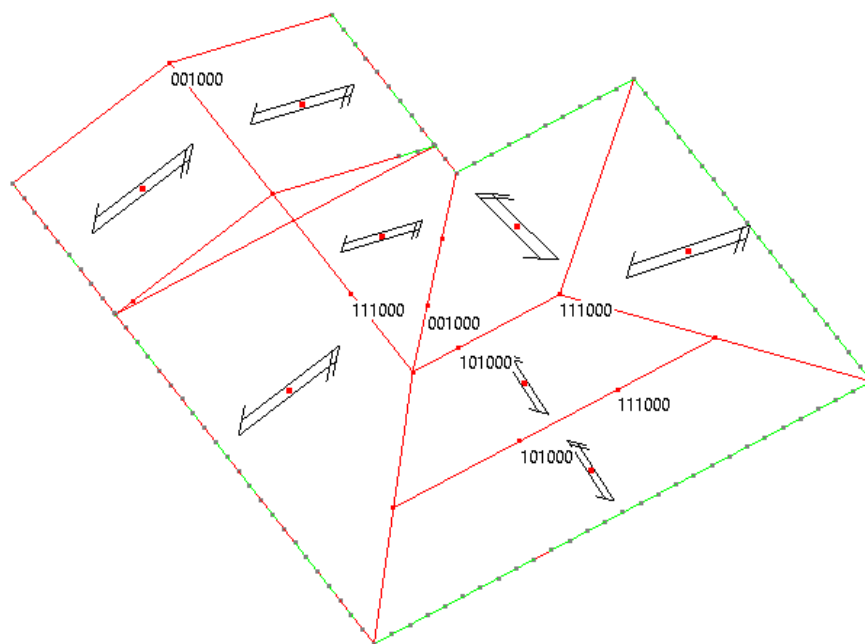
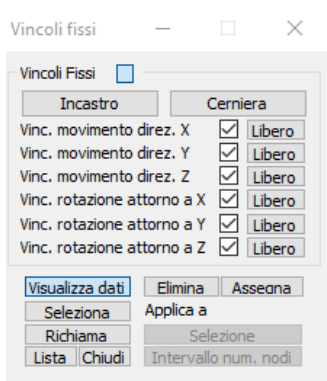


Figure 44: vincoli esterni

Per quanto riguarda il cordolo si è provveduto ad inserire un vincolo alla traslazione verticale in ogni nodo mentre in corrispondenza degli angoli si è inserito anche un vincolo alla traslazione orizzontale.

Si riportano di seguito le sollecitazioni sugli elementi strutturali principali:

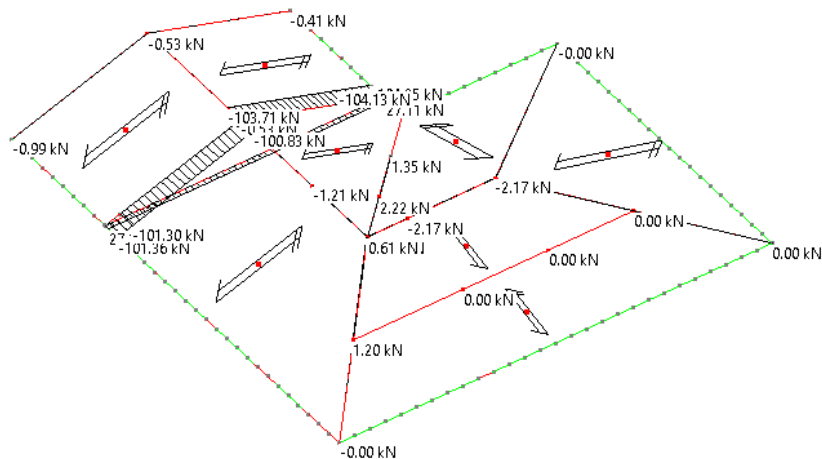
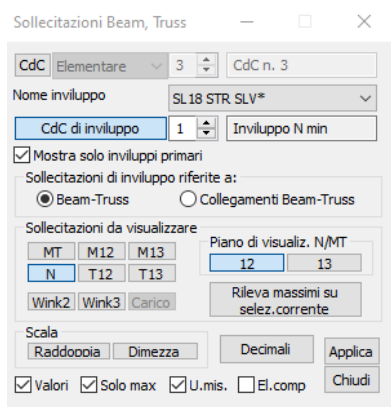


Figure 45: SLV – Nmin

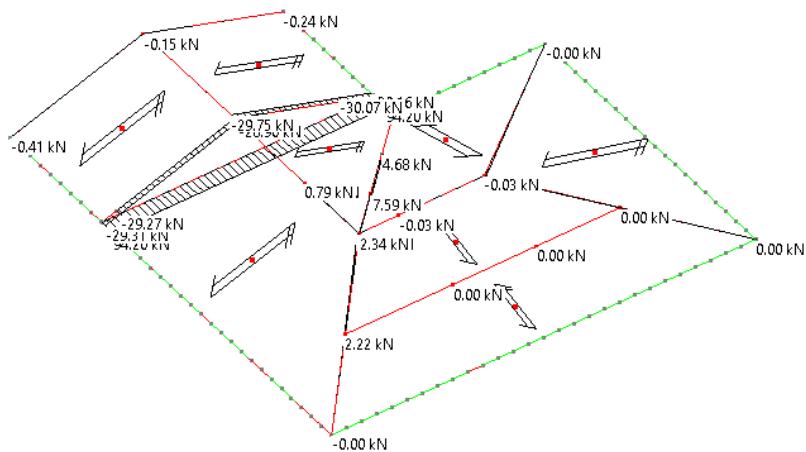
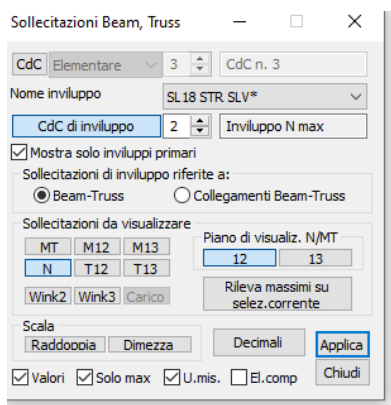


Figure 46: SLV – Nmax



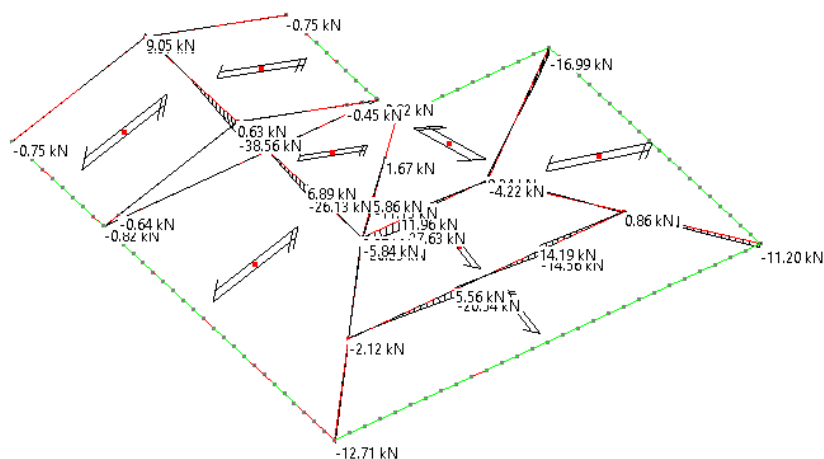
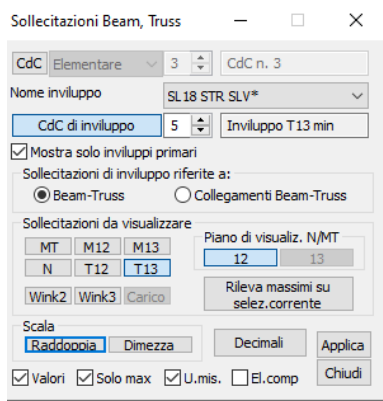


Figure 47: SLV - T13min

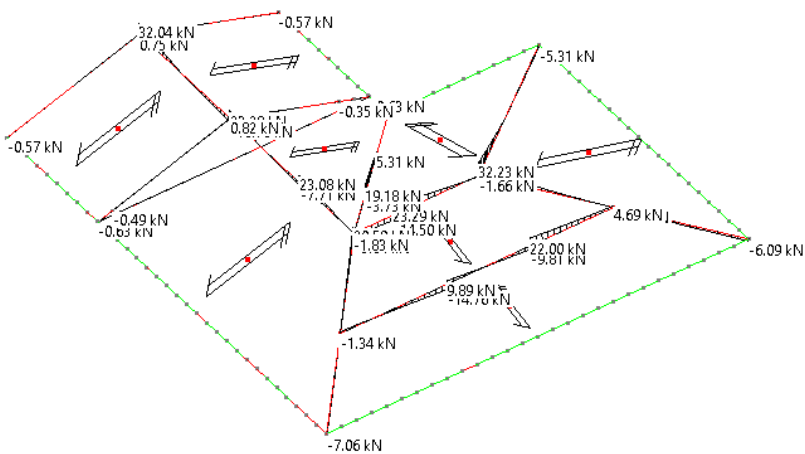
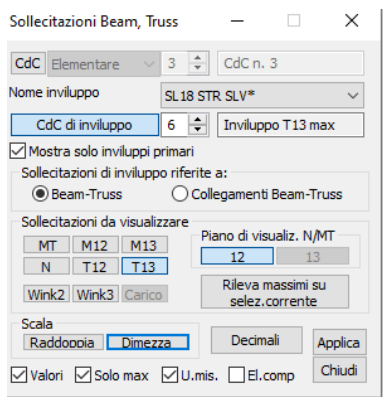


Figure 48: SLV - T13max



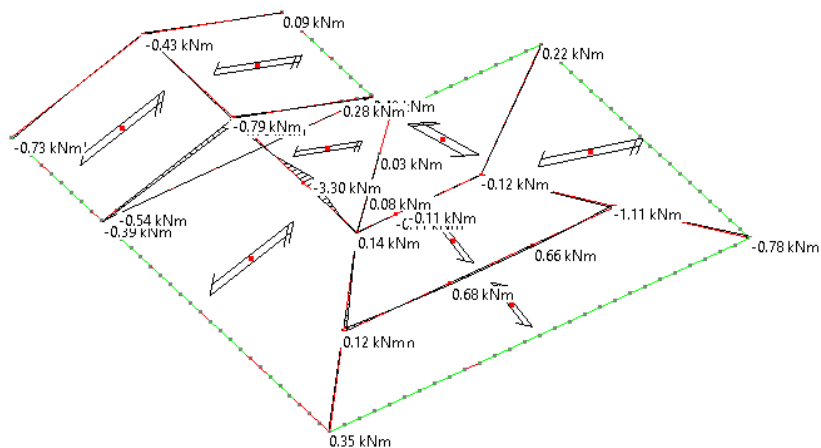
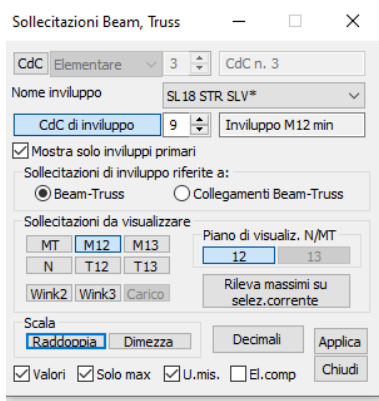


Figure 49: SLV - M12 min

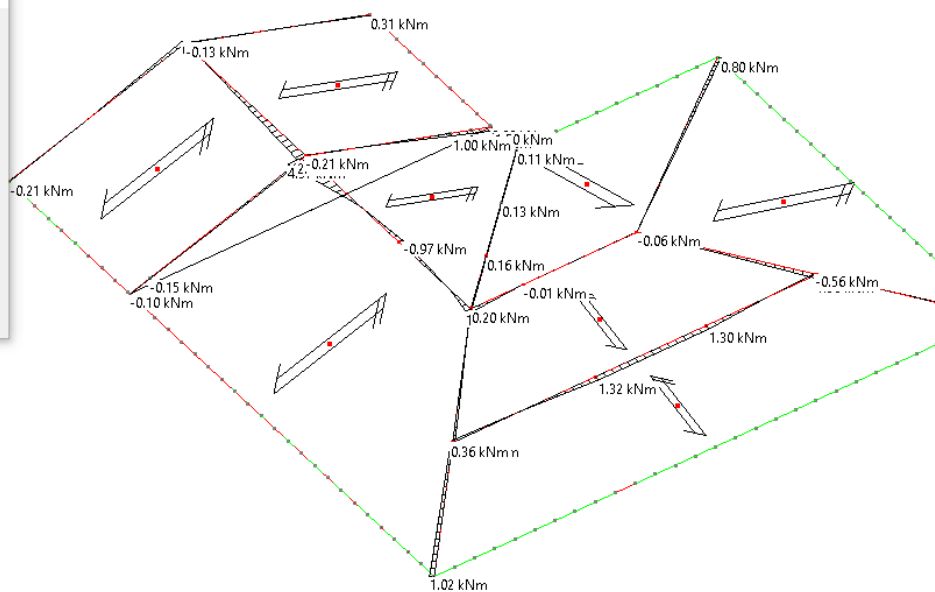
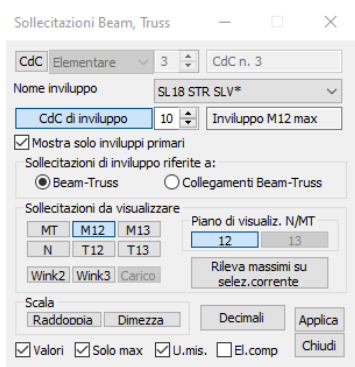


Figure 50: SLV - M12 max



Figure 51: SLV - M13min



Figure 52: SLV - M13max

Seguono i valori delle reazioni vincolari più significative:

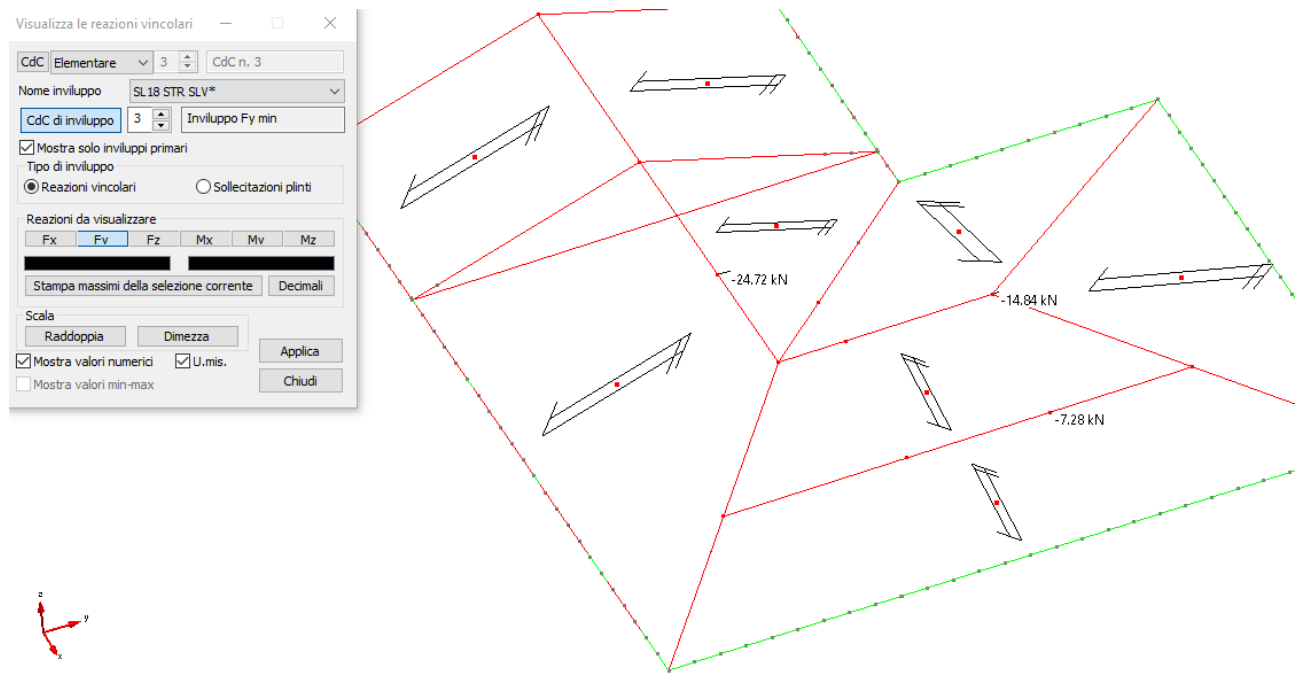


Figure 53: Fy min

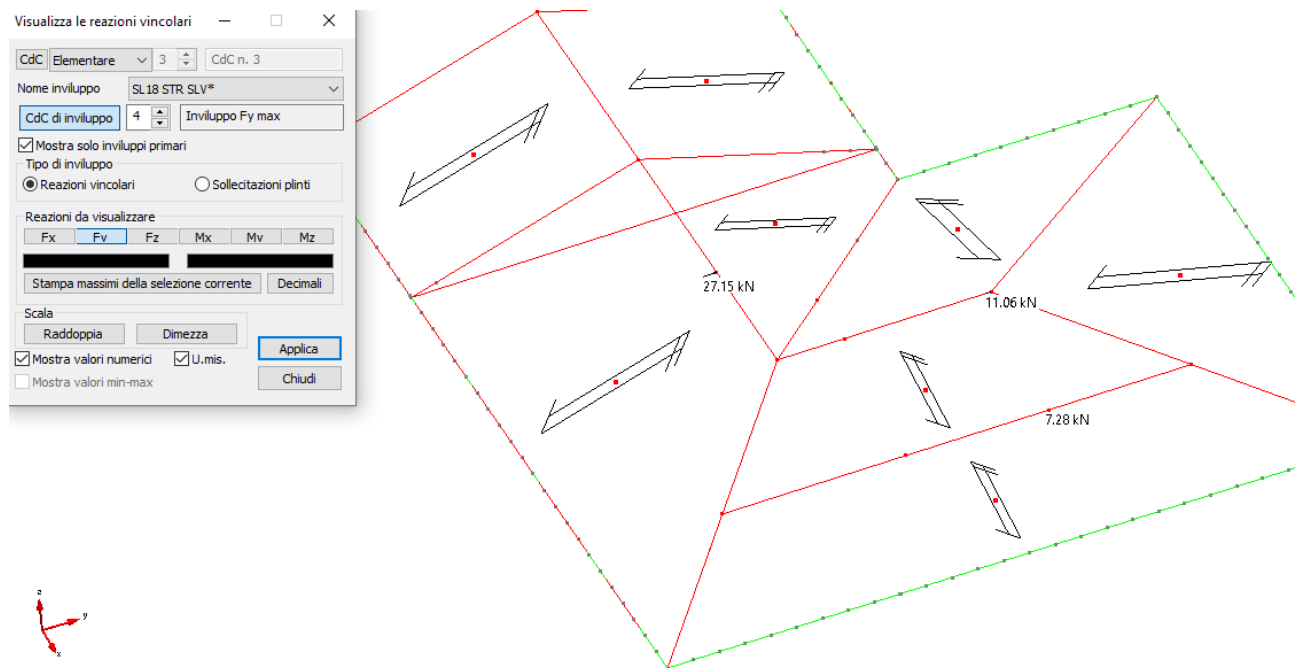


Figure 54: Fy max

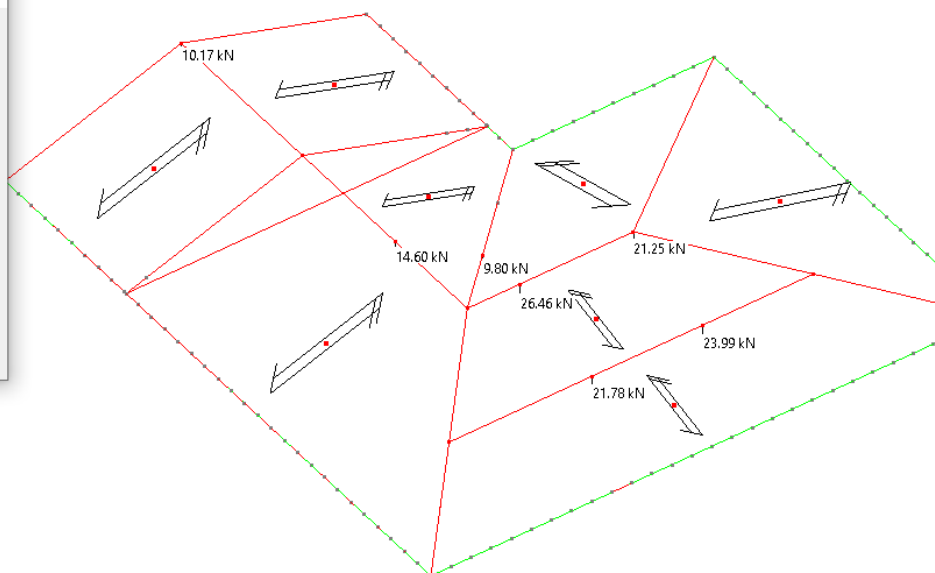
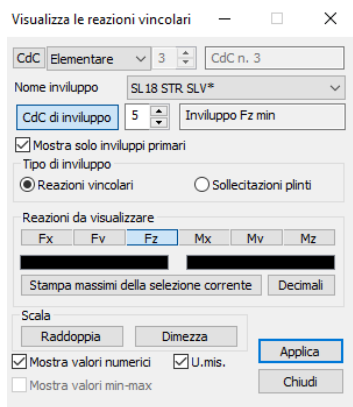


Figure 55: Fz min

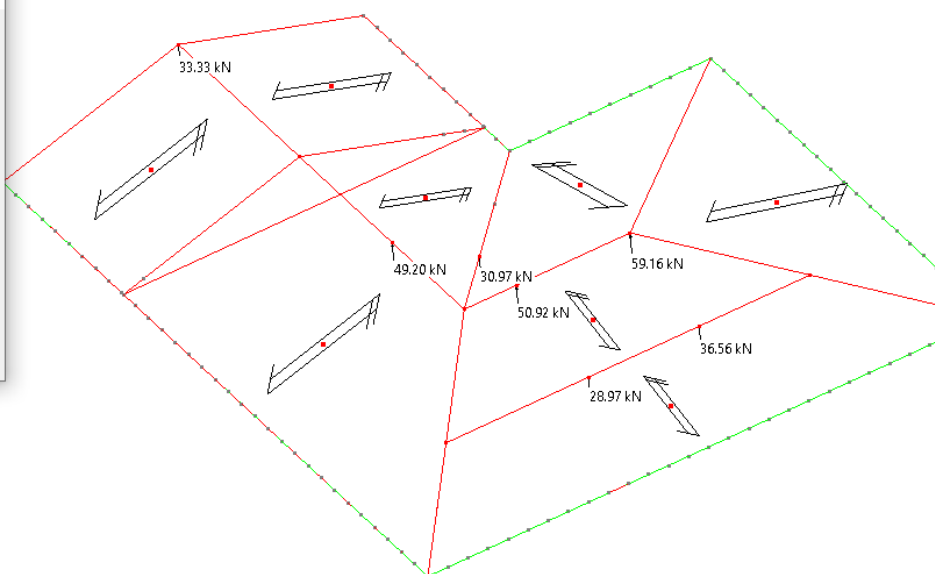
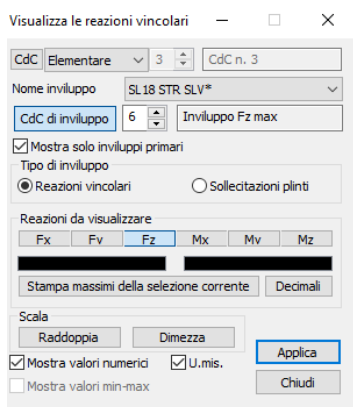


Figure 56: Fz max

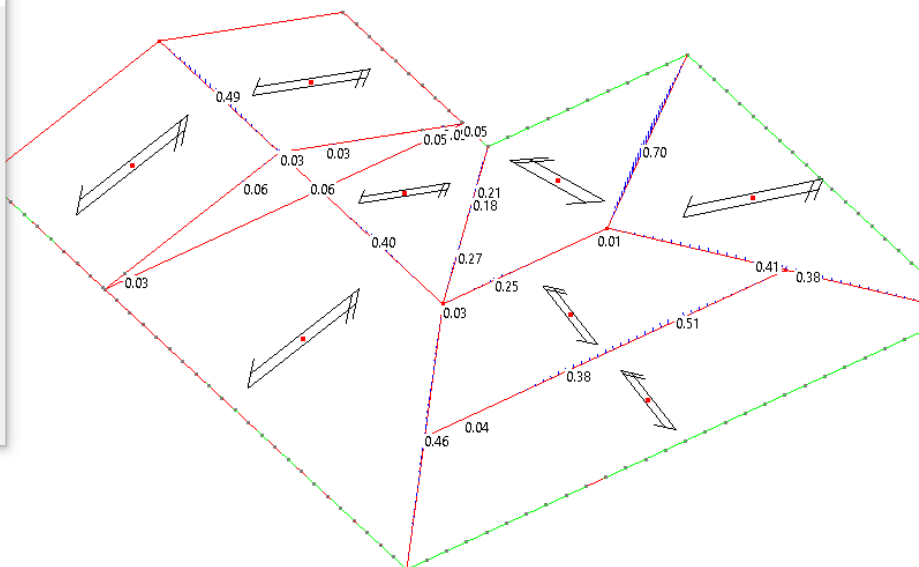
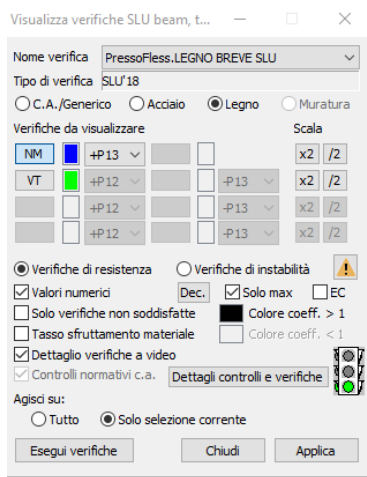


Figure 57:SLV - verifiche sul legno a breve termine

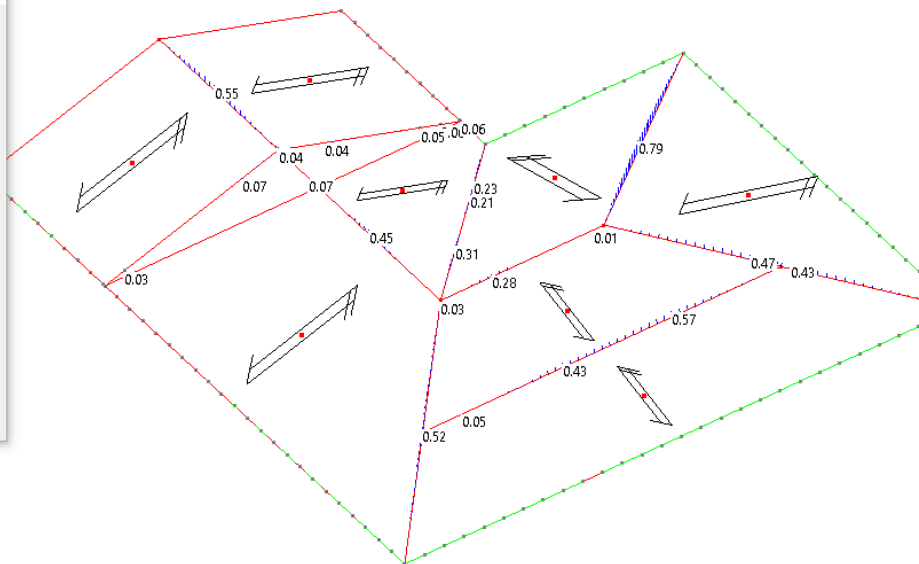
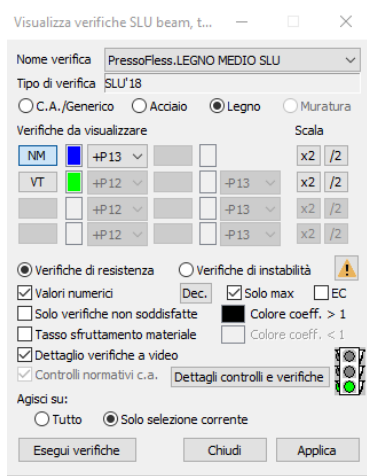


Figure 58: SLV - verifiche sul legno a medio termine

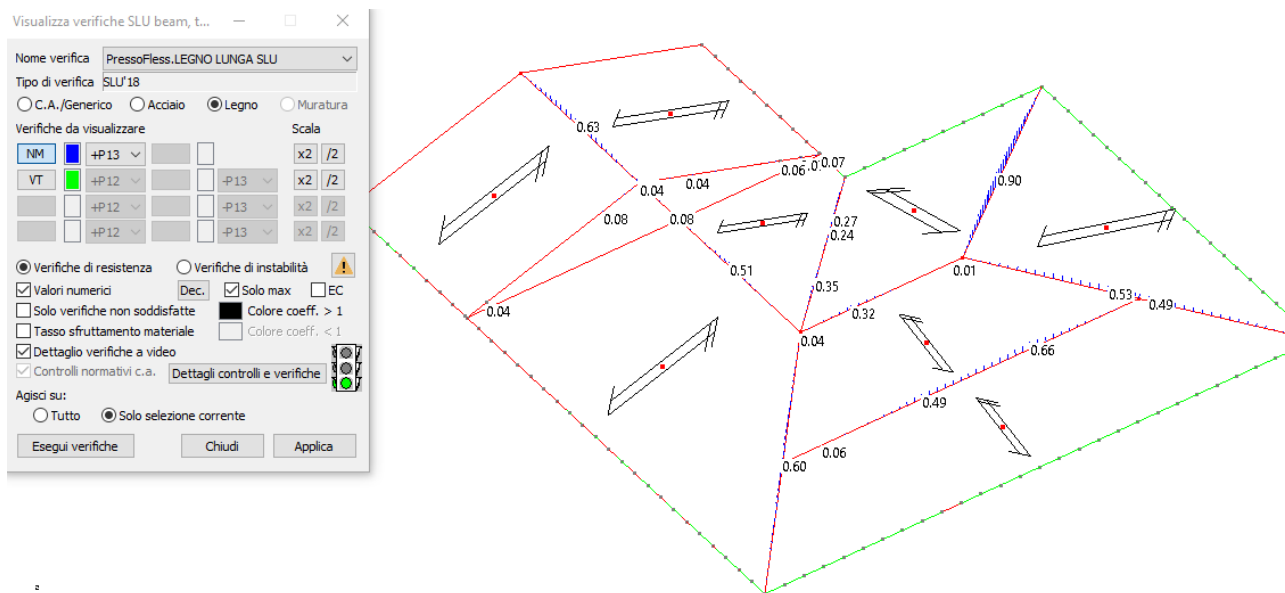


Figure 59: SLV - verifica a lungo termine

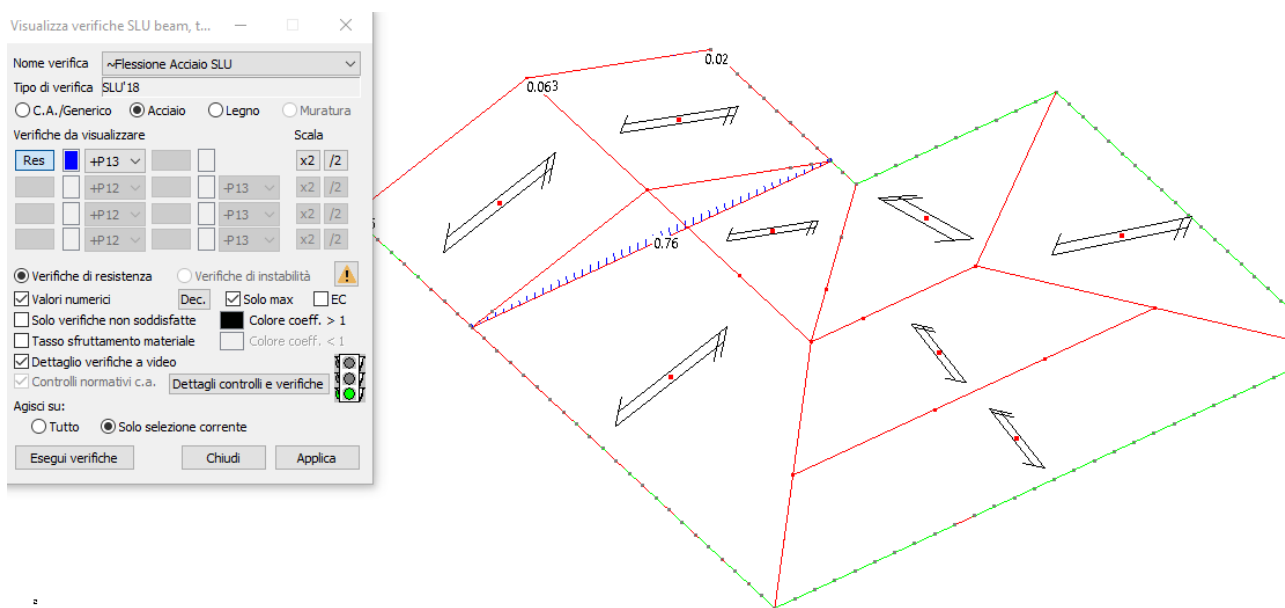
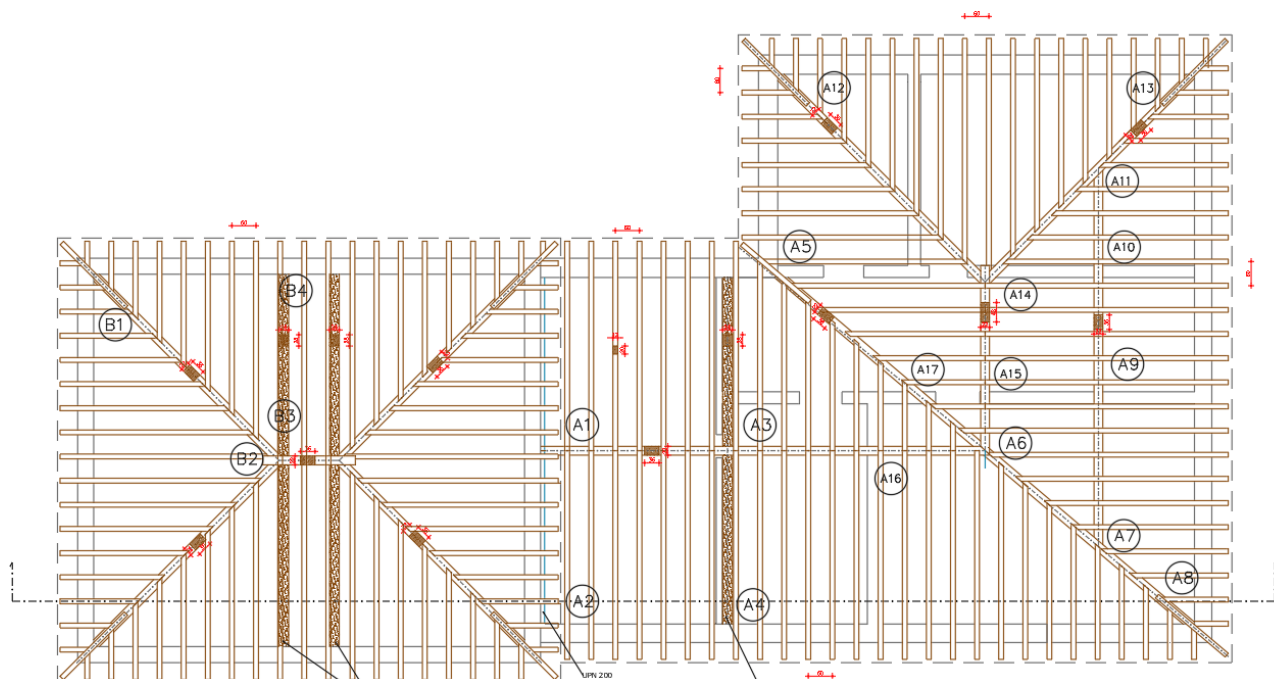


Figure 60:SLV - verifiche sull'acciaio

### c) VERIFICA DELLE GIUNZIONI

Si riporta di seguito lo schema della denominazione delle giunzioni:



#### GIUNZIONE DEI TRAVETTI

I travetti di copertura saranno appoggiati in semplice appoggio lato cordolo mediante posa in opera di piastrine in acciaio S275 spessore 5 mm ancorate al travetto mediante barra M12 classe 8.8 con foro asolato mentre lato cordolo con 2 tasselli meccanici M8 lunghezza 115mm (tipo Hilti HST3); all'appoggio superiore si prevede la posa di una vite HBS 8X300 con preforo, segue la verifica del collegamento a breve termine:

rev. 5.00

NTC 2018 (Italia)

**MY PROJECT**  
calculation software

Menu principale

Connessioni a taglio con viti HBS - HBS PLATE - TBS

Produzione continuativa (coeff. parziali materiale secondo colonna B - NTC 2018 - 4.4.6)

Tipo connessione: Connessione legno-legno / taglio singolo

Tipo vite: HBS-Vite testa svasata

Diametro gambo: 5.8 mm

Diametro nocciolo: 5.4 mm

Diametro filetto (nominale): 8 mm

Lunghezza vite: 300 mm

Lunghezza filetto: 100 mm

Diametro testa: 14.5 mm

Opzioni:

☒ Preforo ( $\leq$  diametro nocciolo)

☐ Viti sfalsate di almeno un diametro

Tipo vite: HBS-Vite testa svasata 8x300

spessore legno (t1): 200 mm

angolo forza-fibre elemento t1 ( $\alpha_1$ ): 0 °

Tipo legno: Lamellare GL24h

spessore legno (t2): 320 mm

angolo forza-fibre elemento t2 ( $\alpha_2$ ): 90 °

Tipo legno: Lamellare GL24h

Numero fissaggi paralleli alle fibre (na1): 1

Distanza fissaggi (a1): 0 mm

Numero fissaggi perpendicolari alle fibre (na2): 1

Distanza fissaggi (a2): 0 mm

Resistenza taglio di progetto (Rv,d): 2.47 kN

Azione taglio di progetto (Fv,d): 1.77 kN

(\*) = valori minimi calcolati

N. efficace: 1.00

Reset

Descrizione

**DATI DI INGRESSO:**

Classe di servizio	cl	2
Durata carico dominante	tq	breve
Coefficiente kmod	kmod	0.90
Coefficiente sicurezza connessione	yM	1.5
Tipo legno elemento t1		GL24h
Massa volumica legno	pk	385 kg/m³
Tipo legno elemento t2		GL24h
Massa volumica legno	pk	385 kg/m³
Coefficiente sicurezza acciaio	yMa	1.25
Spessore elemento 1	t1	200 mm
Spessore elemento 2	t2	320 mm
Angolo elemento 1	$\alpha_1$	0.00 °
Angolo elemento 2	$\alpha_2$	90.00 °
Numero file viti	na1	1
Distanza file	a1	0 mm

**RIEPILOGO SINTETICO RISULTATI:**

Resistenza design a taglio dell'intero collegamento	Fv,rd,tot	2.47	kN
Resistenza design a estrazione dell'intero collegamento	Fax,rd,ef	1.43	kN
Scorrimento connettore per piano di taglio	Kser	2.99	kN/mm
Grado di sfruttamento della connessione		0.72	VERIFI...

Classe servizio: 2

Classe durata carico: breve

Coeff. parziali di sicurezza

### GIUNZIONE A1

Tale giunzione avrà funzionamento a cerniera, sarà costituita da una sella in acciaio S275 zincato di spessore 10 mm. La sella sarà ancorata al cordolo in calcestruzzo, appositamente realizzato nella muratura, mediante 2 tirafondi M20 classe 8.8, di lunghezza 200 mm dotati di rosetta.

La verifica dei tirafondi a taglio e trazione è evitata in quanto le sollecitazioni sono risibili così come per la barra filettata M20 classe 8.8 di ritegno della trave di colmo.

Si procede alla verifica dell'appoggio della trave di colmo sulla sella:

$$V_{ed}=33.3 \text{ kN};$$

$$\sigma_{ed} = \frac{V_{ed}}{A} = \frac{33300}{150 * 220} = 1.00 \text{ MPa}$$

Il valore ammissibile per sollecitazioni ortogonali alla fibratura (per sollecitazioni a breve termine), come da formula 4.4.1 delle NTC2018 risulta essere:

$$\sigma_{amm} = 1.67 \text{ MPa}$$

La verifica si ritiene pertanto soddisfatta.

### GIUNZIONE A2

Tale giunzione verrà realizzata mediante saldatura del profilato UPN200 a piastra in acciaio di spessore 10 mm ancorata mediante 2 tirafondi costituiti da barra filettata M20 classe 8.8 dotata di rosetta con lunghezza efficace di 200.

Si omette la verifica della giunzione per l'esiguità delle sollecitazioni.

### GIUNZIONE A3

I puntoni verranno fissati alla trave di colmo mediante piastra dotata di 2 barre filettate M16 lato puntoni e mediante 4+4 viti Rothoblaas HBS 10x80 lato trave di colmo.

Segue la verifica delle viti:

$$V_{ed}=32 \text{ kN};$$



MY rev. 5.00

NTC 2018 (Italia)

**MY PROJECT**  
calculation software

Connessioni a taglio con viti HBS - HBS PLATE - TBS

Produzione continuativa (coeff. parziali materiale secondo colonna B - NTC 2018 - 4.4.6)

Tipo connessione: Connessione acciaio-legno / taglio singolo

Tipo vite: HBS -Vite testa svasata

8x300  
8x320  
8x340  
8x360  
8x380  
8x400  
8x440  
8x480  
8x520  
10x80

Diametro gambo: 7 mm  
Diametro nocciolo: 6.4 mm  
Diametro filetto (nominale): 10 mm  
Lunghezza vite: 80 mm  
Lunghezza filetto: 52 mm  
Diametro testa: 18.25 mm

Opzioni:  
☒ Preforo ( $\leq$  diametro nocciolo)  
☐ Viti sfalsate di almeno un diametro

Rondella

Tipo vite: HBS -Vite testa svasata 10x80

spessore legno (t1): 240 mm  
angolo forza-fibre elemento t1 ( $\alpha_1$ ): 90 °  
Tipo legno: Lamellare GL24h  
spessore acciaio (ta): 10 mm

Numero fissaggi paralleli alle fibre (na1): 2  
Distanza fissaggi (a1): 80 mm  
Numero fissaggi perpendicolari alle fibre (na2): 4  
Distanza fissaggi (a2): 50 mm

Resistenza taglio di progetto (Rv,d): 42.30 kN  
Azione taglio di progetto (Fv,d): 32 kN

(\*) = valori minimi calcolati N. efficace: 7.48

Descrizione

**DATI DI INGRESSO:**

Classe di servizio	cl	2
Durata carico dominante	tq	breve
Coefficiente kmod	kmod	0.90
Coefficiente sicurezza connessione	$\gamma_M$	1.5
Tipo legno elemento t1		GL24h
Massa volumica legno	pk	385 kg/m³
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_{Ma}$	1.25
Spessore elemento 1	t1	240 mm
Spessore elemento 2	t2	10 mm
Angolo elemento 1	$\alpha_1$	90.00 °
Numero file viti	na1	2
Distanza file	a1	80 mm
Numero colonne viti	na2	4
Distanza colonne	a2	50 mm

**DATI VITE:**

**RIEPILOGO SINTETICO RISULTATI:**

Resistenza design a taglio dell'intero collegamento	Fv,rd,tot	42.30	kN
Resistenza design a estrazione dell'intero collegamento	Fax,rd,ef	28.37	kN
Scorrimento connettore per piano di taglio	Kser	7.48	kN/mm
Grado di sfruttamento della connessione		0.76	VERIFI...

Classe servizio: 2  
Classe durata carico: breve  
Coeff. parziali di sicurezza

Lato puntone:

Unioni acciaio-legno con spinotti, bulloni o chiodi			
elemento	volumica caratteristi ca p,k [kg/m³]	spessore t [mm]	K,mod
legno	400	120	0.9
acciaio		10	
d [mm] =	18		
$\gamma_{m,l}$ =	1.45		
$\gamma_{m,s}$ =	1.25		
f,w,k [N/mm²] =	800		
singolo piano di taglio			
7,10a	6.2.2.a	14,423.7	
	6.2.2.b	19,023.6	Rd [N] = 15,326
	6.2.2.c	22,547.7	
	6.2.2.d	25,941.3	
doppio legno			
	6.2.2.e	39,665.1	
	6.2.2.f	22,547.7	Rd [N] = 22,548
	6.2.2.g	25,941.3	
doppia piastra			
	6.2.2.h	18,029.6	
	6.2.2.j	19,023.6	
	6.2.2.k	18,029.6	Rd [N] = 18030
	6.2.2.l	25,941.3	

Considerata un'azione resistente complessiva di circa 34 kN, la giunzione anche lato puntone è da ritenersi soddisfatta.

La sollecitazione di compressione, pari a 99 kN si scaricherà sulla trave di colmo su un'area di 713 cm<sup>2</sup>. L'azione sollecitante risulta essere di 1.38 MPa, essendo la sollecitazione resistente pari a 1.67 MPa, la giunzione è da ritenersi verificata.

#### GIUNZIONE A4

L'appoggio della capriata avverrà mediante realizzazione di sella in acciaio (con barra M20 di presidio) a sua volta inghisata al cordolo di coronamento mediante 2 barre filettate M20 classe 8.8 dotate di rosetta di ancoraggio e di lunghezza efficace di 200mm.

Le catene verranno fissate alla sella mediante saldatura a cordone d'angolo a piastre di acciaio S275 di spessore pari a 10 mm.

Data l'esiguità delle sollecitazioni sulla sella di appoggio e della tensione a cui verrà sollecitata la saldatura, si omettono le verifiche relative.

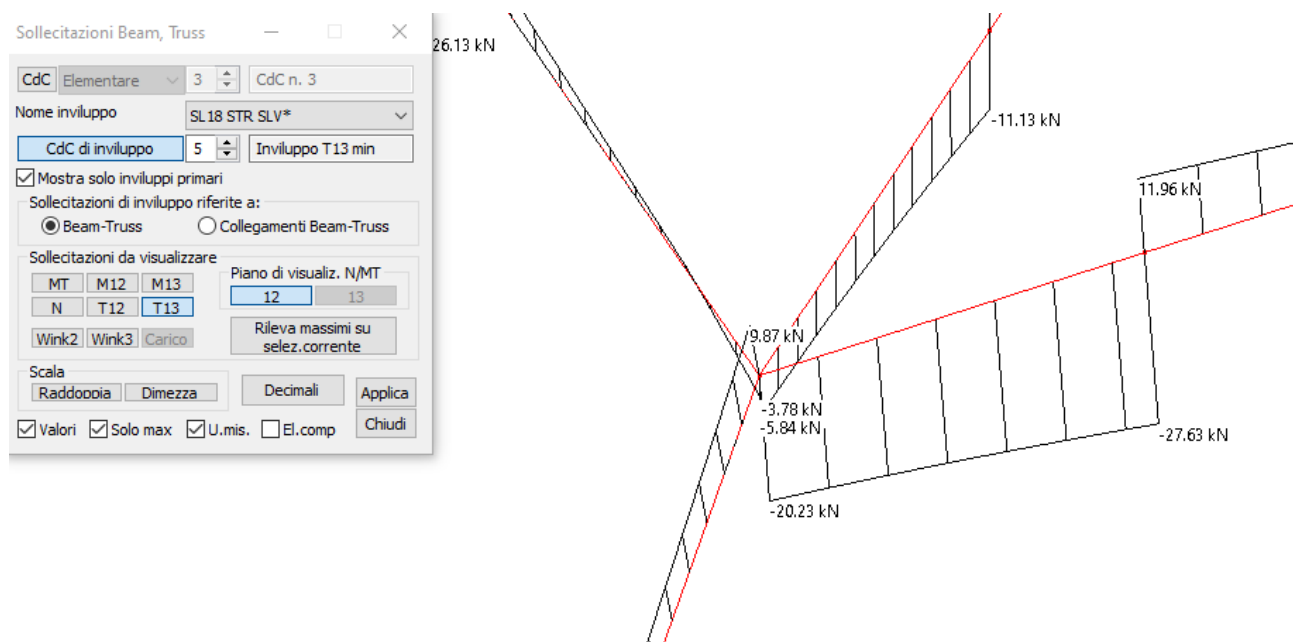
#### GIUNZIONE A5

L'appoggio verrà realizzato mediante sella di acciaio ancorata mediante 2 tasselli chimici con barra filettata M20 classe 8.8 (resina tipo Hilti HY 200-R V3). A presidio della giunzione, lato trave, verrà posto un fittone costituito da barra filettata diametro 20 mm con foro asolato.

Dato che le sollecitazioni non risultano essere particolarmente elevate, si omette la verifica.

#### GIUNZIONE A6

In corrispondenza di tale giunzione si avrà:



Sollecitazioni Beam, Truss

CdC Elementare 3 CdC n. 3

Nome involucro SL18 STR SLV\*

CdC di involucro 6 Involucro T13 max

☒ Mostra solo involucri primari

Sollecitazioni di involucro riferite a:

☒ Beam-Truss ☐ Collegamenti Beam-Truss

Sollecitazioni da visualizzare

MT M12 M13

N T12 T13

Wink2 Wink3 Carico

Piano di visualiz. N/MT

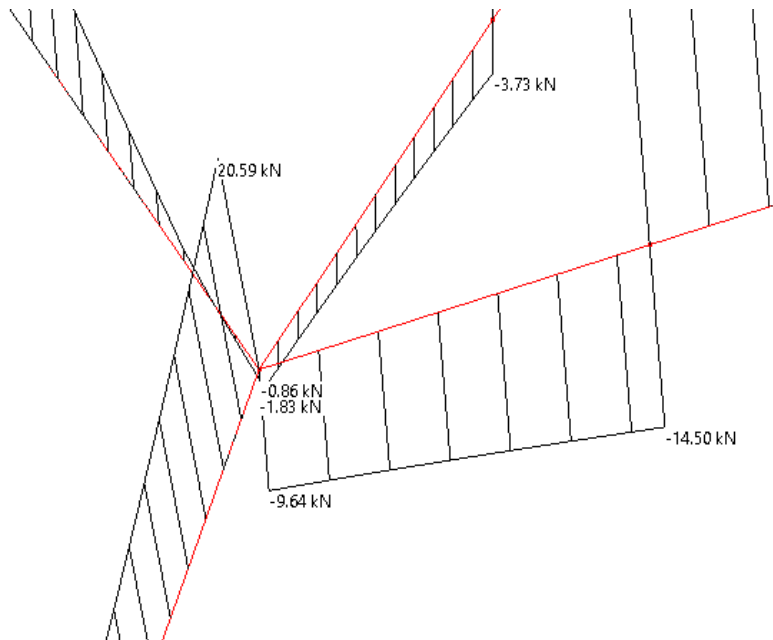
12 13

Rileva massimi su selez. corrente

Scala

Raddoppia Dimezza Decimali Applica

☒ Valori ☒ Solo max ☒ U.mis. ☐ El.comp Chiudi



Per tale giunzione si prevede di porre in opera una piastra in acciaio S275 di spessore pari a 10 mm; lato diagonali si prevede di posizionare 2 barre filettate M18 di classe 8.8, la massima sollecitazione, considerata anche la sollecitazione di compressione è pari a 21 kN; segue la verifica della giunzione:

Unioni acciaio-legno con spinotti, bulloni o chiodi			
elemento	volumica caratteristici p, k [kg/m³]	spessore t [mm]	K, mod
legno	400	110	0.9
acciaio		10	
d [mm]	18		
$\gamma_{m,l}$	1.45		
$\gamma_{m,s}$	1.25		
$f_{w,k}$ [N/mm²]	800		
singolo piano di taglio			
7,10a	6.2.2.a	13,221.7	
	6.2.2.b	19,023.6	Rd [N] = 14,161
	6.2.2.c	21,673.5	
	6.2.2.d	25,941.3	
doppio legno			
	6.2.2.e	36,359.7	
	6.2.2.f	21,673.5	Rd [N] = 21,673
	6.2.2.g	25,941.3	
doppia piastra			
	6.2.2.h	16,527.1	
	6.2.2.j	19,023.6	
	6.2.2.k	16,527.1	Rd [N] = 16527
	6.2.2.l	25,941.3	

Considerato l'impiego di due barre M18 la giunzione è ampiamente soddisfatta.

Lato trave di colmo 22X48 si prevede di posare 3 barre M18 di classe 8.8, segue la verifica:

Unioni acciaio-legno con spinotti, bulloni o chiodi			
elemento	volumica caratteristi ca $\rho, k$ [kg/m <sup>3</sup> ]	spessore t [mm]	$K_{mod}$
legno	400	110	0.9
acciaio		10	
d [mm] =	18		
$\gamma_{m,l}$ =	1.45		
$\gamma_{m,s}$ =	1.25		
$f_{w,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ] =	800		
7,10a			
<i>singolo piano di taglio</i>			
6.2.2.a	13,221.7		
6.2.2.b	19,023.6		Rd [N] = 14,161
6.2.2.c	21,673.5		
6.2.2.d	25,941.3		
<i>doppio legno</i>			
6.2.2.e	36,359.7		
6.2.2.f	21,673.5		Rd [N] = 21,673
6.2.2.g	25,941.3		
<i>doppia piastra</i>			
6.2.2.h	16,527.1		
6.2.2.j	19,023.6		
6.2.2.k	16,527.1		Rd [N] = 16527
6.2.2.l	25,941.3		

Dalle analisi sarebbe sufficiente la posa in opera di 2 barre, si decide tuttavia, a favore di sicurezza, di provvedere alla posa di 3 barre filettate M18.

#### GIUNZIONE A7

Tale giunzione verrà realizzata mediante posa in opera di barra filettata M20 classe 8.8; data l'esiguità delle sollecitazioni si omette la verifica.

#### GIUNZIONE A8

Per tale giunzione vale quanto detto per la giunzione A5.

#### GIUNZIONE A9

Tale giunzione del tipo a carrello, verrà realizzata mediante piastra a "U" di spessore 10mm, dotata di squadrette di rinforzo e barra M20 di presidio con foro asolato. Tale piastra è saldata a sua volta a piatto in acciaio di spessore pari a 10 mm in acciaio S275 a sua volta ammorsato mediante 4 barre filettate M14 resinate (resina Hilti HY 200-R V3) al cordolo perimetrale.

Data l'esiguità delle sollecitazioni si trascurano le verifiche.

#### GIUNZIONE A10

Tale funzione sarà del tipo a cerniera e sarà della stessa tipologia della giunzione A9, ad eccezione per il foro della barra M20 che non sarà passante.

Anche in questo caso si trascurano le verifiche.

#### GIUNZIONE A11

La giunzione sarà identica alla giunzione A7; anche in questo caso si trascurano le verifiche.

#### GIUNZIONE A12

Vale quanto indicato nella giunzione A5.

#### GIUNZIONE A13

Vale quanto indicato nella giunzione A5.

#### GIUNZIONE A14

Tale giunzione (del tipo a cerniera) sarà realizzata mediante barra filettata M20 classe 8.8 collegante i due diagonaloni alla trave di colmo, in corrispondenza della trave di colmo si avrà un piatto verticale ancorato alla piastra di base.

Data l'esiguità delle sollecitazioni assiali si trascura la verifica della bullonatura, si procede tuttavia alla verifica a compressione ortogonale alle fibre del puntone:

$$V_{ed}=32.3 \text{ kN};$$

$$\sigma_{ed} = \frac{V_{ed}}{A} = \frac{32300}{200 * 220} = 0.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{amm} = 1.67 \text{ MPa}$$

La verifica è pertanto ampiamente soddisfatta

#### GIUNZIONE A15

Tale giunzione sarà del tipo a carrello, sarà dotata di piastra a "U", con barra M20 di presidio (foro asolato), ancorata alla base mediante saldatura a piastra; tale piastra sarà ancorata al cordolo mediante 4 barre M14 lunghezza efficace 200mm inghisate mediante resina tipo Hilti HY 200-R V3.

Si procede alla verifica per compressione trasversale delle fibre:

$$V_{ed}=50.92 \text{ kN};$$

$$\sigma_{ed} = \frac{V_{ed}}{A} = \frac{50920}{220 * 300} = 0.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{amm} = 1.67 \text{ MPa}$$

Anche in questo caso la verifica è soddisfatta.

#### GIUNZIONE A16

La giunzione sarà a cerniera, della stessa tipologia, ma con foro non asolato, della giunzione A15.

Si trascurano le verifiche per sollecitazioni orizzontali in quanto non molto elevate; si procede per verifica per compressione trasversale alle fibre per sollecitazioni taglianti verticali:

$$V_{ed}=49.20 \text{ kN};$$

$$\sigma_{ed} = \frac{V_{ed}}{A} = \frac{49200}{220 * 250} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{amm} = 1.67 \text{ MPa}$$

Anche in questo caso la verifica risulta essere soddisfatta.

#### GIUNZIONE A17

La giunzione sarà a cerniera, della stessa tipologia, ma con foro non asolato, della giunzione A15.

Si trascurano le verifiche per sollecitazioni orizzontali in quanto non molto elevate; si procede per verifica per compressione trasversale alle fibre per sollecitazioni taglianti verticali:

$$V_{ed}=31 \text{ kN};$$

$$\sigma_{ed} = \frac{V_{ed}}{A} = \frac{31000}{340 * 460} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{amm} = 1.67 \text{ MPa}$$

Anche in questo caso la verifica risulta essere soddisfatta.

#### d) VERIFICHE CORPO TORRETTA

Si riporta di seguito la verifica globale della struttura costituente la copertura della torretta.

Si omettono le verifiche dei travetti in quanto già indicate nel progetto esecutivo, si specifica che la connessione dei travetti al cordolo e alle strutture lignee sarà della stessa tipologia di quella indicata nei capitoli precedenti.

La metodologia di calcolo è la stessa di quella utilizzata per la copertura del corpo principale.

Si riportano di seguito le verifiche degli elementi strutturali principali:

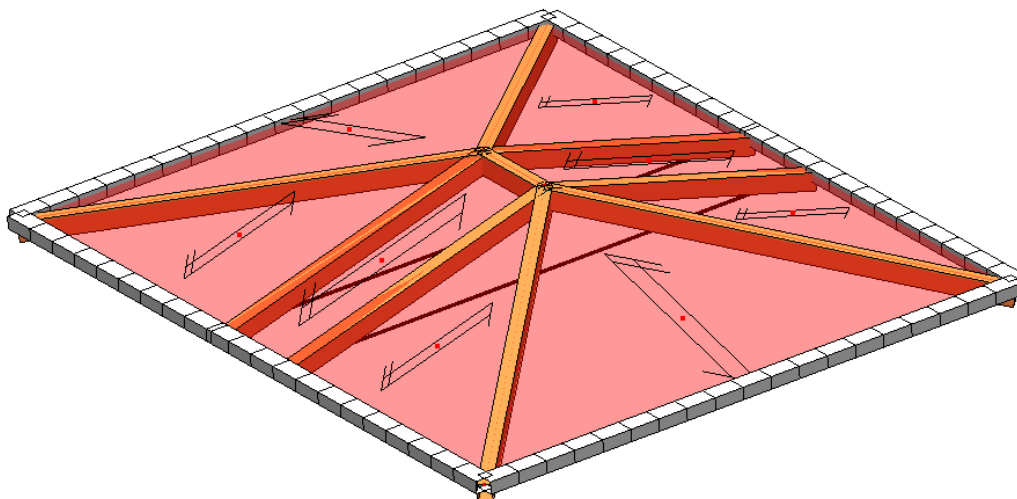


Figure 61: vista del modello

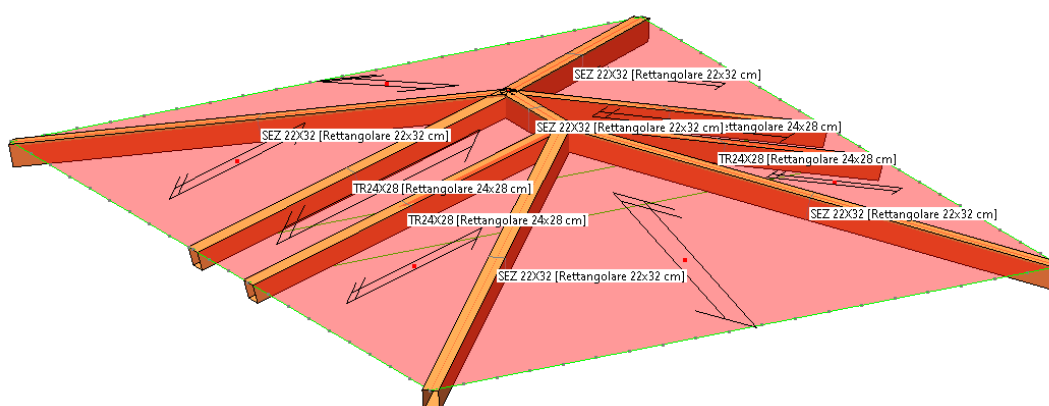


Figure 62: nomenclatura

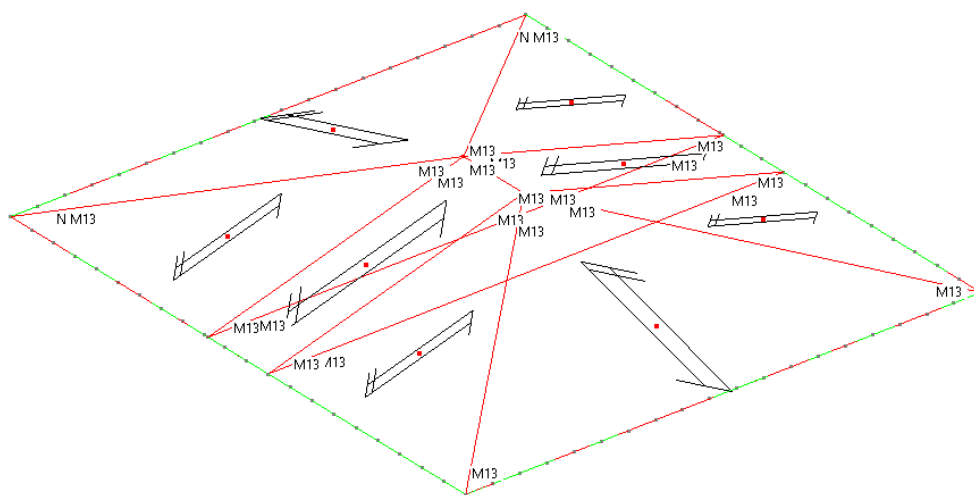


Figure 63: svincolamenti

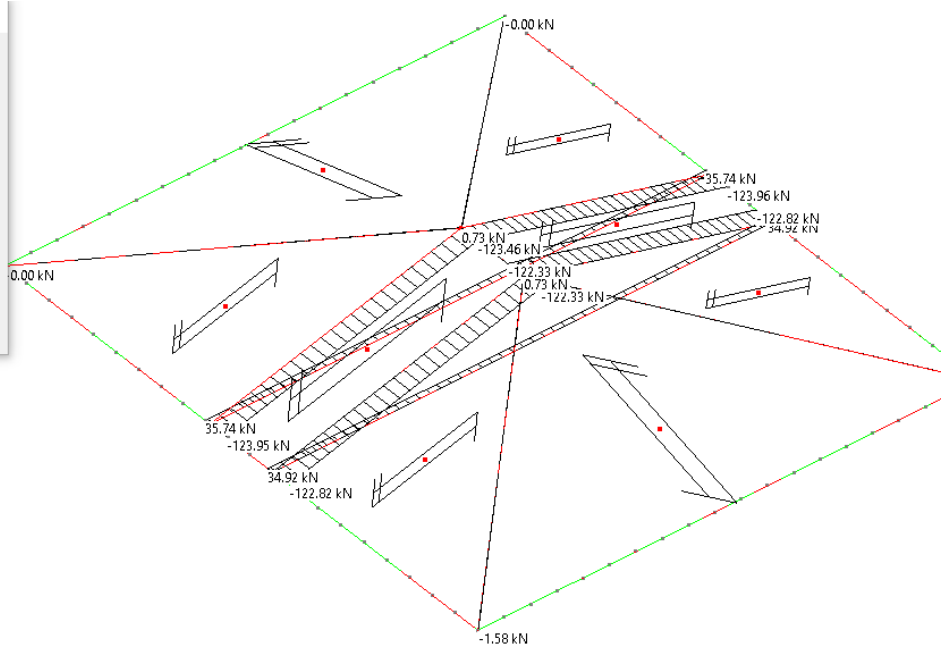
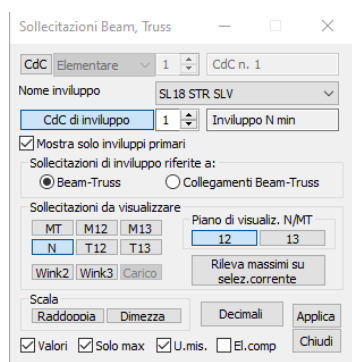


Figure 64: SLV – Nmin



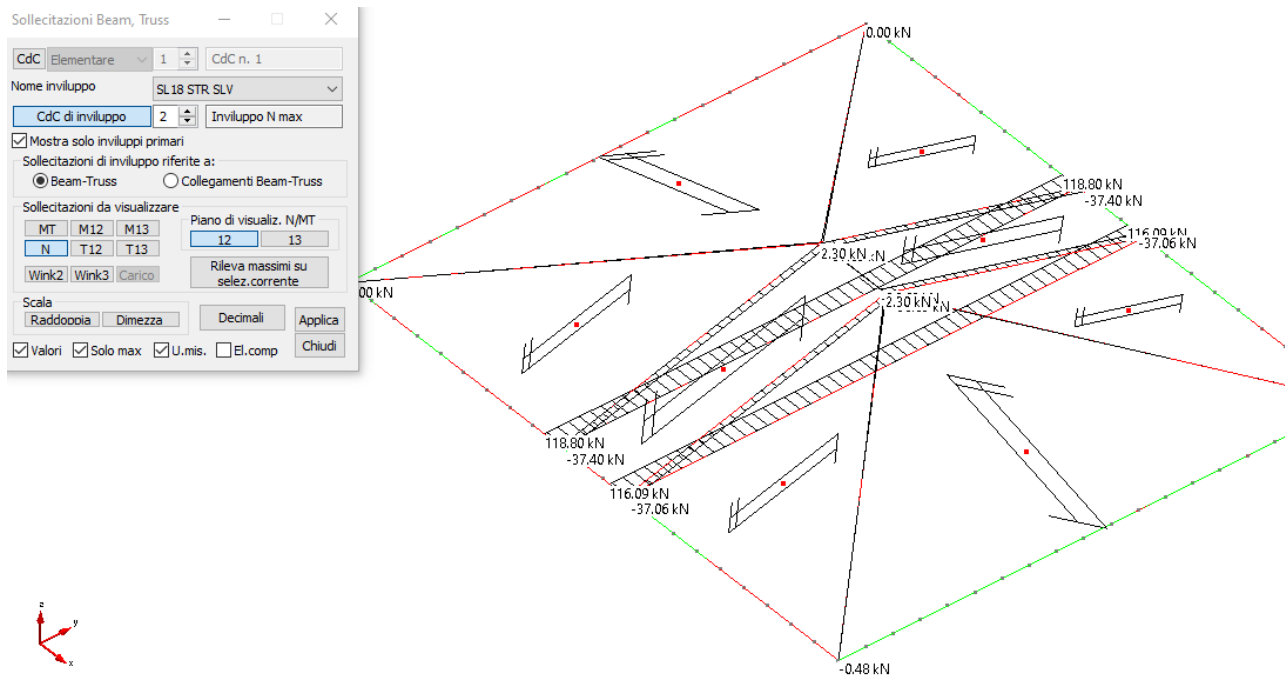


Figure 65: SLV – Nmax

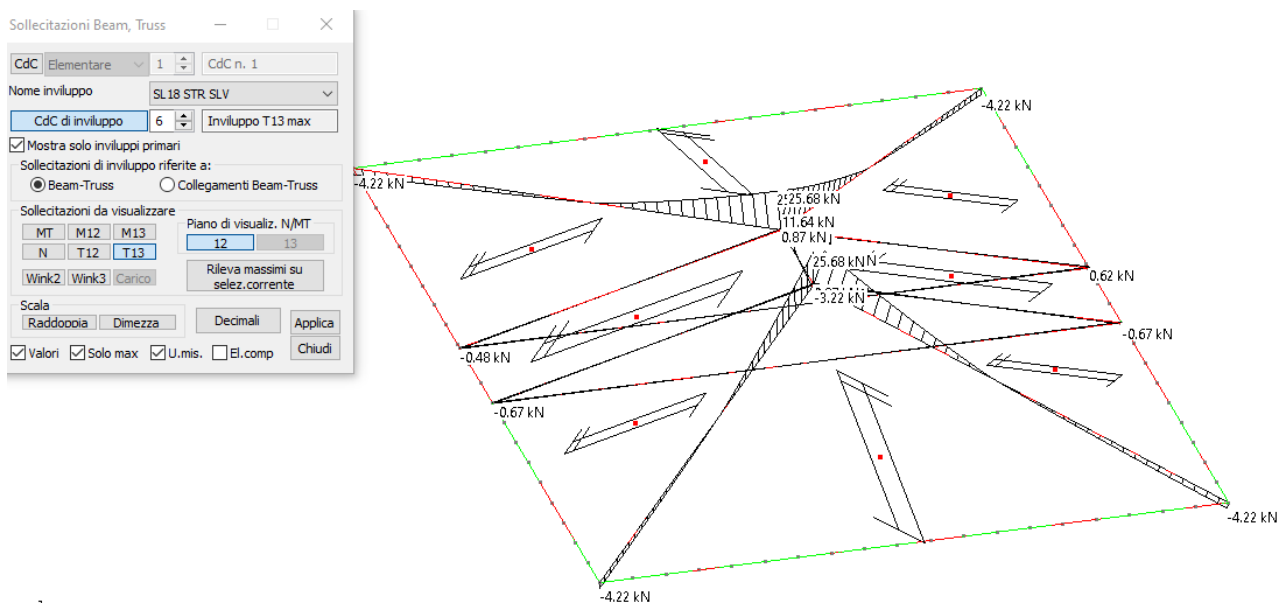


Figure 66: SLV - T13max

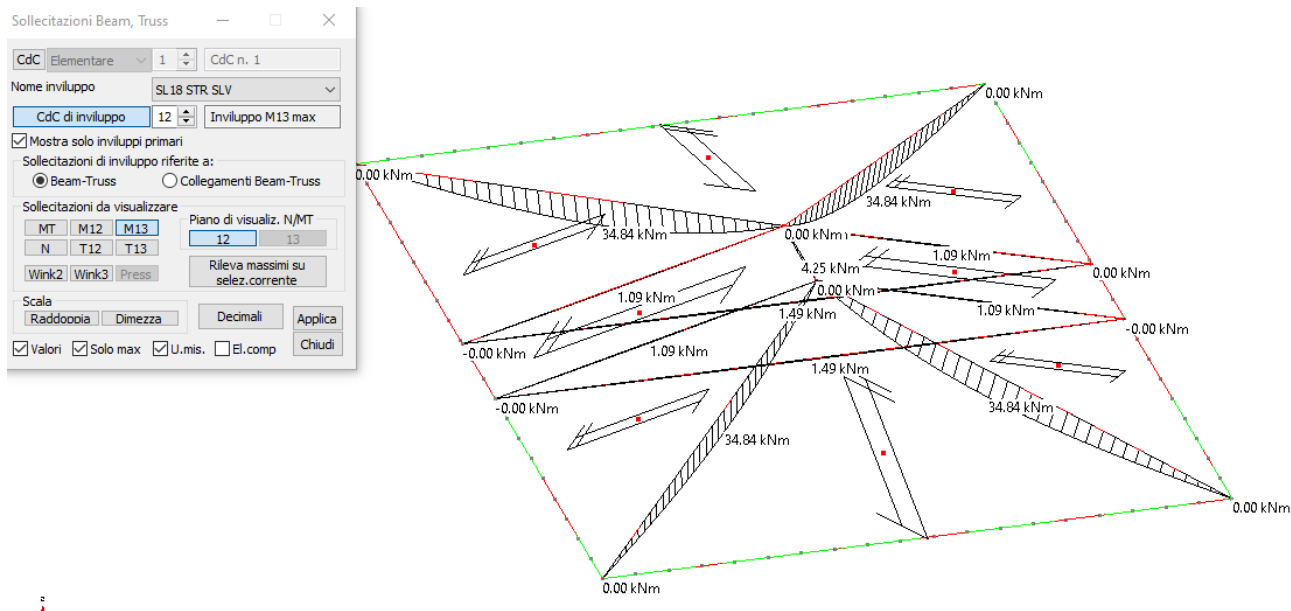


Figure 67: M13 max

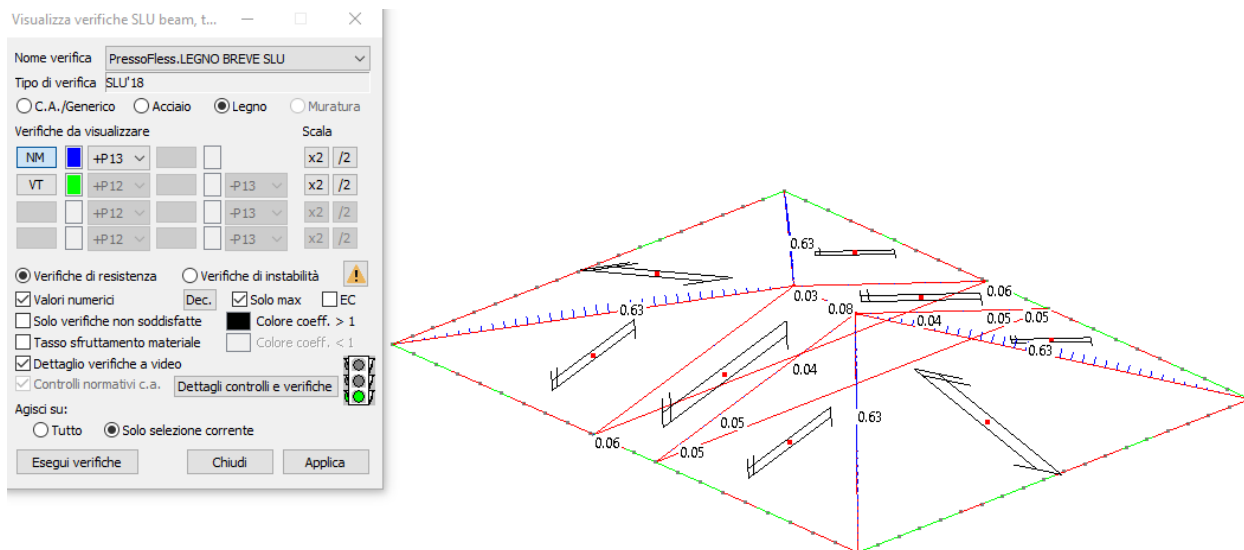


Figure 68: verifica legno a breve termine

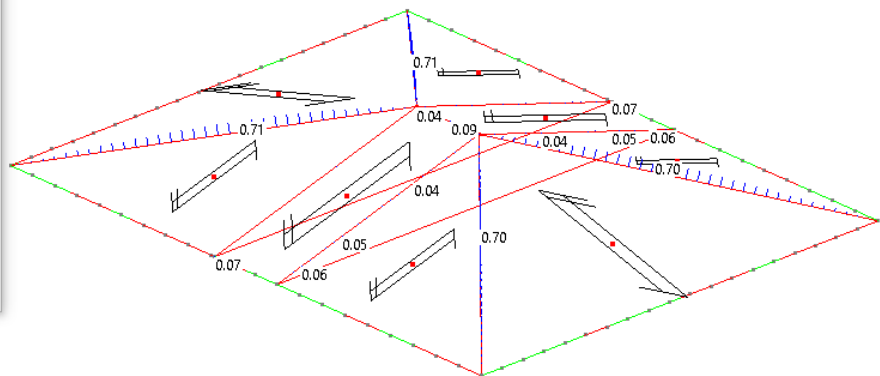
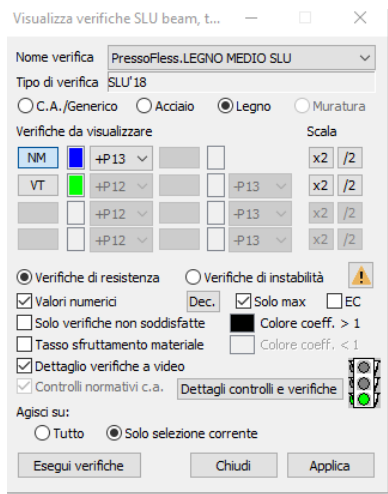


Figure 69: verifica legno a medio termine

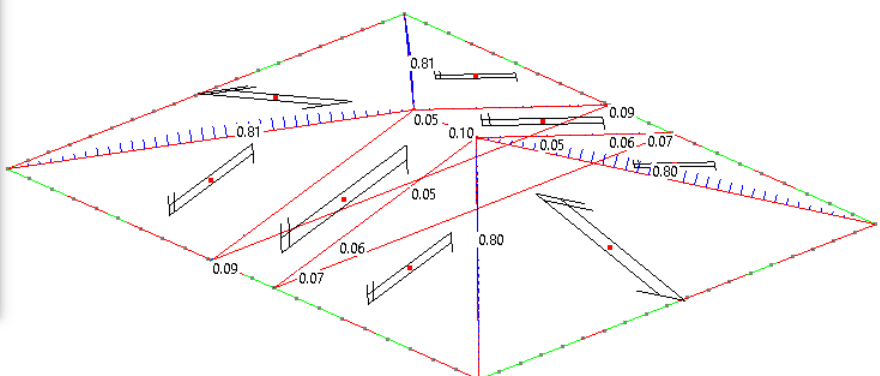
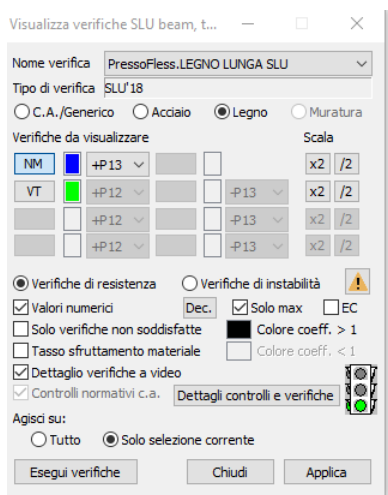


Figure 70: verifica legno a lungo termine

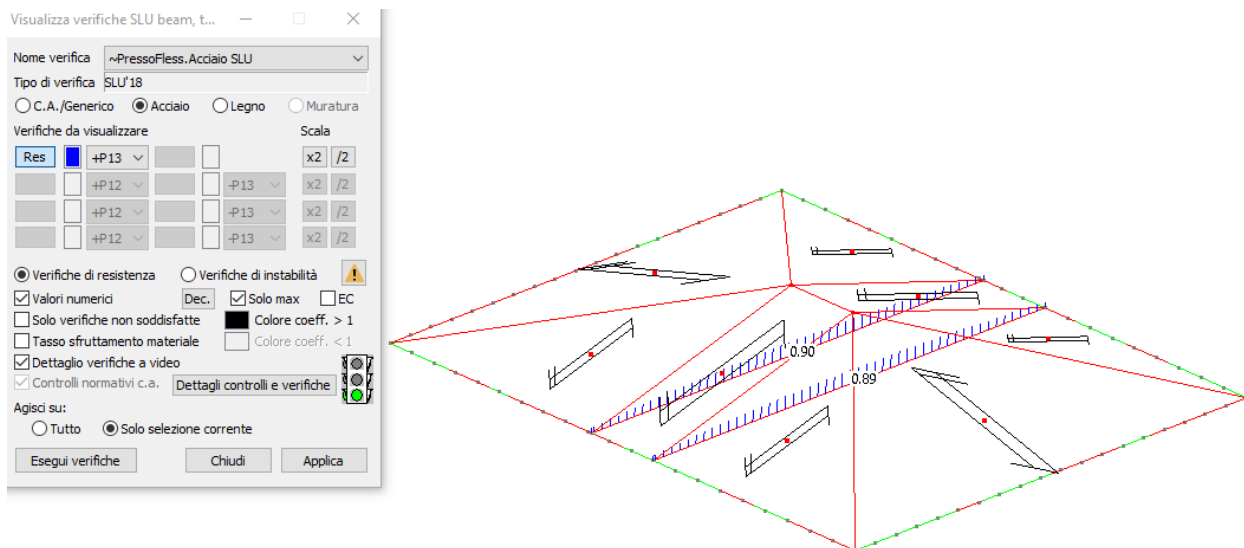


Figure 71: verifica acciaio

### e) VERIFICA DELLE GIUNZIONI DELLA TORRETTA

#### GIUNZIONE B1

Tale giunzione sarà del tipo identico a quello previsto per la giunzione A.

Il foro di alleggiamento del fittone sarà del tipo asolato.

Si trascura la verifica per l'esiguità delle sollecitazioni.

#### GIUNZIONE B2

La giunzione sarà realizzata mediante 2 barre filettate M20 classe 8.8, ne segue la verifica:

Unioni legno-legno e pannello-legno con spinotti o bulloni					
elemento	tipo: legno = l, compensato = c	volumica caratteristica p.k [kg/m³]	spessore legni t [mm]	K <sub>mod</sub>	angolo rispetto alle fibre
1	l	400	110	0.9	0
2	l	400	220	0.9	
d [mm]	18				
γ <sub>m,1</sub>	1.5				
γ <sub>m,s</sub>	1.1				
v <sub>k</sub> [N/mm²]	800	Classe 8.8			
singolo piano di taglio					
7.8.a		31,952.4			
7.8.b		63,904.9			
7.8.c		21,710.1			
7.8.d		15,426.4			
7.8.e		25,392.9			
7.8.f		16,777.5			
doppio piano di taglio					
7.9.g		31,952.4			
7.9.h		31,952.4			
7.9.i		14,725.2			
7.9.j		14,725.2			
7.9.k		17,540.1			
CONTRIBUTO PER ESTRAZIONE DEL BULLONE					
d <sub>R</sub>	4*d	mm			
f <sub>0.05k</sub>	3.00	N/mm²			
F <sub>ax,Rk</sub>	9,156.2	N			
RESISTENZA TOTALE DI PROGETTO 1 (R <sub>d</sub> +F <sub>ax,Rd</sub> )					
RESISTENZA TOTALE DI PROGETTO 2 (R <sub>d</sub> +F <sub>ax,Rd</sub> )					

Avendosi una sollecitazione complessiva di 27 kN la verifica è da ritenersi soddisfatta.

### GIUNZIONE B3

La giunzione sarà del tipo a piastra con 2 barre M18 lato puntone e 4+4 viti tipo Rothoblaas HBS 10x80 (con preforo), segue la verifica delle viti:

V<sub>ed</sub>=40 kN;

rev. 5.00

NTC 2018 (Italia)

MY PROJECT calculation software

Connessioni a taglio con viti HBS - HBS PLATE - TBS

Produzione continuativa (coeff. parziali materiale secondo colonna B - NTC 2018 - 4.4.6)

Tipo connessione: Connessione acciaio-legno / taglio singolo

Tipo vite: HBS -Vite testa svasata

8x300  
8x320  
8x340  
8x360  
8x380  
8x400  
8x440  
8x480  
8x520  
10x80

Diametro gambo 7 mm  
Diametro nocciolo 6.4 mm  
Diametro filetto (nominale) 10 mm  
Lunghezza vite 80 mm  
Lunghezza filetto 52 mm  
Diametro testa 18.25 mm

Opzioni  
☒ Preforo (< diametro nocciolo)  
☐ Viti sfalsate di almeno un diametro

Tipo vite: HBS -Vite testa svasata 10x80

spessore legno (t1) 240 mm  
angolo forza-fibre elemento t1 (α1) 90 °  
Tipo legno: Lamellare GL24h  
spessore acciaio (ta) 10 mm

Numero fissaggi paralleli alle fibre (na1) 2 Distanza fissaggi (a1) 80 mm 28 \*  
Numero fissaggi perpendicolari alle fibre (na2) 4 Distanza fissaggi (a2) 50 mm 28 \*

Resistenza taglio di progetto (Fv,d) 42.30 kN  
Azione taglio di progetto (Fv,d) 40 kN

(\*) = valori minimi calcolati N. efficace 7.48 Reset

Descrizione

DATI DI INGRESSO:

Classe di servizio	cl	2
Durata carico dominante	tq	breve
Coefficiente kmod	kmod	0.90
Coefficiente sicurezza connessione	γM	1.5
Tipo legno elemento t1		GL24h
Massa volumica legno	pk	385 kg/m³
Coefficiente sicurezza acciaio	γMa	1.25
Spessore elemento 1	t1	240 mm
Spessore elemento 2	t2	10 mm
Angolo elemento 1	α1	90.00 °
Numero file viti	na1	2
Distanza file	a1	80 mm
Numero colonne viti	na2	4
Distanza colonne	a2	50 mm

DATI VITE:

RIEPILOGO SINTETICO RISULTATI:

Resistenza design a taglio dell'intero collegamento	Fv,rd,tot	42.30	kN
Resistenza design a estrazione dell'intero collegamento	Fax,rd,ef	28.37	kN
Scorrimento connettore per piano di taglio	Kser	7.48	kN/mm
Grado di sfruttamento della connessione		0.95	VERIFI...

Classe servizio: 2 Classe durata carico: breve Coeff. parziali di sicurezza

La verifica lato trave di colmo è da considerarsi soddisfatta, lato puntone si ha:

Unioni acciaio-legno con spinotti, bulloni o chiodi				
elemento	volumica caratteristi ca p,k [kg/m³]	spessore t [mm]	K,mod	
legno	400	120	0.9	
acciaio		10		
d [mm]	18			
γ,m,l=	1.45			
γ,m,s=	1.25			
f,w,k [N/mm²]	800			

7,10a	6.2.2.a	14,423.7		
	6.2.2.b	19,023.6	Rd [N] =	15,326
	6.2.2.c	22,547.7		
	6.2.2.d	25,941.3		

	6.2.2.e	39,665.1		
	6.2.2.f	22,547.7	Rd [N] =	22,548
	6.2.2.g	25,941.3		

	6.2.2.h	18,029.6		
	6.2.2.j	19,023.6		
	6.2.2.k	18,029.6	Rd [N] =	18030
	6.2.2.l	25,941.3		

La giunzione può ritenersi soddisfatta, si decide comunque di utilizzare due barre M20.

Lato trave di colmo si procede con la verifica per compressione trasversale delle fibre del diagonale:

$V_{ed} = 116.3 \text{ kN};$

$$\sigma_{ed} = \frac{V_{ed}}{A} = \frac{116300}{240 * 360} = 1.35 \text{ MPa}$$

Il valore ammissibile per sollecitazioni ortogonali alla fibratura (per sollecitazioni a breve termine), come da formula 4.4.1 delle NTC2018 risulta essere:

$$\sigma_{amm} = 1.67 \text{ MPa}$$

La verifica è da ritenersi pertanto soddisfatta.

#### GIUNZIONE B4

Tale giunzione sarà dello stesso tipo di A4, anche in questo caso si trascurano le verifiche delle connessioni.

#### **f) VERIFICA DEI SOLAI**

Si procede ora con la verifica del consolidamento dei vari solai.

Si riporta di seguito la planimetria con la denominazione dei vari solai.

Qualora non sia stato possibile individuare alcune caratteristiche geometriche e meccaniche, si è fatto riferimento a regole progettuali valevoli al momento della presunta realizzazione dei lavori di costruzione e ristrutturazione del fabbricato.

Per il calcolo ci si è avvalsi dell'apposito software messo a disposizione da Tecnaria.

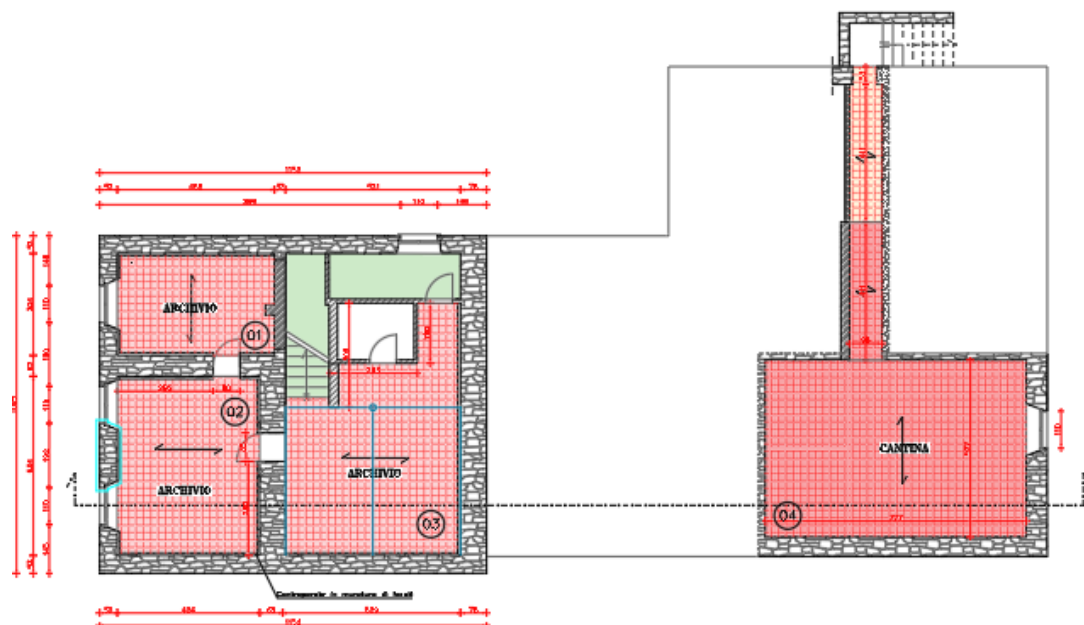


Figure 72: denominazione solai piano interrato

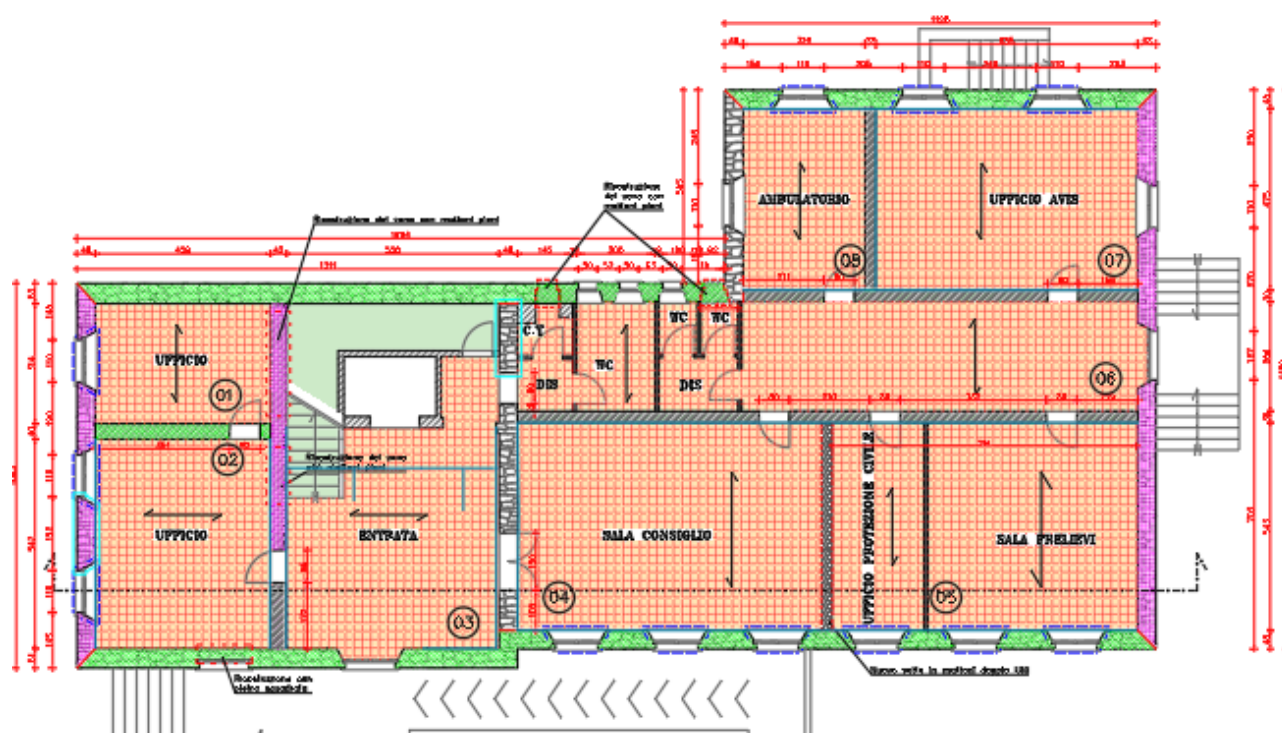


Figure 73: denominazione solai piano primo



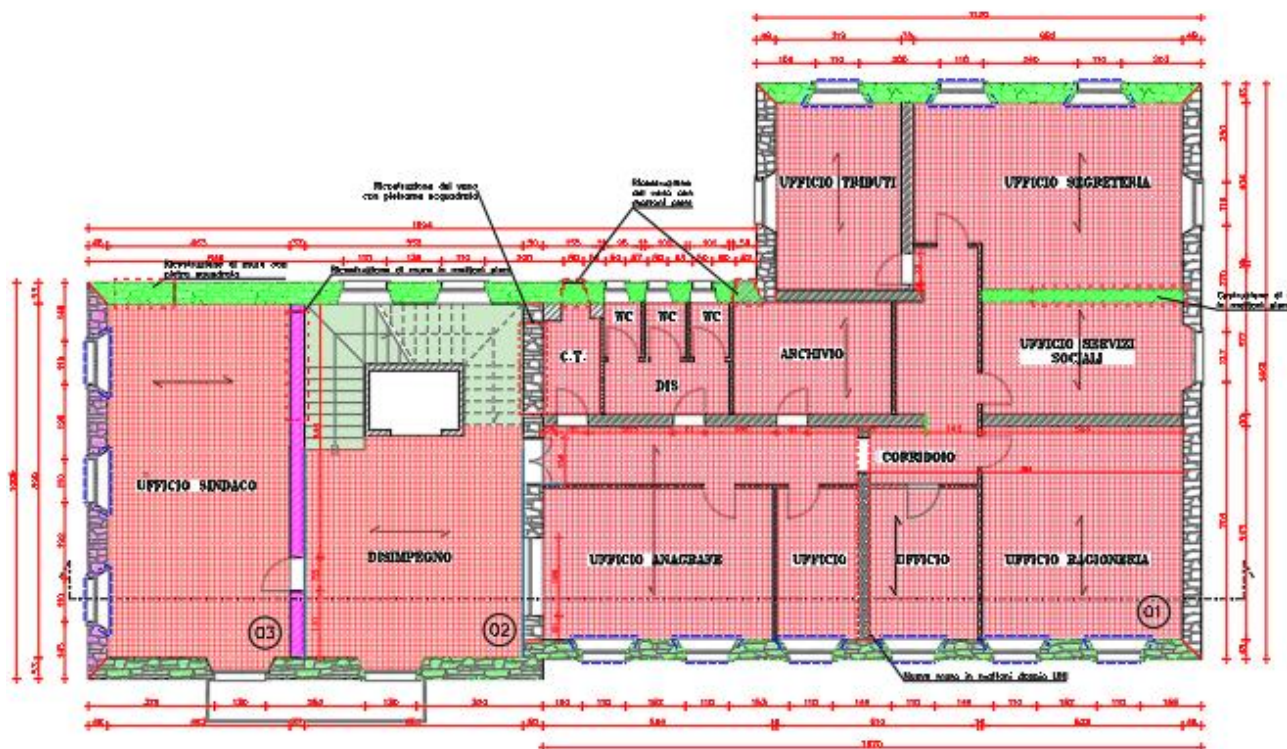


Figure 74: denominazione solai piano secondo

## SOLAIO 1 PINT

Tale solaio è risultato essere del tipo RDB excelsior.

Solai in c.a. con cappa connessa con CONNETTORI TECNARIA			
Progetto:	SOLAIO EXCELSIOR		Superficie: 0 mq
Dati 1/2			
<b>Materiali</b>	calcestruzzo	esistente	C20/25 - Rck 25
	nuovo	Leca Cls 1400	7 cls es = 2.03
	acciaio	esistente	Feb 32 k (liscia)
	nuovo	B450C	7 acc es = 1.50
			7 acc nuovo = 1.15
<b>Geometria</b>	misure in cm		
spessore nuova cappa	5	nuovo getto collaborante	
base e altezza eventuale raccordo	9 x 0	altezza isolante - es: sez. 3 e 4 in basso	
spessore soletta preesistente	0		
base e altezza travetto	9 x 18	altezza esistente esolusa la cappa	
interasse travetti	33	da asse ad asse	
n. campate:	1		
Lunghezza: (cm)	300		
<b>Appoggi</b>	Laterali	Sinistro	Rigidità bassa
<b>Connettore</b>	CT CEM	Destro	Rigidità bassa
<b>Armature per travetto</b>	<input type="checkbox"/> Armatura zona appoggio differente che armatura campata		
Nuova superiore	cm2	Interfero	cm
Esistente sup.	0.57		2.0
Esistente inf.	1.57		2.0
Estensione zona cm	300		2.0
Lunghezza zona cls pieno agli appoggi	5		5
<b>Carichi</b>	peso proprio	1.88	kN/m²
	peso cappa	0.78	kN/m²
Permanenti	Compiutamente definiti (es sottofondo)	0	kN/m²
	Compiutamente definiti (es pavimento)	0	kN/m²
	Non compiutamente definiti (es tramezze)	2	kN/m²
	Non compiutamente definiti (altri)	0	kN/m²
Variabili	var	6	kN/m²

Solai in c.a. con cappa connessa con CONNETTORI TECNARIA			
Progetto:	SOLAIO EXCELSIOR		Risultati 2/2
<b>Risultati - Struttura puntellata in fase transitoria.</b>			
<b>Carichi totali</b>	g <sub>u</sub> per travetto	1.14	kN/m
	g <sub>u</sub> +q <sub>u</sub> per travetto	3.96	kN/m
<b>Resistenza a flessione</b>	M <sub>u</sub> Ed:	4.5	kNm
	M <sub>u</sub> Rd:	6.1	kNm
	Max M <sub>u</sub> Ed:	-1.3	kNm
	M <sub>u</sub> Rd:	-4.4	kNm
<b>Resistenza a taglio</b>	V <sub>u</sub> Ed:	7.4	kN
	V <sub>u</sub> Rd:	8.2	kN
<b>Resistenza allo scorrimento. Connettore CT CEM 40 mm</b>			
	riduzione resistenza per snellezza travetto	0.63	
	Resistenza allo scorrimento in zona compressa Pd:	11.22	kN
	Resistenza allo scorrimento in zona tesa Pd:	7.86	kN
<b>Spaziatura connettori</b>			
	Zona:	Totale	1° campata
		Prima parte	Parto centrale
	Lunghezza zona:	cm	300
	Passe:	cm	29
	Numero di connettori:	3	3
	Incidenza media: Canad/mq	9.1	Tot:
	Distanza minima tra connettori:	cm	9
<b>Grafici:</b>			
	Momento kNm		
	Taglio kN comb1		
	Scorrimento kN/cm comb1		

Si decide pertanto di realizzare soletta in Leca CLS 1400 di spessore pari a 5 cm, armata con rete diametro 6 passo 15cm con connettori tecnaria CT CEM con passo indicato nella precedente figura.



SOLAIO 2 PINT

## Solai in c.a. con cappa connessione con CONNETTORI TECNICI

Progetto:		Superficie:		Dati 1/2	
<b>ExcelSior_2</b>		<b>0 mq</b>			
<b>Materiali</b>					
<div> <div>calcestruzzo</div> <div>acciaio</div> </div>	esistente	C20/25 - Rck 25	7 cls es =	<b>2.03</b>	
	nuovo	Leca Cls 1400	7 cls nuovo =	<b>1.50</b>	
	esistente	Feb 32 k (Ilsicia)	7 acc es =	<b>1.55</b>	
	nuovo	B450C	7 acc nuovo =	<b>1.15</b>	
<b>Geometria</b>					
spessore nuova cappa		misure in cm		nuovo getto collaborante	
base e altezza <u>eventuale</u> raccordo		8 x 3		altezza isolante - es: sez. 3 e 4 in bassorilievo	
spessore soletta preesistente		0			
base e altezza travetto		8 x 18		altezza esistente esclusa la cappa da asse ad asse	
interasse travetti		33			
n. campate:		1			
Lunghezza: (cm)		427			
<b>Appoggi</b>					
Lateralmente		Sinistro		Rigidezza bassa	
		Destro		Rigidezza bassa	
<div> <div> <div>CT CEM</div> <div>V CEM</div> <div>Mini CEM</div> </div> <div> <input type="checkbox"/> Armatura zona appoggio differente che armatura campata </div> </div>					
<b>Connettore</b>					
<b>Armature</b>					
per travetto					Interf erro cm
Nuova superiore					2.0
Esistente sup.					2.0
Esistente inf.					2.0
Estensione zona cm					
Lunghezza zona cls pieno agli appoggi					cm
sx 5 dx 5					
<b>Carichi</b>					
peso proprio		1.77	kN/m <sup>2</sup>	γG1 =	1.30
peso cappa		0.89	kN/m <sup>2</sup>	γG1 =	1.30
Compiutamente definiti (es sottofondo)		0	kN/m <sup>2</sup>	γG1 =	1.30
Compiutamente definiti (es pavimento)		0	kN/m <sup>2</sup>	γG1 =	1.30
Non compiutamente definiti (es tramezze)		1.7	kN/m <sup>2</sup>	γG2 =	1.50
Non compiutamente definiti (altri)		0	kN/m <sup>2</sup>	γG2 =	1.50
Variabili		var 3	kN/m <sup>2</sup>	γQ =	1.50

Solai in c.a. con cappa connessione con CONNETTORI TECNARIA

Progetto:

EXCELSIOR\_2

Risultati 2/2

Risultati - Struttura puntellata in fase transitoria.

Carichi totali

$g_{11}$ , per travetto

1.14 kN/m

$g_2+q_2$ , per travetto

2.33 kN/m

29.0 zone M+

15.0 zone M-

Resistenza a flessione

Max M+ Ed:

6.1 kNm

$x = 214$  cm 1° campi

combinazione 2

M + Rd:

7.0 kNm

limite lato acciaio

Verifiche M+ superate

Max M- Ed:

-1.8 kNm

$x = 0$  cm 1° campata

combinazione 1

M - Rd:

-5.1 kNm

limite lato acciaio

Verifiche M- superate

Resistenza a taglio

V Ed:

7.2 kN

$x = 422$  cm 1° campata

(senza armatura a taglio)

V Rd:

8.0 kN

Verifiche V superate

Resistenza allo scorrimento.

Connettore CT CEM 40 mm

Riduzione resistenza per snellezza travetto

0.56

Resistenza allo scorrimento in zona compressa Pd:

9.98 kN

Resistenza allo scorrimento in zona tesa Pd:

6.98 kN

Spaziatura connettori

Zona:	Totale	1° campata		
		Prima parte	Parte centrale	Terza parte
Lunghezze zone: cm	427	107	214	107
Passo: cm		31	50	31
Numero di connettori:	10	3	4	3
Incidenza media: Consmmq	7.1	Tot:		0

Distanza minima tra connettori cm

8

Grafici:

Momento kNm

Taglio kN cmb1

Scorrimento kN/cm cmb1

Si decide pertanto di realizzare soletta in Leca CLS 1400 di spessore pari a 5 cm, armata con rete diametro 6 passo 15cm con connettori tecnaria CT CEM con passo indicato nella precedente figura; per incrementare la resistenza si è inoltre deciso di procedere alla posa di pannelli di polistirolo di 3 cm di diametro in corrispondenza delle piagnatte di modo tale che risulti possibile aumentare l'altezza resistente del travetto.

## SOLAIO 3 PINT

Tale solaio è risultato essere del tipo RDB excelsior.

Anche per tale solaio si è proceduto alla posa di polistirolo in modo tale da costituire della nervatura che potessero incrementare l'altezza utile del travetto.

Segue la verifica del consolidamento.

**Solai in c.a. con cappa connessa con CONNETTORI TECNARIA**

Progetto: **EXCELSIOR\_3** Superficie: **0** mq Dati 1/2

**Materiali**

calcestruzzo	esistente	C20/25 - Rck 25	γ cls es =	2.03
	nuovo	Leca Cls 1400	γ cls nuovo =	1.50
acciaio	esistente	Feb 38 k	γ acc es =	1.55
	nuovo	B450C	γ acc nuovo =	1.15

**Geometria**

spessore nuova cappa: **5** cm  
base e altezza eventuale raccordo: **8** x **3**  
spessore soletta preesistente: **0** cm  
base e altezza travetto: **8** x **18**  
interasse travetti: **33** cm  
n. campate: **1**  
Lunghezza: (cm) **520**

**Appoggi**

Laterali: Sinistro Rigidezza bassa Destro Rigidezza bassa

**Connettore**

CT CEM V CEM Mini CEM

**Armature per travetto**

Armatura zona appoggio differente che armatura campata

Nuova superiore: **0.57** cm<sup>2</sup>  
Esistente sup.: **0.00** cm<sup>2</sup>  
Esistente inf.: **1.57** cm<sup>2</sup>  
Estensione zona cm: **520**  
Lunghezza zona cls pieno agli appoggi: **5** cm

**Carichi**

Permanenti	peso proprio	1.77	kN/m <sup>2</sup>	γ <sub>G1</sub> =	1.30
	peso cappa	0.89	kN/m <sup>2</sup>	γ <sub>G1</sub> =	1.30
	Compiutamente definiti (es sottofondo)	0	kN/m <sup>2</sup>	γ <sub>G1</sub> =	1.30
	Compiutamente definiti (es pavimento)	0	kN/m <sup>2</sup>	γ <sub>G1</sub> =	1.30
	Non compiutamente definiti (es tramezze)	1.7	kN/m <sup>2</sup>	γ <sub>G2</sub> =	1.50
Variabili	Non compiutamente definiti (altri)	0	kN/m <sup>2</sup>	γ <sub>G2</sub> =	1.50
	var	4	kN/m <sup>2</sup>	γ <sub>Q</sub> =	1.50

Parametri Utente Grafici Risultati Guida

**Solai in c.a. con cappa connessa con CONNETTORI TECNARIA**

Progetto: **EXCELSIOR\_3** Risultati 2/2

**Risultati - Struttura puntellata in fase transitoria.**

**Carichi totali**

g <sub>u</sub> per travetto	1.14	kN/m	eff omog. n :	29.0	zone M+
g <sub>u</sub> +q <sub>u</sub> per travetto	2.82	kN/m		15.0	zone M-

**Resistenza a flessione**

Max M+ Ed:	10.4	kNm	x = 260 cm 1° campata combinazione 2
M + Rd:	8.3	kNm	limite lato acciaio <b>Verifiche M+ non superate</b>
Max M- Ed:	-2.4	kNm	x = 5 cm 1° campata combinazione 1
M - Rd:	-5.0	kNm	limite lato acciaio <b>Verifiche M- superate</b>

**Resistenza a taglio**

V Ed:	10.1	kN	x = 5 cm 1° campata
(senza armatura a taglio)	V Rd:	8.0	kN

**Resistenza allo scorrimento. Connettore CT CEM 40 mm**

Riduzione resistenza per snellezza travetto: 0.56  
Resistenza allo scorrimento in zona compressa Pd: 9.98 kN  
Resistenza allo scorrimento in zona tesa Pd: 6.98 kN

**Spaziatura connettori**

Zone:	Totale	1° campata		
		Prima parte	Parte centrale	Terza parte
Lunghezze zone: cm	520	100	260	100
Passo: cm		21	50	21
Numero di connettori:	17	6	5	6

Incidenza media: Conn/mq **9.9** Tot: **0** Distanza minima tra connettori: cm **8**

**Grafici:**

Momento kNm

Taglio kN comb1

Scorrimento kN/cm comb1

www.tecnaria.com Certificati Disegni DWG

Dalle risultanze emerge dunque la mancata verifica anche del solaio consolidato, risulta pertanto necessaria, oltre la posa di soletta, connettori e polistirolo per creazione delle nervature, la posa di travi in acciaio di rompitratta.

A tale scopo si impone l'uguaglianza tra la freccia del solaio e la freccia di una trave rompitratta semplicemente appoggiata, si ha dunque:

$$\frac{5}{384} * \frac{ql^4}{EI} = \frac{5}{384} * \frac{ql^4}{EI}$$

La cui incognita è rappresentata dall'inerzia della trave rompitratta.

Affidando al rompitratta solo i carichi permanente portati e i sovraccarichi si ottiene:

$$\frac{5}{384} * \frac{2 * 5.2^4}{30000000 * 8.11 * 10^{-5}} = \frac{5}{384} * \frac{22.5 * 4.4^4}{210000000 * X}$$

Si ha dunque una rigidezza richiesta di 6681 cm<sup>3</sup> a cui corrisponde a due profilati HEM 140.

La sollecitazione a cui è sottoposto tale profilato è risultata essere 66 MPa, dal momento che è previsto l'impiego di acciaio S275 la verifica è da ritenersi soddisfatta.

Per garantire l'appoggio della trave è previsto da un lato l'appoggio al muro esistente mediante posa di adeguata sella di appoggio in calcestruzzo mentre dall'altro lato è prevista la posa in opera di pilastro HEM120 incernierato alla base ad un plinto in calcestruzzo 45X45X45 e in testa vincolato mediante vincolo anche qui a cerniera a profilato trasversale appoggiato ai muri perimetrali.

Dal momento che non risulta essere soddisfatta la verifica a taglio si procede alla posa, in corrispondenza degli appoggi di profilato angolare ad ali uguali 150X14 in acciaio S275 con barra filettata M20 di ancoraggio, tale barra sarà passante ed andrà a legarsi con il profilato presente sul lato apposto del paramento verticale, ove tale muro sia un muro esterno, si procederà alla posa di piastra esterna in acciaio S275 di dimensioni 200X200X8 mm.

SOLAIO 4 PINT

Tale solaio è risultato essere del tipo RDB Stimip.

Si decide di realizzare soletta in Leca CLS 1400 di spessore pari a 5 cm, armata con rete diametro 6 mm passo 15 cm con connettori tecnaria CT CEM con passo indicato nella figura successiva.

Dal momento che il solaio presentava criticità a taglio importante non si è proceduto con la posa di polistirolo per incremento dell'altezza utile del travetto ma si procederà con il blindaggio del solaio riempiendo il vuoto intercluso tra i due tavelloni del solaio per una lunghezza di 40 cm. Tale intervento andrà effettuato in maniera alternata.

Per ogni riempimento si decide di posare 4 barre ad aderenza migliorata diametro 12 mm inghisate alla muratura mediante resina tipo Hilti HY 200-R V3.

**Solai in c.a. con cappa connessa con CONNETTORI TECNARIA**

Progetto: **STIMIP\_PT** Superficie: **0** mq Dati **1/2**

**Materiali**

calcestruzzo	esistente	C20/25 - Rck 25	$\gamma_{dis\ es} =$	<b>2.03</b>
	nuovo	Leca Cls 1400	$\gamma_{dis\ nuovo} =$	<b>1.50</b>
acciaio	esistente	Feb 32 k (liscia)	$\gamma_{acc\ es} =$	<b>1.82</b>
	nuovo	B450C	$\gamma_{acc\ nuovo} =$	<b>1.15</b>

**Geometria**

spessore nuova cappa: **5** cm

base e altezza eventuale raccordo: **9** x **0**

spessore soletta preesistente: **0** cm

base e altezza travetto: **9** x **26**

interasse travetti: **70** cm

n. campate: **1**

Lunghezza: (cm) **527**

**Appoggi**

Laterali: Sinistro Destro

Rigidità bassa

**Connettore**

CT CEM V CEM Mini CEM

**Armature per travetto**

Armatura zona appoggio differente che armatura campata

Interferenza: **2.0** cm

Nuova superiore: **1.31** cm

Esistente sup.: **0.00** cm

Esistente inf.: **4.54** cm

Estensione zona cm: **527**

Lunghezza zona ds pieno agli appoggi: **5** cm

**Carichi**

peso proprio	1.97	kN/m²	$\gamma_{G1} =$	<b>1.30</b>
peso cappa	0.78	kN/m²	$\gamma_{G1} =$	<b>1.30</b>
Compiutamente definiti (es sottofondo)	<b>2</b>	kN/m²	$\gamma_{G1} =$	<b>1.30</b>
Compiutamente definiti (es pavimento)	<b>0</b>	kN/m²	$\gamma_{G1} =$	<b>1.30</b>
Non compiutamente definiti (es tramezze)	<b>0</b>	kN/m²	$\gamma_{G2} =$	<b>1.50</b>
Non compiutamente definiti (altri)	<b>0</b>	kN/m²	$\gamma_{G2} =$	<b>1.50</b>
Variabili	<b>3</b>	kN/m²	$\gamma_Q =$	<b>1.50</b>

**Solai in c.a. con cappa connessa con CONNETTORI TECNARIA**

Progetto: **STIMIP\_PT** Risultati **2/2**

**Risultati - Struttura puntellata in fase transitoria.**

**Carichi totali**

$g_1 + q_1$ , per travetto	4.32	kN/m	beff omog. n:	29.0 zone M+
$g_2 + q_2$ , per travetto	3.15	kN/m		15.0 zone M-

**Resistenza a flessione**

M + Rd:	20.2	kNm	x = 264 cm 1° campata	combinazione 2
M + Rd:	21.0	kNm	limite lato acciaio	Verifiche M+ superate
Max M- Ed:	-4.7	kNm	x = 5 cm 1° campata	combinazione 1
M - Rd:	-13.8	kNm	limite lato acciaio	Verifiche M- superate

**Resistenza a taglio**

V Ed:	<b>19.3</b>	kN	x = 5 cm 1° campata	
V Rd:	10.1	kN		Verifiche V non superate

**Resistenza allo scorrimento. Connettore CT CEM 40 mm**

Riduzione resistenza per snellezza travetto: 0.63

Resistenza allo scorrimento in zona compressa Pd: 11.22 kN

Resistenza allo scorrimento in zona tesa Pd: 7.86 kN

**Spaziatura connettori**

Zone:	Totale	1° campata
Lunghezza zone:	527	132
Passo:	15	254
Numero di connettori:	23	9
Incidenza media: Conn/mq	6.2	0

**Grafici:**

Momento kNm

Taglio kN comb1

Scorrimento kN/cm comb1



**Solai in c.a. con cappa connessa con CONNETTORI TECNARIA**

Progetto: **0 GETTATO IN OPE** Superficie: **0** mq Dati 1/2

**Materiali**

calcestruzzo	esistente	C20/25 - Rck 25	$\gamma_{cls\ es} =$	<b>2.03</b>
	nuovo	Leca Cls 1400	$\gamma_{cls\ nuovo} =$	<b>1.50</b>
acciaio	esistente	Feb 22 k (liscia)	$\gamma_{acc\ es} =$	<b>1.55</b>
	nuovo	B450C	$\gamma_{acc\ nuovo} =$	<b>1.15</b>

**Geometria**

spessore nuova cappa **5** misure in cm nuovo getto collaborante

base e altezza eventuale raccordo **8 x 3** altezza isolante - es: sez. 3 e 4 in basso

spessore soletta preesistente **0**

base e altezza travetto **8 x 22** altezza esistente esclusa la cappa da asse ad asse

interasse travetti **38**

n. campate: **1**

Lunghezza: (cm) **456**

**Appoggi**

Laterali Sinistro Rigidezza bassa  $M_{si} = -(g+q+q_l) L^2 / 36$

Destro Rigidezza bassa  $M_{di} = -(g+q+q_l) L^2 / 36$

**Connettore**

☒ CT CEM ☐ V CEM ☐ Mini CEM

☐ Armatura zona appoggio differente che armatura campata

**Armature per travetto**

Interf erro cm

Nuova superiore **1.00** cm2 **2.0**

Esistente sup. **0.00** **2.0**

Esistente inf. **4.00** **2.0**

Estensione zona cm **456**

Lunghezza zona cls pieno agli appoggi **5** **5** **5**

**Carichi**

Permanenti	peso proprio	2.03	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{G1} =$	<b>1.30</b>
	peso cappa	0.87	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{G1} =$	<b>1.30</b>
	Compiutamente definiti (es sottofondo)	0	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{G1} =$	<b>1.30</b>
	Compiutamente definiti (es pavimento)	0	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{G1} =$	<b>1.30</b>
	Non compiutamente definiti (es tramezze)	1.7	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{G2} =$	<b>1.50</b>
	Non compiutamente definiti (altri)	0	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{G2} =$	<b>1.50</b>
Variabili	var	3	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_Q =$	<b>1.50</b>

**Solai in c.a. con cappa connessa con CONNETTORI TECNARIA**

Progetto: **SOLAIO GETTATO IN OPERA\_P1** Risultati 2/2

**Risultati - Struttura puntellata in fase transitoria.**

**Carichi totali**

$g_{it}$ per travetto	1.43	kN/m	29.0 zone M+
$g_{it}+q_{it}$ per travetto	2.68	kN/m	15.0 zone M-

**Resistenza a flessione**

Max M+ Ed:	8.3	kNm	x = 228 cm 1° campata combinazione 2
M + Rd:	14.1	kNm	limite lato acciaio Verifiche M+ superate
Max M- Ed:	-2.4	kNm	x = 0 cm 1° campata combinazione 1
M - Rd:	-10.4	kNm	limite lato acciaio Verifiche M- superate

**Resistenza a taglio**

V Ed: **9.2** kN x = 5 cm 1° campata

(senza armatura a taglio) V Rd: **8.8** kN **Verifiche V non superate**

**Resistenza allo scorrimento. Connettore CT CEM 40 mm**

Riduzione resistenza per snellezza travetto 0.56

Resistenza allo scorrimento in zona compressa Pd: **9.98** kN

Resistenza allo scorrimento in zona tesa Pd: **6.98** kN

**Spaziatura connettori**

Zone:	Totale			1° campata		
	Prima parte	Parte centrale	Terza parte	Prima parte	Parte centrale	Terza parte
Lunghezze zone: cm	456	114	228	114		
Passo: cm	28	50	28			
Numero di connettori:	13	4	5	4		
Incidenza media: Conn/mq	7.5			Tot: 0		

Distanza minima tra connettori: cm 8

**Grafici:**

Momento kNm

Taglio kN comb1

Scorrimento kN/cm comb1

Si prevede dunque la posa in opera di soletta in Leca CLS 1400 di spessore pari a 5 cm con nervature, connettori tecnaria CT CEM, e rete elettrosaldata diametro 6 mm passo 150X150mm.

Per far fronte alla mancata verifica a taglio, si prevede la posa in opera, in corrispondenza degli appoggi, di profilato angolare ad ali uguali 150X14 in acciaio S275 con barra filettata M20 di ancoraggio, tale barra sarà passante ed andrà a legarsi con il profilato presente sul lato apposto del paramento verticale, ove tale muro sia un muro esterno, si procederà alla posa di piastra esterna in acciaio S275 di dimensioni 200X200X10 mm.

### SOLAIO 3 P1

Segue la verifica:

**Solai in c.a. con cappa connessa con CONNETTORI TECNARIA**

Progetto: **GETTATO IN OPERA** Superficie: **0** mq Dati **1/2**

<b>Materiali</b>	calcestruzzo	esistente	C20/25 - Rsk 25	$\gamma_{cls\ es} =$	<b>2.03</b>
		nuovo	Leca CLS 1400	$\gamma_{cls\ nuovo} =$	<b>1.50</b>
	acciaio	esistente	Utente Aq50	$\gamma_{acc\ es} =$	<b>1.55</b>
		nuovo	B450C	$\gamma_{acc\ nuovo} =$	<b>1.15</b>

**Geometria**

spessore nuova cappa: **5** cm  
base e altezza eventuale raccordo: **8** x **3**  
spessore soletta preesistente: **8** x **22**  
base e altezza travetto: **38**  
interasse travetti: **550**  
n. campate: **1**  
Lunghezza: (cm) **550**

**Appoggi**

Laterali: Sinistro Rigidità bassa Destro Rigidità bassa  
Max:  $-(q_1+q_2+q_3)L^2/36$   
Min:  $-(q_1+q_2+q_3)L^2/36$

**Connettore**

CT CEM  
V CEM  
Mini CEM

**Armature per travetto**

☐ Armatura zona appoggio differente che armatura campata

Nuova superiore: **0.85** cm<sup>2</sup>  
Esistente sup.: **0.00** cm<sup>2</sup>  
Esistente inf.: **4.00** cm<sup>2</sup>  
Estensione zona cm: **550**  
Lunghezza zona cls pieno agli appoggi: **5** cm

**Carichi**

Permanenti	peso proprio	2.03	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{G1} =$	<b>1.30</b>
	peso cappa	0.87	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{G1} =$	1.30
	Compiutamente definiti (es sottofondo)	0	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{G1} =$	1.30
	Compiutamente definiti (es pavimento)	0	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{G1} =$	1.30
	Non compiutamente definiti (es tramezze)	1.7	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{G2} =$	<b>1.50</b>
Variabili	Non compiutamente definiti (altri)	0	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{G2} =$	1.50
	var	4	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{Q} =$	<b>1.50</b>

**Solai in c.a. con cappa connessa con CONNETTORI TECNARIA**

Progetto: **SOLAIO GETTATO IN OPERA\_P1** Risultati **2/2**

**Risultati - Struttura puntellata in fase transitoria.**

**Carichi totali**

$g_u$ per travetto	1.43	kN/m	Coeff omog. n:	29.0	zone M+
$g_u+q_u$ per travetto	3.25	kN/m		15.0	zone M-

**Resistenza a flessione**

Max M-Ed:	13.8	kNm	$x = 275$ cm	l'campata	combinazione 2	Verifiche M- superate
M+ Rd:	15.0	kNm	limite lato acciaio			Verifiche M- superate
Max M-Ed:	-3.3	kNm	$x = 5$ cm	l'campata	combinazione 1	Verifiche M- superate
M- Rd:	-7.8	kNm	limite lato cls			Verifiche M- superate

**Resistenza a taglio**

V Ed:	12.6	kN	$x = 5$ cm	l'campata	Verifiche V non superate
(senza armatura a taglio)	V Rd:	8.8	kN		

**Resistenza allo scorrimento. Connettore CT CEM 40 mm**

Riduzione resistenza per snellezza travetto: 0.56  
Resistenza allo scorrimento in zona compressa Pd: 9.98 kN  
Resistenza allo scorrimento in zona tesa Pd: 6.98 kN

**Spaziatura connettori**

Zona:	Totale	l'campata		
		Prima parte	Parte centrale	Terza parte
Lunghezza zona: cm	550	133	275	133
Passo: cm		15	50	15
Numero di connettori	22	8	6	8

Incidenza media: Canale mq **10.5** Tot: **0** Distanza minima tra connettori: cm **0**

**Grafici:**

**Momento kNm**

**Taglio kN comb1**

**Scorrimento kN/cm comb1**

Si prevede dunque la posa in opera di soletta in Leca CLS 1400 di spessore pari a 5 cm con nervature, connettori tecnaria CT CEM, e rete elettrosaldata diametro 6 mm passo 150X150mm.

Per far fronte alla mancata verifica a taglio, si prevede la posa in opera, in corrispondenza degli appoggi, di profilato angolare ad ali uguali 150X14 in acciaio S275 con barra filettata M20 di ancoraggio, tale barra sarà passante ed andrà a legarsi con il profilato presente sul lato apposto del paramento verticale, ove tale muro sia un muro esterno, si procederà alla posa di piastra esterna in acciaio S275 di dimensioni 200X200X10 mm.

SOLAIO 4 P1

Solai in c.a. con cappa connessa con CONNETTORI TECNARIA					
Progetto:	O GETTATO IN OPE		Superficie:	0 mq	
			Dati	1/2	
<b>Materiali</b>					
calcestruzzo	esistente	C20/25 - Rck 25	$\gamma_{cls\ es} =$	2.03	
	nuovo	Leca Cls 1400	$\gamma_{cls\ nuovo} =$	1.50	
	acciaio	esistente	Feb 22 k (liscia)	$\gamma_{acc\ es} =$	1.55
	nuovo	B450C	$\gamma_{acc\ nuovo} =$	1.15	
<b>Geometria</b>					
spessore nuova cappa					
base e altezza eventuale raccordo					
spessore soletta preesistente					
base e altezza travetto					
interasse travetti					
n. campate:					
Lunghezza: (cm)					
475					
<b>Appoggi</b>					
Laterali Sinistro Destro					
Rigidità bassa					
Rigidità bassa					
Max $+(g+q+q_1)L^2/36$					
Max $+(g+q+q_1)L^2/36$					
<b>Connettore</b>					
CT CEM					
V CEM					
Mini CEM					
<b>Armature</b>					
per travetto					
Armatura zona appoggio differente che armatura campata					
Interferro					
cm					
Nuova superiore					
Esistente sup.					
Esistente inf.					
Estensione zona cm					
Lunghezza zona cls pieno agli appoggi					
sx					
dx					
5					
5					
<b>Carichi</b>					
peso proprio					
3.03 kN/m <sup>2</sup>					
$\gamma_{G1} =$					
1.30					
peso cappa					
0.87 kN/m <sup>2</sup>					
$\gamma_{G1} =$					
1.30					
Compiutamente definiti (es sottofondo)					
0 kN/m <sup>2</sup>					
$\gamma_{G1} =$					
1.30					
Compiutamente definiti (es pavimento)					
0 kN/m <sup>2</sup>					
$\gamma_{G1} =$					
1.30					
Non compiutamente definiti (es tramezze)					
1.7 kN/m <sup>2</sup>					
$\gamma_{G2} =$					
1.50					
Non compiutamente definiti (altri)					
0 kN/m <sup>2</sup>					
$\gamma_{G2} =$					
1.50					
Variabili					
var					
3 kN/m <sup>2</sup>					
$\gamma_Q =$					
1.50					

Solai in c.a. con cappa connessa con CONNETTORI TECNARIA				
Progetto:	SOLAIO GETTATO IN OPERA_P1		Risultati 2/2	
<b>Risultati - Struttura puntellata in fase transitoria.</b>				
<b>Carichi totali</b>				
$g_{11}$ per travetto 1.93 kN/m				
$g_2+q$ per travetto 2.68 kN/m				
eff omog. n : 29.0 zone M+				
15.0 zone M-				
<b>Resistenza a flessione</b>				
Max M+ Ed: 10.1 kNm x = 238 cm 1° campi combinazione 2				
M + Rd: 16.0 kNm limite lato acciaio Verifiche M+ superate				
Max M- Ed: -2.9 kNm x = 0 cm 1° campata combinazione 1				
M - Rd: -10.2 kNm limite lato acciaio Verifiche M- superate				
<b>Resistenza a taglio</b>				
V Ed: 10.7 kN x = 5 cm 1° campata				
(senza armatura a taglio) V Rd: 9.6 kN Verifiche V non superate				
<b>Resistenza allo scorrimento. Connettore CT CEM 40 mm</b>				
-				
Riduzione resistenza per snellezza travetto 1.00				
Resistenza allo scorrimento in zona compressa Pd: 17.96 kN				
Resistenza allo scorrimento in zona tesa Pd: 12.57 kN				
<b>Spaziatura connettori</b>				
Totale				
1° campata				
Prima parte				
Parte centrale				
Terza parte				
Lunghezza zone: cm				
475				
119				
238				
119				
Passo: cm				
50				
50				
50				
Numero di connettori:				
9				
2				
5				
2				
Incidenza media: Con/mq				
5.0				
Tot: 0				
Distanza minima tra connettori: cm				
14.4				
<b>Grafici:</b>				
Momento kNm				
Taglio kN comb1				
Scorrimento kN/cm comb1				

Si prevede dunque la posa in opera di soletta in Leca CLS 1400 di spessore pari a 5 cm con nervature, connettori tecnaria CT CEM, e rete elettrosaldata diametro 6 mm passo 150X150mm.

Per far fronte alla mancata verifica a taglio, si prevede la posa in opera, in corrispondenza degli appoggi, di profilato angolare ad ali uguali 150X14 in acciaio S275 con barra filettata M20 di ancoraggio, tale barra sarà passante ed andrà a legarsi con il profilato presente sul lato apposto del paramento verticale, ove tale muro sia un muro esterno, si procederà alla posa di piastra esterna in acciaio S275 di dimensioni 200X200X10 mm.

SOLAIO 5 P1

Tale solaio risulta essere della stessa tipologia costruttiva e geometrica del solaio 4, pertanto si omettono le verifiche.

SOLAIO 6 P1

Dal momento che tale solaio risulta essere della stessa tipologia geometrica e meccanica dei solai precedenti e con luce inferiore se ne omette la verifica.

SOLAIO 7-8 P1

Anche per tali solai vale quanto indicato precedentemente.

## SOLAIO 1 P2

Tale solaio risulta essere del tipo RDB SAP.

Solai in c.a. con cappa connessa con CONNETTORI TECNARIA			
Progetto:	GETTATO IN OPERA		Superficie: 0 mq
Materiali		Dati 1/2	
calcestruzzo	esistente	C25/30 - Rck 30	$\gamma_{clt\ es} = 2.03$
	nuovo	Leca CLS 1400	$\gamma_{clt\ nuovo} = 1.50$
acciaio	esistente	Utente	$\gamma_{acc\ es} = 1.55$
	nuovo	B450C	$\gamma_{acc\ nuovo} = 1.15$
Geometria			
spessore nuova cappa		5	
base e altezza eventuale raccordo		0 x 0	
spessore soletta preesistente		0	
base e altezza travetto		3 x 20	
interasse travetti		20	
n. campate:		1	
Lunghezza: (cm)		543	
Appoggi			
Laterali		Sinistro	Rigidità bassa
Connettore		Destro	Rigidità bassa
Armature per travetto			
Nuova superiore			
Esistente sup.			
Esistente inf.			
Estensione zona cm			
Lunghezza zona cls pieno agli appoggi			
Carichi			
peso proprio		1.60 kNm <sup>2</sup>	$\gamma_{G1} = 1.30$
peso cappa		0.78 kNm <sup>2</sup>	$\gamma_{G1} = 1.30$
Compiutamente definiti (es sottofondo)		0 kNm <sup>2</sup>	$\gamma_{G1} = 1.30$
Compiutamente definiti (es pavimento)		0 kNm <sup>2</sup>	$\gamma_{G1} = 1.30$
Non compiutamente definiti (es tramezze)		0.4 kNm <sup>2</sup>	$\gamma_{G2} = 1.50$
Non compiutamente definiti (altri)		0 kNm <sup>2</sup>	$\gamma_{G2} = 1.50$
Variabili		var 2 kNm <sup>2</sup>	$\gamma_Q = 1.50$

Solai in c.a. con cappa connessa con CONNETTORI TECNARIA			
Progetto:	SOLAIO GETTATO IN OPERA_P1		Risultati 2/2
Risultati - Struttura puntellata in fase transitoria.			
Carichi totali		Coeff omog. n: 23.0 zone M+	
$g_u$ per travetto		0.62 kNm	
$g_u + q_u$ per travetto		0.72 kNm	14.3 zone M-
Resistenza a flessione			
M+ Rd		3.8 kNm	Verifiche M+ superate
M- Rd		3.9 kNm	Verifiche M- superate
Max M- Ed		-0.9 kNm	Verifiche M- superate
M- Rd		-4.1 kNm	Verifiche M- superate
Resistenza a taglio			
Y Ed		3.2 kN	Verifiche V superate
V Rd		4.2 kN	
Resistenza allo scorrimento. Connettore CT CEM 40 mm			
Connettori CTCEM e VCEM non utilizzabili.			
Riduzione resistenza per snellezza travetto			
Resistenza allo scorrimento in zona compressa Pd		4.44 kN	
Resistenza allo scorrimento in zona tesa Pd		3.11 kN	
Spaziatura connettori			
Zona:		Totale	1° campata
Lunghezza zona:		cm 543	cm 126
Passe:		cm 28	cm 50
Numero di connettori:		15	5
Incidenza media: Can/mq		13.8	Tot: 5
Grafici:			
Momento kNm		Taglio kN comb1	
Scorrimento kN/cm comb1			

Dal momento che non risulta possibile provvedere alla posa in opera dei connettori tecnaria, si provvederà alla posa di connettore chimico tipo Leca Centrostorico per calcestruzzo con soletta in Leca CLS 1400 di spessore pari a 5 cm.

## SOLAIO 2 P2

Vale quanto indicato per il solaio di tipo 1\_P1.

## SOLAIO 3 P2

Vale quanto indicato per il solaio 2\_P1

## SOLAIO DI SOTTOTETTO DELLA TORRETTA

Tale solaio è riconducibile alla tipologia RDB SAP, pertanto, considerando la maggiore luce disponibile si ha:



**Solai in c.a. con cappa connessa con CONNETTORI TECNARIA**

Progetto: **GETTATO IN OPERA** Superficie: **0** mq Dati 1/2

<b>Materiali</b>	calcestruzzo	esistente	C25/30 - Rck 30	$\gamma_{clis\ es} =$	<b>2.03</b>
		nuovo	Leca Cls 1400	$\gamma_{clis\ nuovo} =$	<b>1.50</b>
	acciaio	esistente	Utente	$\gamma_{acc\ es} =$	<b>1.55</b>
		nuovo	B450C	$\gamma_{acc\ nuovo} =$	<b>1.15</b>

**Geometria**

spessore nuova cappa: **5** cm  
base e altezza eventuale raccordo: **0** x **0**  
spessore soletta preesistente: **0**  
base e altezza travetto: **3** x **20**  
interasse travetti: **20**  
n. campate: **1**  
Lunghezza: (cm) **550**

**Appoggi**

Laterali: Sinistro Destro  
Rigidità bassa  
Rigidità bassa

**Connettore**

CT CEM  
V CEM  
Mini CEM

**Armature per travetto**

Nuova superiore: **0.85**  
Esistente sup.: **0.14**  
Esistente inf.: **0.38**  
Estensione zona cm: **550**  
Lunghezza zona cls pieno agli appoggi: **5** cm

**Carichi**

Permanenti	peso proprio	1.60	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{G1} =$	<b>1.30</b>
	peso cappa	0.78	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{G1} =$	<b>1.30</b>
	Compiutamente definiti (es sottofondo)	<b>0</b>	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{G1} =$	<b>1.30</b>
	Compiutamente definiti (es pavimento)	<b>0</b>	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{G1} =$	<b>1.30</b>
Variabili	Non compiutamente definiti (es tramezze)	<b>0.4</b>	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{G2} =$	<b>1.50</b>
	Non compiutamente definiti (altri)	<b>0</b>	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{G2} =$	<b>1.50</b>
	var	<b>2</b>	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{G2} =$	<b>1.50</b>

**Solai in c.a. con cappa connessa con CONNETTORI TECNARIA**

Progetto: **SOLAIO GETTATO IN OPERA\_P1** Risultati 2/2

**Risultati - Struttura puntellata in fase transitoria.**

**Carichi totali**

$g_u$ per travetto	0.62	kN/m	Coeff omog. n:	29.0	zone M+
$g_u + q_u$ per travetto	0.72	kN/m		14.3	zone M-

**Resistenza a flessione**

Max M-Ed:	<b>3.9</b>	kNm	$\alpha = 275$ cm l'campata	combinazione 2
M+ Rd:	3.9	kNm	limite lato acciaio	<b>Verifiche M- non superate</b>
Max M-Ed:	-0.9	kNm	$\alpha = 5$ cm l'campata	combinazione 1
M- Rd:	-4.1	kNm	limite lato cls	Verifiche M- superate

**Resistenza a taglio**

Y Ed:	3.2	kN	$\alpha = 33$ cm l'campata	
Y Rd:	4.2	kN		Verifiche V superate

**Resistenza allo scorrimento. Connettore CT CEM 40 mm**

Connettori CTCEM e VCEM non utilizzabili.

Riduzione resistenza per snellezza travetto	0.21	
Resistenza allo scorrimento in zona compressa Pd:	<b>4.44</b>	kN
Resistenza allo scorrimento in zona tesa Pd:	<b>3.11</b>	kN

**Spaziatura connettori**

Zona:	Totale	l'campata	Terzo parte
Prima parte			
Seconda parte			
Terza parte			

**Grafici:**

Incidenza media: Conforma **14.5** Toti **0** Distanza minima tra connettori: cm **3**

Anche in questo caso si decide di applicare un connettore chimico tipo Leca Centrostorico e soletta di consolidamento realizzato con Leca CLS 1400 di spessore pari a 5 cm armata con rete elettrosaldata diametro 6 mm maglia 150X150.

Si precisa che le verifiche risultano essere soddisfatte in quanto il momento resistente è pari a quello sollecitante.

## g) VERIFICA DELLE SCALE

Si è provveduto alla verifica della prima rampa (calcolo con valori caratteristici delle sollecitazioni):

$$l=3.40\text{m}$$

$$q_{tot}=13\text{ kN/m}$$

$$M_{ed,max}=12.6\text{ kN}\cdot\text{m}$$

Considerato l'impiego di barre in acciaio Feb 38K di diametro pari a 10 mm e passo 150mm, si ottiene un momento resistente massimo di 17 kN\*m; la verifica è da ritenersi pertanto soddisfatta. Si trascura la verifica a taglio.

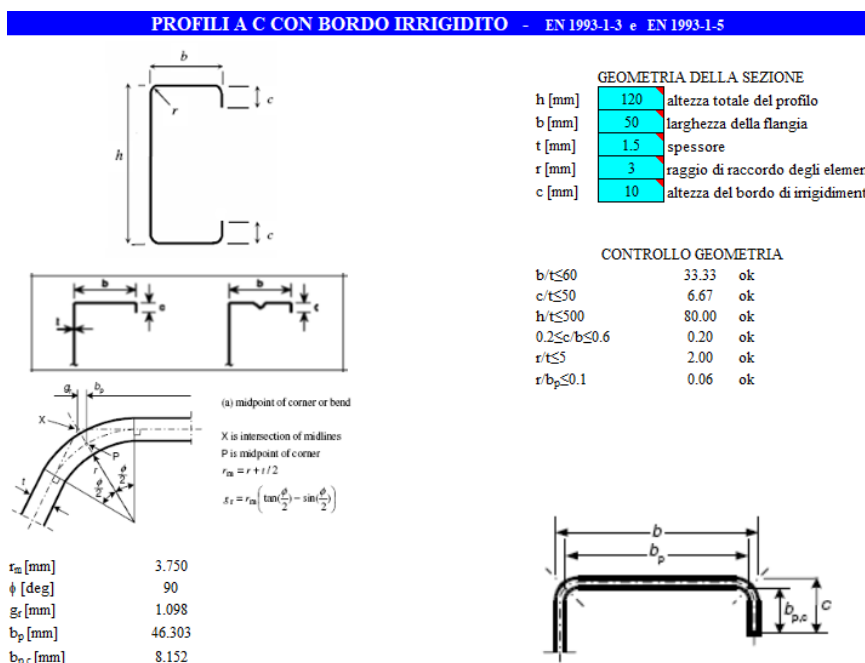
Essendo la terza rampa uguale alla prima si trascura la verifica, così come si decide di non verificare la rampa centrale in quanto di lunghezza minore rispetto alle altre due considerate.

La prima e la terza rampa si appoggiano a 2 IPE 300, date le dimensioni generose delle IPE e le sollecitazioni non troppo elevate derivanti dallo scarico della scala, si decide anche in questo caso di evitare le verifiche di resistenza meccanica.

## h) VERIFICA DELLE PARETI IN CARTONGESSO

Al fine della verifica delle pareti in cartongesso si è considerato no schema di carico con trave in semplice appoggio di luce pari a 4.8 metri, i montanti sono costituiti da profilati a C 50/120/50 con spessore pari a 1.5mm ed interasse pari a 60 cm.

Ipotizzando l'applicazione di una forza orizzontale di 0.6 kN a 1 metro di altezza di ottiene un momento massimo di 0.5 kN/m.



Si procede con la verifica a flessione per profili in classe 4:

**SCHEMA DI CALCOLO**  
**SEZIONE RESISTENTE COSTITUITA DA PROFILO SAGOMATO A FREDDO IRRIGIDITO**

q = carico uniformemente distribuito

S.L.U.  $S_{Ed} = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot [\psi \cdot Q]$

$\gamma_G = 1.3$   $\gamma_Q = 1.5$   $\psi = 1$

Classe dell'acciaio S275

L [m]	4.8	distanza fra gli appoggi	f <sub>yb</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	275
g [kN/m]		carico permanente	γ <sub>M0</sub>	1.05
q [kN/m]	0.12	carico accidentale uniformemente distribuito		

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1,0 \quad M_{Rd}^I = \frac{W_{eff} f_{yb}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{Rd}^{II} = \frac{f_{yb} (W_{el} + (W_{pl} - W_{el}) 4(1 - \lambda_{e\max}/\lambda_{e0}))}{\gamma_{M0}}$$

M <sub>Ed</sub> [kNm]	0.52			
A <sub>sez</sub> [mm <sup>2</sup> ]	351			
W <sub>el</sub> [mm <sup>3</sup> ]	13000			
W <sub>pl</sub> [mm <sup>3</sup> ]	14625			
W <sub>eff</sub> [mm <sup>3</sup> ]	11601			
M <sub>c,Rd</sub> <sup>I</sup> [kNm]	3.04			
M <sub>c,Rd</sub> <sup>II</sup> [kNm]	2.68			
M <sub>Ed</sub> [kNm]	<=	M <sub>c,Rd</sub> [kNm]	sezione verificata	

Ai fini di sicurezza si considera l'applicazione di un carico da vento pari a 1Kn/mq:

**SCHEMA DI CALCOLO**  
**SEZIONE RESISTENTE COSTITUITA DA PROFILO SAGOMATO A FREDDO IRRIGIDITO**

q = carico uniformemente distribuito

S.L.U.  $S_{Ed} = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot [\psi \cdot Q]$

$\gamma_G = 1.3$   $\gamma_Q = 1.5$   $\psi = 1$

Classe dell'acciaio S275

L [m]	4.8	distanza fra gli appoggi	f <sub>yb</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	275
g [kN/m]		carico permanente	γ <sub>M0</sub>	1.05
q [kN/m]	0.6	carico accidentale uniformemente distribuito		

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1,0 \quad M_{Rd}^I = \frac{W_{eff} f_{yb}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{Rd}^{II} = \frac{f_{yb} (W_{el} + (W_{pl} - W_{el}) 4(1 - \lambda_{e\max}/\lambda_{e0}))}{\gamma_{M0}}$$

M <sub>Ed</sub> [kNm]	2.59			
A <sub>sez</sub> [mm <sup>2</sup> ]	351			
W <sub>el</sub> [mm <sup>3</sup> ]	13000			
W <sub>pl</sub> [mm <sup>3</sup> ]	14625			
W <sub>eff</sub> [mm <sup>3</sup> ]	11601			
M <sub>c,Rd</sub> <sup>I</sup> [kNm]	3.04			
M <sub>c,Rd</sub> <sup>II</sup> [kNm]	2.68			
M <sub>Ed</sub> [kNm]	<=	M <sub>c,Rd</sub> [kNm]	sezione verificata	

Anche in questo caso la verifica è soddisfatta.

Per garantire il fissaggio si provvederà alla posa di tassello meccanico M6 tipo Hilti HST3 di lunghezza utile pari a 7.5 mm, ogni 2 montanti.

Lato copertura del corpo principale per quanto concerne lo sbalzo più sollecitato si ha:

$$L=420 \text{ cm}$$

$$f=0.07 \text{ cm}$$

$$f_{lim}= 2L/200= 4.2 > 0.07 \text{ cm}$$

Mentre per la trave più sollecitata si ha:

$$L= 530 \text{ cm}$$

$$f= 0.60 \text{ cm}$$

$$f_{lim}= L/200= 2.65 \text{ cm} > 0.9 \text{ cm}$$

Per quanto concerne la copertura della torretta si omette la verifica in quanto gli spostamenti sono risibili.

## 5 RELAZIONE SUI MATERIALI

### ELENCO DEI MATERIALI DA IMPIEGARE

- Nuova copertura in legno:  
Legno lamellare GL24h
- Cordolo di coronamento C.A.  
Leca CLS 1600  $R_{ck} = 35MPa$   
Classe di esposizione XC1  
Rapporto massimo a/c: 0.60  
Copriferro 30mm  
Barre d'armatura B450C
- Solette per il consolidamento dei solai  
Leca CLS 1400  $R_{ck} = 30MPa$   
Classe di esposizione XC1  
Rapporto massimo a/c: 0.60  
Copriferro 30mm  
Barre d'armatura B450C
- Piastre in acciaio appoggio travetti:  
Piastre: acciaio S275 zincato  
Tasselli meccanici: Hilti HST3-R M8  
Barra filettata M12 cl 8.8
- Muratura in mattoni semipieni:  
Blocchi Doppio UNI 12X15X25  
Resistenza media a compressione nella direzione dei carichi verticali  $f_{bm} = 18 \frac{N}{mm^2}$   
Malta M15

## **6 ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI**

- EL.01: Relazione strutturale;
- EL.02: Relazione fotografica;
- EL.03: Relazione sulle indagini di riposta sismica locale;
- EL.04: Relazione sulle indagini dei materiali e delle strutture;
- EL.05: Computo metrico estimativo;
- EL.06: Elenco prezzi unitario;
- EL.07: Quadro economico;
- EL.08: Quadro di incidenza della manodopera;
- EL.09: Capitolato speciale di appalto;
- EL.10: Cronoprogramma;
- S01: Stato di fatto: pianta piano seminterrato;
- S02: Stato di fatto: pianta piano rialzato;
- S03: Stato di fatto: pianta piano primo;
- S04: Stato di fatto: pianta piano secondo;
- S05: Stato di fatto: pianta piano di sottotetto torretta;
- S06: Stato di fatto: copertura;
- S07: Stato di fatto: sezione;
- S08: Stato di fatto: prospetti;
- S09: Stato di progetto: pianta piano seminterrato;
- S10: Stato di progetto: pianta piano rialzato;
- S11: Stato di progetto: pianta piano primo;
- S12: Stato di progetto: pianta piano secondo;
- S13: Stato di progetto: pianta piano di sottotetto torretta;
- S14: Stato di progetto: copertura;
- S15: Stato di progetto: cordolo di copertura;
- S16: Stato di progetto: sezione;

- S17: Stato di progetto: interventi sui prospetti;
- S18: Stato di progetto: particolari costruttivi degli interventi sulle murature;
- S19: Stato di progetto: particolari costruttivi dei consolidamenti dei solai;
- S20: Stato di progetto: particolari costruttivi delle giunzioni in copertura;
- S21: Stato di progetto: particolari costruttivi delle giunzioni in copertura;
- S22: Stato di progetto: particolari costruttivi delle giunzioni in copertura;

## **7 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

### **a) ANALISI STORICO-CRITICA**

Si precisa che non è stato possibile reperire alcuna documentazione circa le origini del fabbricato, da foto storiche è possibile far risalirne la costruzione agli anni '20 del secolo scorso.

Agli atti figura un intervento di ristrutturazione profonda approvato con delibera del consiglio comunale n.57 il 17/11/1980 su progetto dell'ing. Terzi che ha portato ad una sensibile riduzione della capacità sismica dell'edificio ed a un profondo stravolgimento della distribuzione interna degli spazi, prevedendo nuove finestre sul fronte nord, aperture di nuovi vani in muri portanti e conseguente chiusura degli stessi in maniera non adeguata e soprattutto è stata prevista la demolizione di due setti portanti che ha pregiudicato la capacità sismica dell'edificio lasciando inoltre una importante vulnerabilità costituita dai rimanenti timpani sommitali dei muri portanti sostenuti da putrelle. Tale soluzione in caso di sisma non preclude la possibilità di fenomeni di ribaltamento dei timpani stessi con conseguenti effetti catastrofici per i solai dei piani inferiori.

Risulta inoltre essere realizzato, numero protocollo 7526 del 27 ottobre 2006, un intervento locale di rafforzamento del solaio posto a copertura dell'ufficio del Sindaco costituito dalla posa in opera all'intradosso del solaio in laterocemento di putrelle in acciaio al fine di limitare le deformazioni del solaio stesso e scongiurare fenomeni di sfondellamento.

### **b) RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE**

Il rilievo geometrico - strutturale ha confermato il rilievo architettonico.

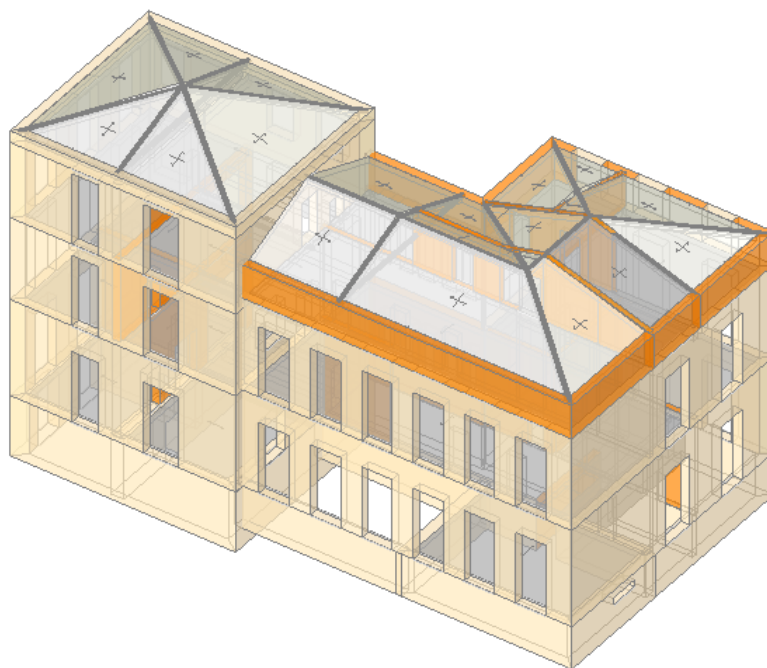
### **c) DOCUMENTAZIONE DEPOSITATA STRUTTURALE**

È stato possibile reperire:

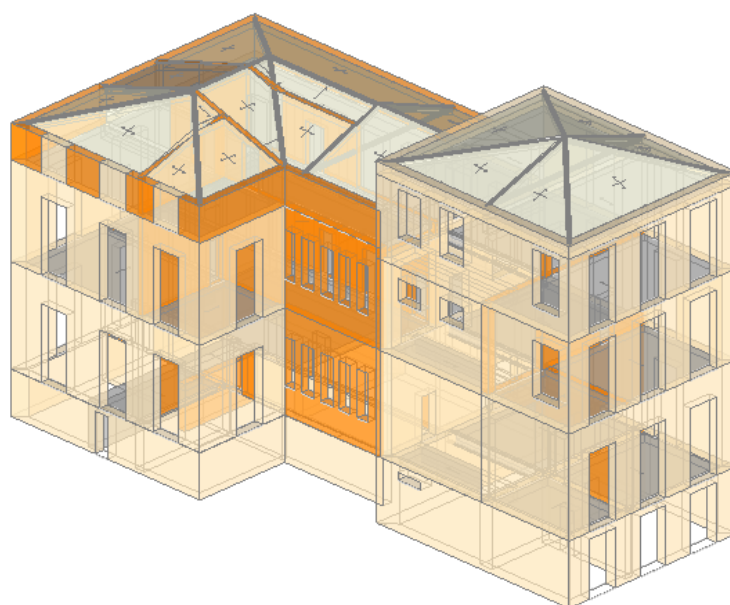
1. "Progetto di ristrutturazione e ampliamento Municipio" (approvazione del consiglio comunale n.57 del 17/11/1980:
  - Tavole architettoniche dello stato di fatto;
  - Relazione Tecnica;
  - Perizia suppletiva di variante a firma dell'ing. Ghiretti Roberto.
2. "Progetto per il consolidamento e la messa in sicurezza di solai laterocementizi presso la sede comunale in Varano de' Melegari". (numero protocollo 7526 del 27 ottobre 2006).



#### **d) VERIFICHE UNITÀ STRUTTURA STATO DI FATTO**



*Figure 75: modello strutturale con in evidenza prospetto sud*



*Figure 76: modello strutturale con in evidenza prospetto sud*

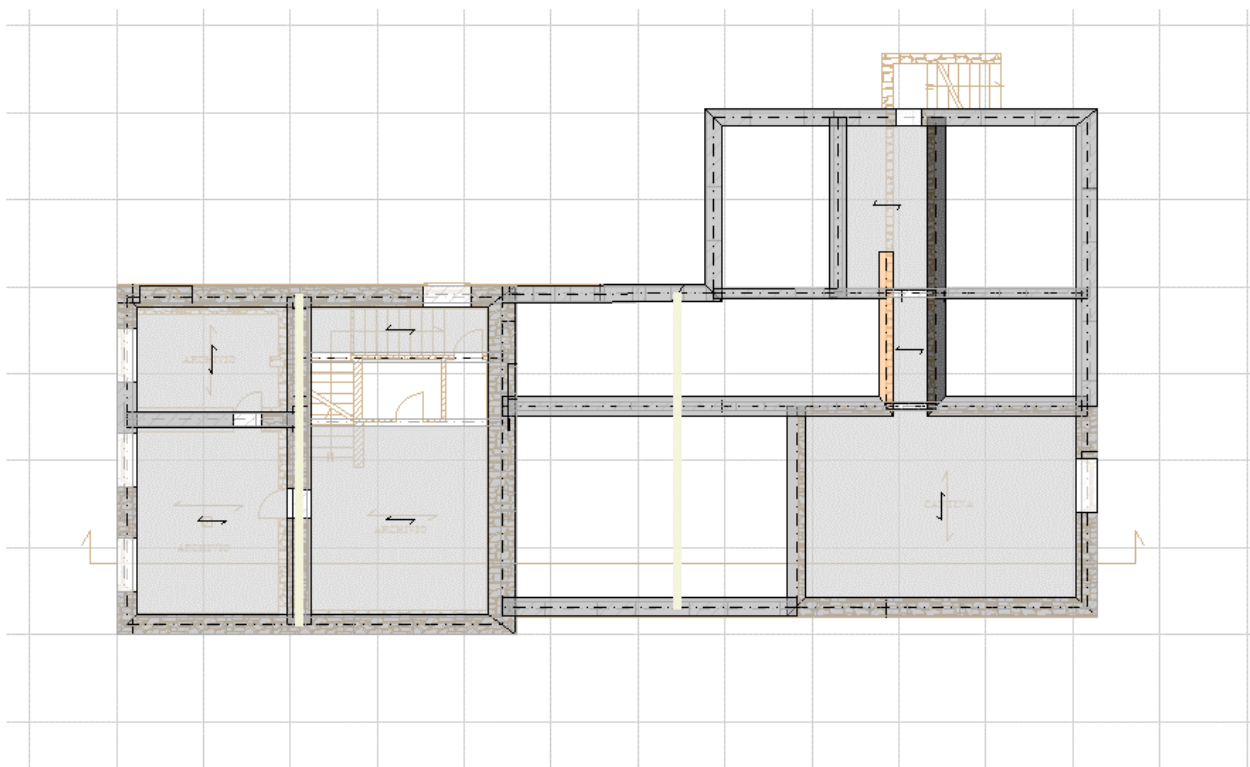


Figure 77: modellazione primo impalcato

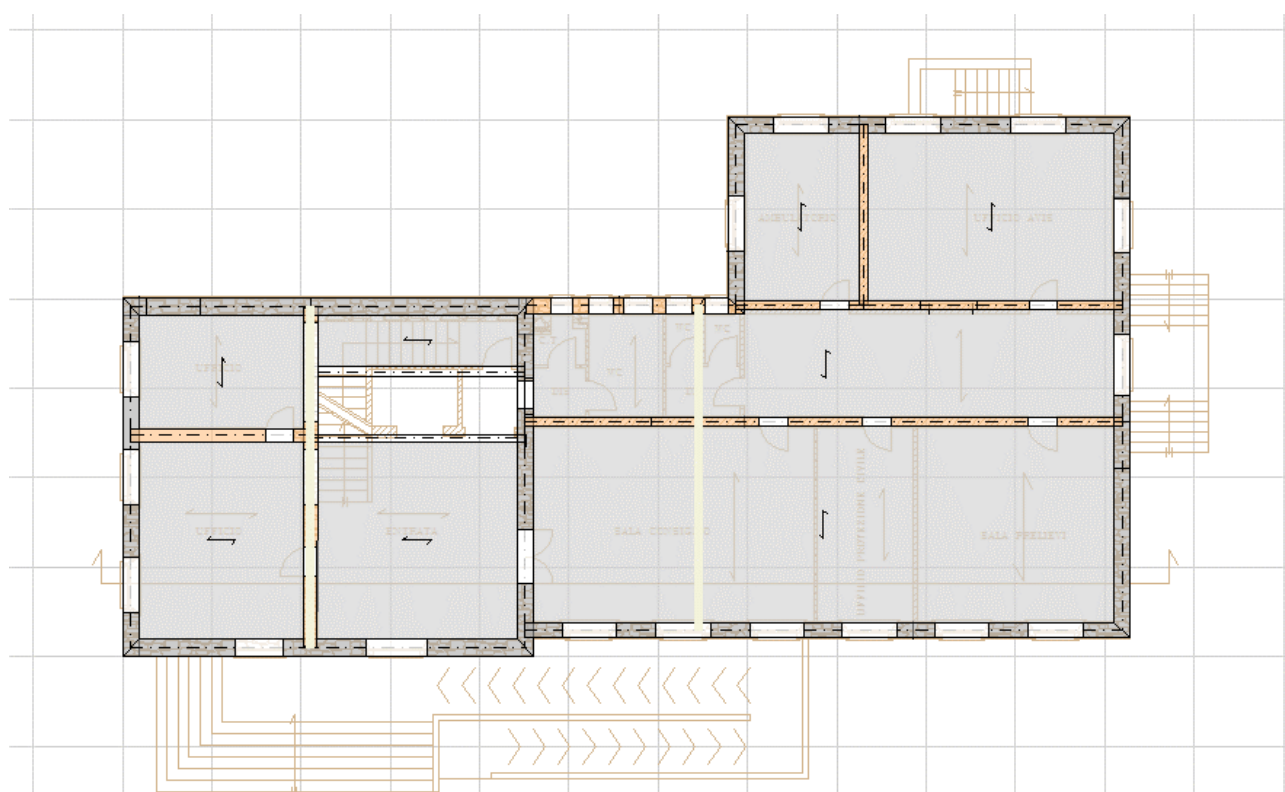


Figure 78: modellazione secondo impalcato

# PIANTA PIANO PRIMO

SCALA 1:100

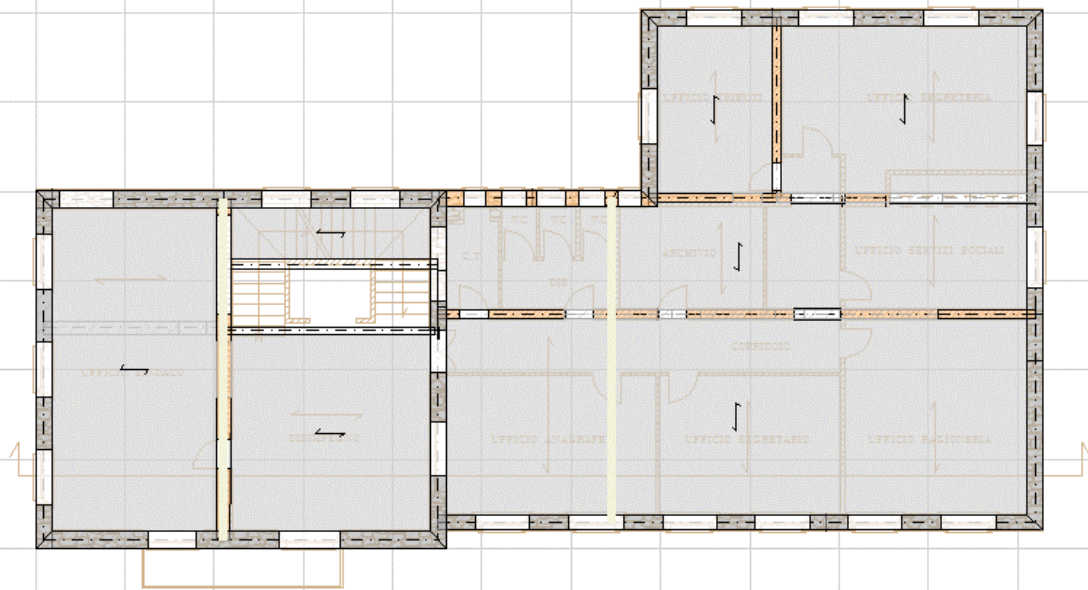


Figure 79: modellazione terzo impalcato

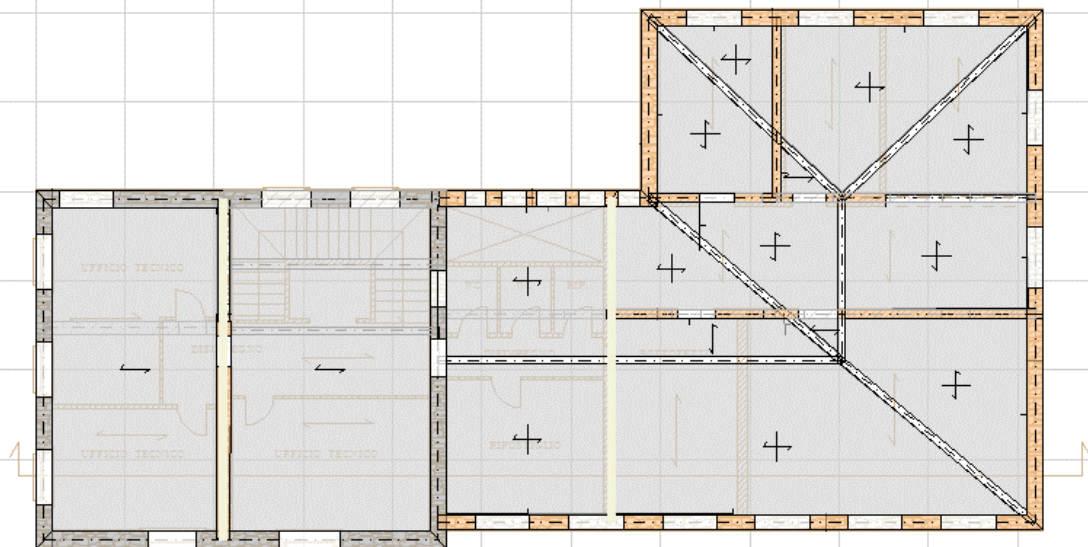


Figure 80: modellazione quarto impalcato

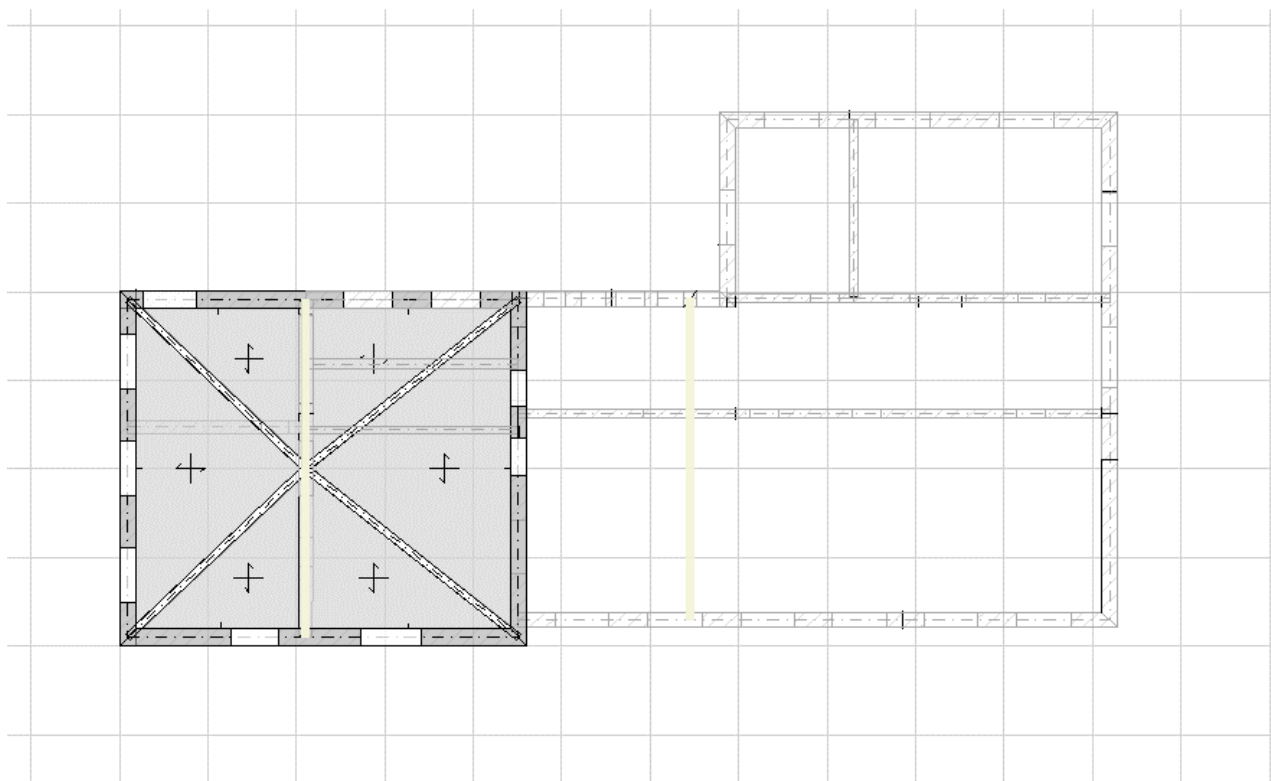


Figure 81: modellazione quinto impalcato

- Maschio
- Striscia
- Sottofinestra
- Colonna
- Trave
- Blocco
- Asta generica

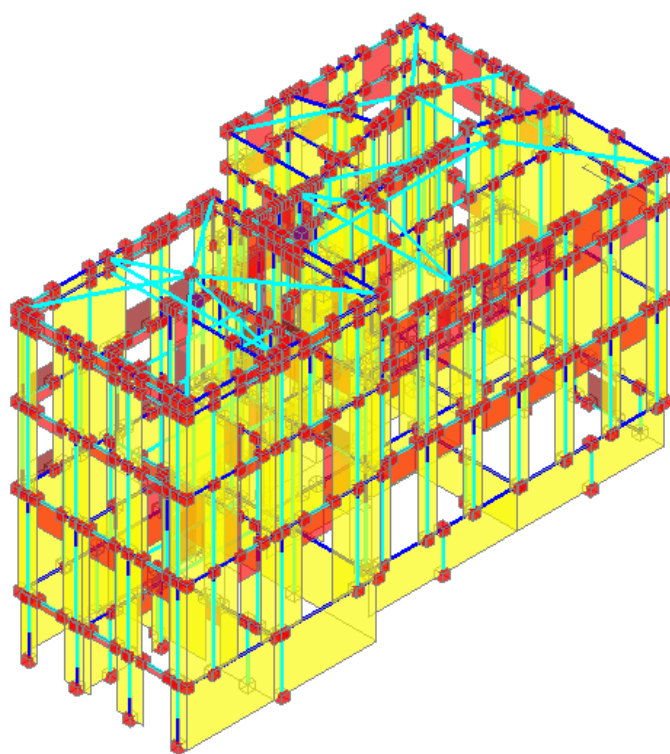


Figure 82: modello strutturale a telaio equivalente tridimensionale



### Verifiche Statiche

Si riporta di seguito le sollecitazioni allo stato di fatto sulle murature derivanti dalla condizione di carico che massimizza i carichi permanenti (si considerano le sollecitazioni più significative).

#### **Sforzo normale N**

kN(Valore assoluto)

0.00 - 179.80
179.80 - 359.59
359.59 - 539.39
539.39 - 719.18
719.18 - 898.98
898.98 - 1078.77
1078.77 - 1258.57
1258.57 - 1438.36
1438.36 - 1618.16
1618.16 - 1797.95

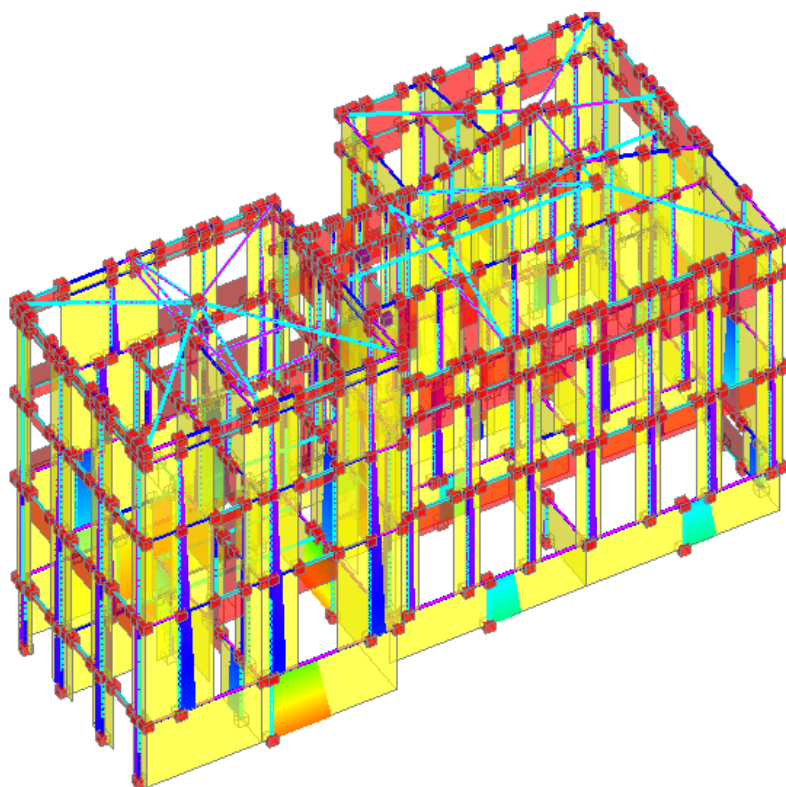


Figure 83: carichi permanenti - sforzo normale

### Taglio Tz

kN(Valore assoluto)

- 0.00 - 80.86
- 80.86 - 161.73
- 161.73 - 242.59
- 242.59 - 323.46
- 323.46 - 404.32
- 404.32 - 485.18
- 485.18 - 566.05
- 566.05 - 646.91
- 646.91 - 727.78
- 727.78 - 808.64

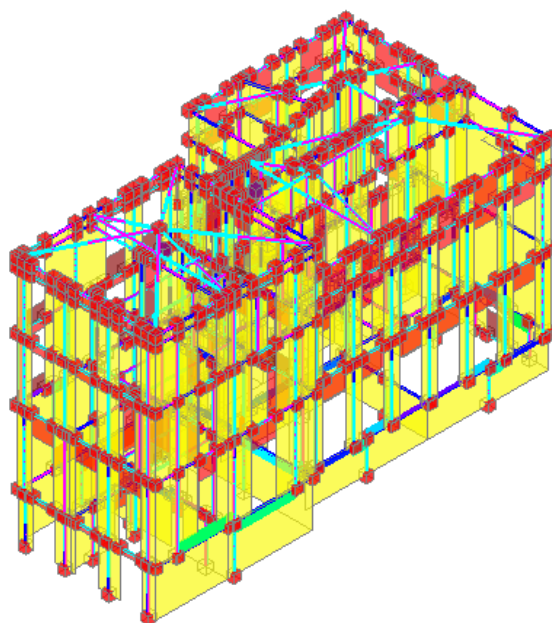


Figure 84: carichi permanenti -Tz

### Momento My

kNm(Valore assoluto)

- 0.00 - 111.72
- 111.72 - 223.43
- 223.43 - 335.15
- 335.15 - 446.86
- 446.86 - 558.58
- 558.58 - 670.29
- 670.29 - 782.01
- 782.01 - 893.72
- 893.72 - 1005.44
- 1005.44 - 1117.15

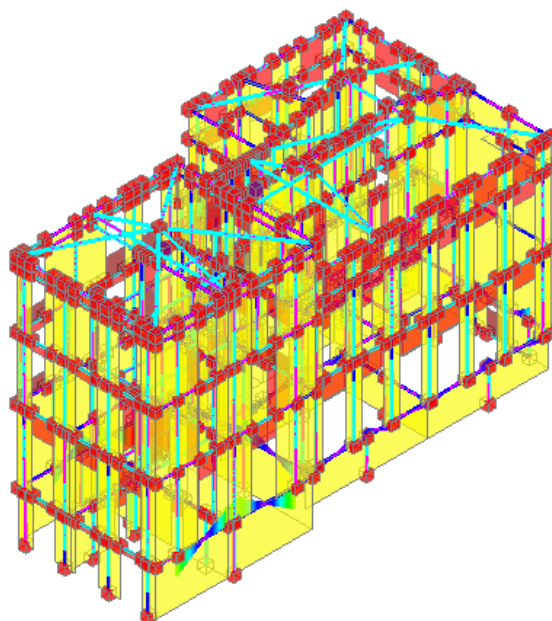


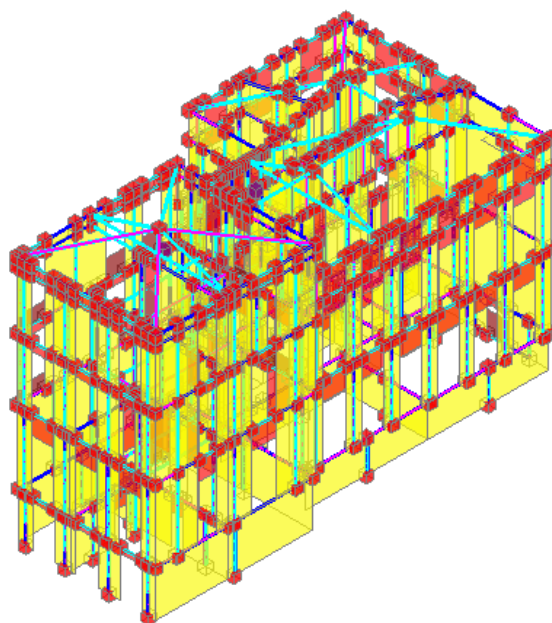
Figure 85: carichi permanenti - My

Si riportano di seguito le sollecitazioni allo stato di fatto sulle murature derivanti dalla condizione di carico che massimizza i carichi di categoria B (si considerano le sollecitazioni più significative).

**Sforzo normale N**

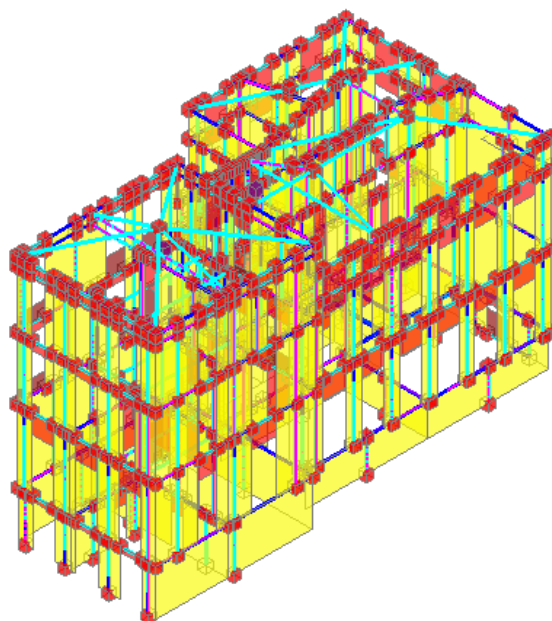
kN(Valore assoluto)

- 0.00 - 38.08
- 38.08 - 76.16
- 76.16 - 114.24
- 114.24 - 152.32
- 152.32 - 190.40
- 190.40 - 228.47
- 228.47 - 266.55
- 266.55 - 304.63
- 304.63 - 342.71
- 342.71 - 380.79

*Figure 86: cat.B – sforzo normale***Taglio Tz**

kN(Valore assoluto)

- 0.00 - 32.11
- 32.11 - 64.22
- 64.22 - 96.34
- 96.34 - 128.45
- 128.45 - 160.56
- 160.56 - 192.67
- 192.67 - 224.78
- 224.78 - 256.90
- 256.90 - 289.01
- 289.01 - 321.12

*Figure 87: cat B - Tz*

**Momento My**

kNm(Valore assoluto)

0.00 - 54.83

54.83 - 109.67

109.67 - 164.50

164.50 - 219.33

219.33 - 274.17

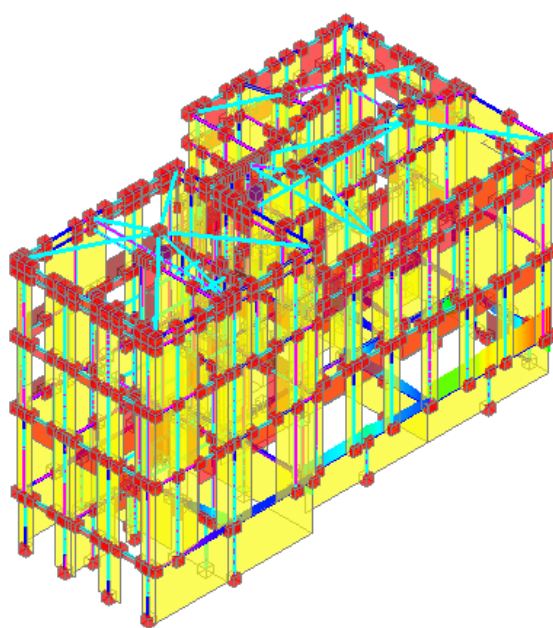
274.17 - 329.00

329.00 - 383.83

383.83 - 438.66

438.66 - 493.50

493.50 - 548.33

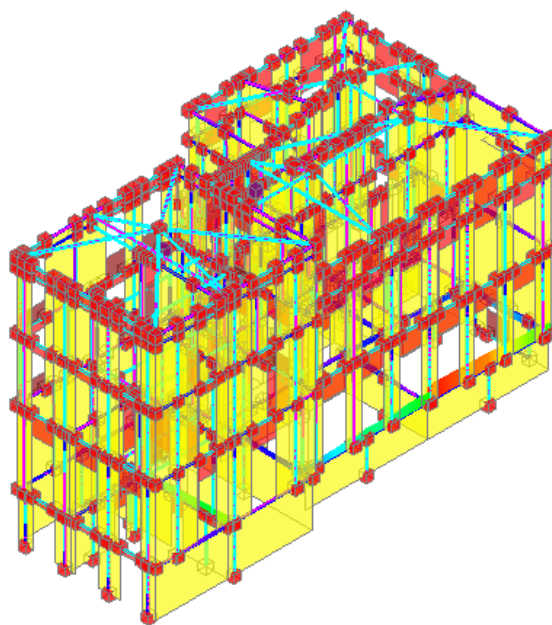
*Figure 88: Cat. B - My*



**Momento  $M_y$** 

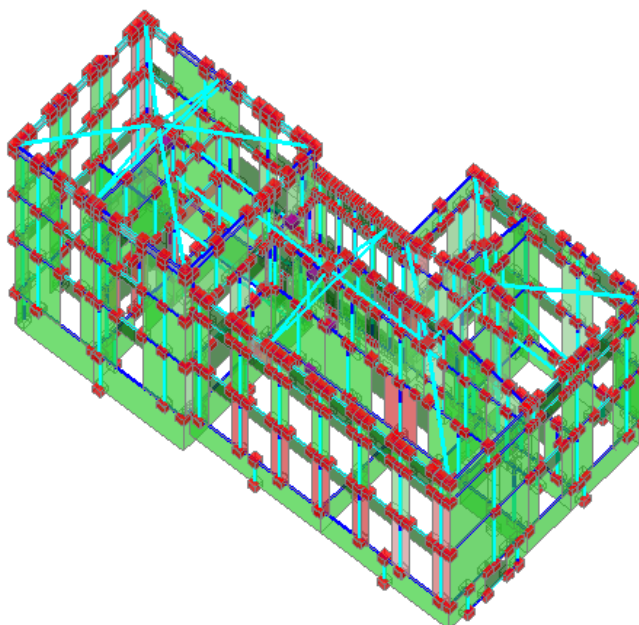
kNm(Valore assoluto)

- 0.00 - 29.50
- 29.50 - 59.00
- 59.00 - 88.50
- 88.50 - 118.00
- 118.00 - 147.50
- 147.50 - 177.00
- 177.00 - 206.50
- 206.50 - 236.00
- 236.00 - 265.50
- 265.50 - 295.00

*Figure 89: neve -  $M_y$* 

Di seguito si riportano le verifiche riferite allo stato di fatto per quanto concerne gli involuipi statici:

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

*Figure 90: pressoflessione complanare*

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

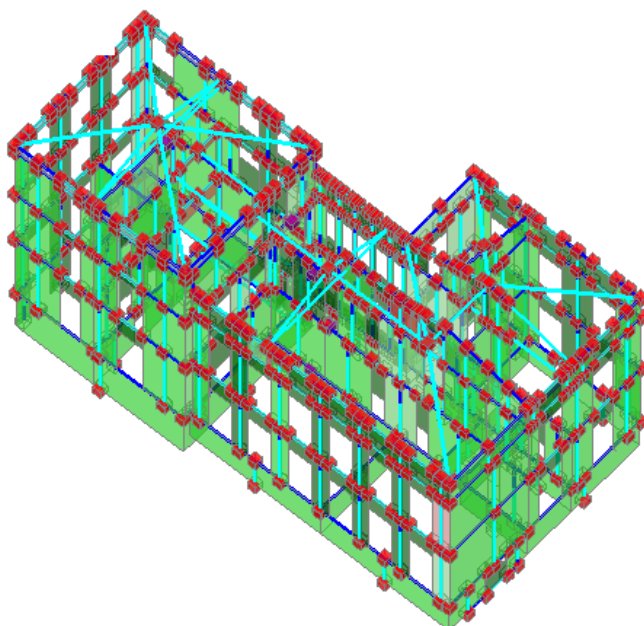


Figure 91: taglio

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

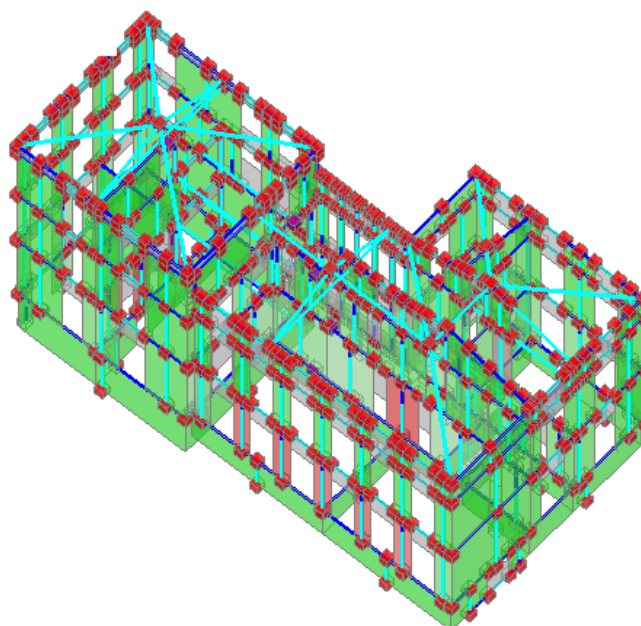


Figure 92: pressoflessione ortogonale

Analisi Statica Lineare, NON Sismica (D.M.17.1.2018)

**Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]**  
**Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura**

Inviluppo CCC

Verifica di Resistenza della Struttura (STR)

Pressofless. complanare [§4.5.6]	0.000	81.7%
Taglio scorrimento [§4.5.6]	0.000	96.7%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	0.075	93.5%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	0.000	91.7%
Pressofless. ortog. [§4.5.6.2]	<input type="text"/>	

Verifica di Resistenza del Terreno (GEO)

Capacità portante del terreno e  
 Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1]

Coefficienti di sicurezza per verifiche da azioni in input:  
 verde: soddisfatte per tutti gli elementi  
 rosso: non soddisfatte per uno o più elementi

 Chiudi

Figure 93: tabella riassuntiva

Dall'analisi statica emergono diffuse criticità a pressoflessione e pressoflessione complanare nei maschi murari del piano terra; sono presenti, tuttavia, maschi murari non verificati anche in altre zone dell'edificio. L'esito negativo delle verifiche è da attribuire sostanzialmente alla metodologia di verifica da normativa che prevedendo l'utilizzo di ampi coefficienti di riduzione delle caratteristiche dei materiali si giunge ad ottenere risultati particolarmente cautelativi.

Si specifica che nei maschi in cui da programma risultavano problemi statici sono state condotte indagini visive che non hanno riscontrato fessurazioni o altri problemi statici in essere.

## Verifiche Push - Over

Si riportano di seguito le impostazioni per l'analisi push – over:

Parametri di Calcolo

OK Annulla Reimposta Importa

Generale Sismica Modale Muratura Valutazione Verifiche **Pushover (1)** Pushover (2) Muratura armata Calcestruzzo armato Interventi

**Distribuzioni di forze**

**Gruppo 1: distribuzioni principali**

☒ (A) **Lineare**: proporzionale alle forze statiche

☐ (B) **Unimodale**: forze corrispondenti al primo modo di vibrare

☐ (C) **Dinamica**: corrispondente alle forze in analisi dinamica lineare

[§7.3.4.2]

**Gruppo 2: distribuzioni secondarie**

☐ (D) **Multimodale**: corrispondente ad una forma modale equivalente

☒ (E) **Uniforme**: forze proporzionali alle masse

☐ (F) **Unimodale adattiva**

☐ (G) **Dinamica adattiva**

☐ (H) **Multimodale adattiva**

Nelle distribuzioni Dinamiche (C, G) considerare le forze da: ☐ spettro elastico ☒ **spettro di progetto**

**Fattore di partecipazione modale**

☒  $\Gamma = \frac{\Phi^T M \tau}{\Phi^T M \Phi}$  ☐  $\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$  ☒  $\Gamma = 1.00$  nella distribuzione di forze Uniforme (E)

[§C7.3.4.2]

**Incremento di taglio. Direzione di analisi**

Incremento di taglio (kN)

**Direzione e verso di analisi**

☒ + X' ☒ + Y' ☒ - X' ☒ - Y'

**Eccentricità accidentale**

☐ Curve senza momento torcente aggiuntivo

☒ Curve con momento torcente aggiuntivo

**Analisi bidirezionale**

☐ Curve senza combinazione direzionale

☒ Curve con combinazione direzionale

**Sisma verticale**

☒ Curve senza componente verticale

☐ Curve con componente verticale

**Punto di controllo**

☒ Baricentro del piano  (n° piani = 5)

☐ Baricentro del piano con spostamento maggiore nel modo di vibrare principale nella direzione di analisi

☐ Nodi

Parametri di Calcolo

OK Annulla Reimposta Importa

Generale Sismica Modale Muratura Valutazione Verifiche Pushover (1) **Pushover (2)** Muratura armata Calcestruzzo armato Interventi

**Comportamento degli elementi strutturali**

**Maschi murari**

☐ Non eseguire verifiche a sforzo normale di trazione

☒ Ignorare caduta di taglio per crisi a pressoflessione ortogonale

**Deformazione angolare limite:**

☒ **Controllo drift ultimo** ☐ con fattore snellezza ( $H_0 / D$ )

☐ Controllo duttilità (multiplo della deformazione al limite elastico)

**Fasce di piano (strisce, sottofinestra)**

☒ **Comportamento bilineare**

☐ Comportamento multilineare

**Fondazioni**

☒ Ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover

**Modalità di calcolo**

**Spostamento ultimo a SLU**

Spostamento corrispondente ad un taglio alla base residuo pari a  %

☐ rispetto al massimo relativo

☐ rispetto al massimo assoluto

☒ **rispetto al massimo assoluto, considerando l'ultima configurazione equilibrata**

**Sistema bilineare equivalente**

Tratto elastico passante per il punto con taglio pari a   $T_{max}$

**Tratto plastico della curva di capacità**

☒ **calcolato analiticamente**

☐ stimato sullo spostamento residuo di una parete

☐ stimato sullo spostamento residuo dei vari piani

**Altro**

☒ Limitare la capacità di spostamento della struttura in funzione degli stati limite dei singoli elementi

Si precisa che i maschi murari che presentavano un'altezza ridotta non sono stati verificati.

- Asta in fase elastica
- Asta parzialmente plasticizzata
- Asta plasticizzata
- Asta collassata
- Asta in trazione/compressione eccessiva
- Asta in instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

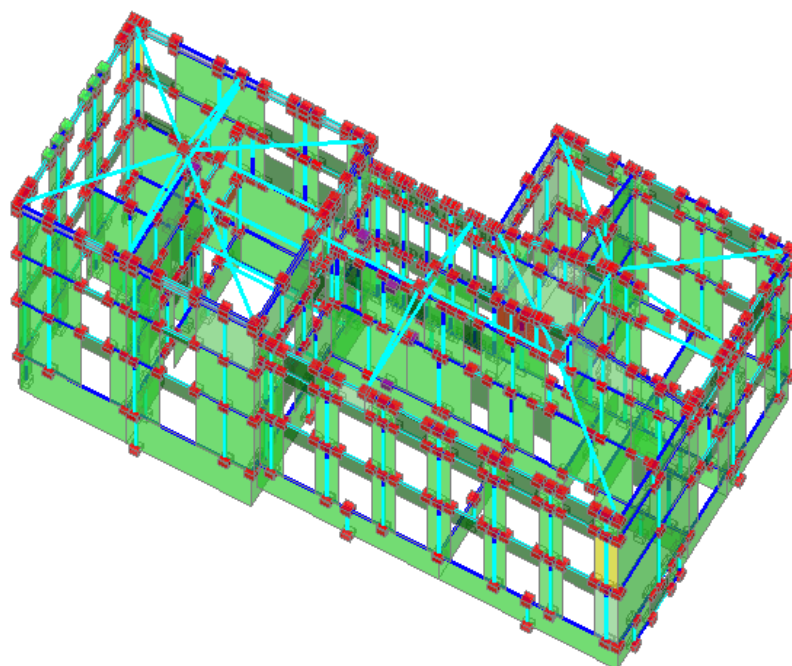


Figure 94: statica + Push Over pressoflessione, curva peggiore – prime plasticizzazioni

- Asta in fase elastica
- Asta parzialmente plasticizzata
- Asta plasticizzata
- Asta collassata
- Asta in trazione/compressione eccessiva
- Asta in instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

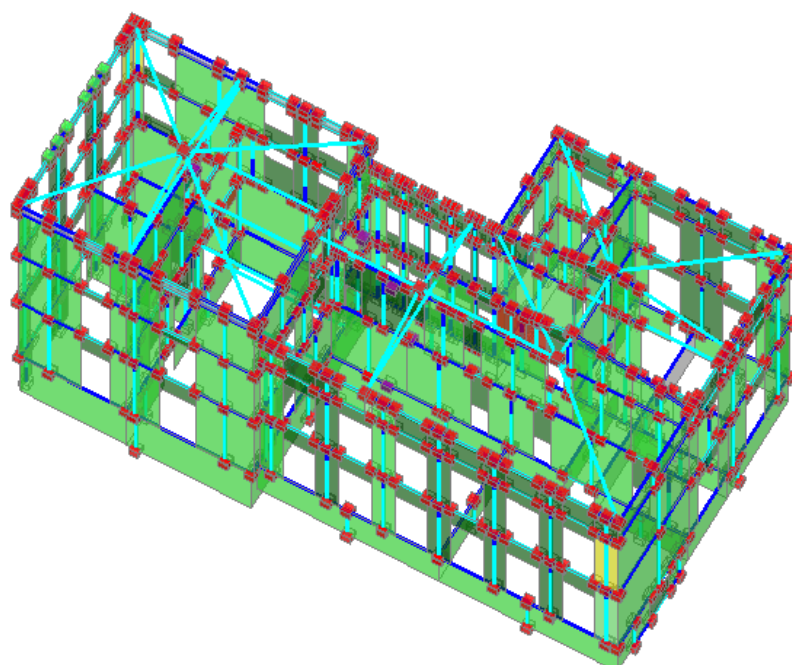


Figure 95: statica+Push Over taglio – prime plasticizzazioni



- Asta in fase elastica
- Asta parzialmente plasticizzata
- Asta plasticizzata
- Asta collassata
- Asta in trazione/compressione eccessiva
- Asta in instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

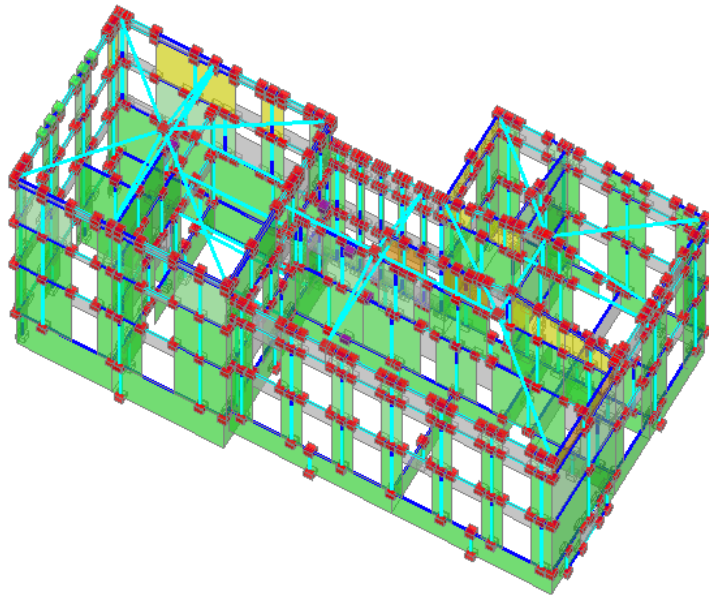


Figure 96: statica + Push Over, pressoflessione ortogonale, curva peggiore - prime plasticizzazioni

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz. 2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV	ζ,PGA(SLD)	ζ,TR(SLD)	ζ,PGA(SLO)	ζ,TR(SLO)
1	○	□	A	+X'	+0.3Y'	+		L4	0.795	0.421	21	0.920	0.802	0.803	0.600
2	○	□	A	+X'	+0.3Y'	-		L4	0.771	0.390	20	<b>0.834</b>	0.634	<b>0.735</b>	0.517
3	○	□	A	+X'	-0.3Y'	+		L4	0.827	0.479	24	0.957	0.901	0.841	0.667
4	○	□	A	+X'	-0.3Y'	-		L4	0.804	0.437	22	0.877	0.723	0.773	0.567
5	○	□	A	+Y'	+0.3X'	+		L4	0.337	0.046	2	1.012	1.040	0.886	0.733
6	○	□	A	+Y'	+0.3X'	-		L4	0.419	0.075	4	0.957	0.901	0.841	0.667
7	○	□	A	+Y'	-0.3X'	+		L4	0.768	0.375	19	1.080	1.228	0.939	0.850
8	○	□	A	+Y'	-0.3X'	-		L4	0.630	0.219	11	0.969	0.931	0.841	0.683
9	○	□	A	-X'	+0.3Y'	+		L4	0.839	0.515	26	1.025	1.069	0.886	0.767
10	○	□	A	-X'	+0.3Y'	-		L4	1.032	1.132	57	1.104	1.267	0.939	0.883
11	○	□	A	-X'	-0.3Y'	+		L4	0.827	0.479	24	0.969	0.931	0.841	0.683
12	○	□	A	-X'	-0.3Y'	-		L4	0.871	0.579	29	1.049	1.109	0.886	0.767
13	○	□	A	-Y'	+0.3X'	+		L4	0.554	0.154	8	0.994	0.990	0.856	0.717
14	○	□	A	-Y'	+0.3X'	-		L4	0.255	0.025	1	1.104	1.267	0.939	0.883
15	○	□	A	-Y'	-0.3X'	+		L4	0.264	0.026	1	0.994	0.990	0.856	0.717
16	○	□	A	-Y'	-0.3X'	-		L4	<b>0.199</b>	0.014	1	0.865	0.683	0.742	0.533
17	○	□	E	+X'	+0.3Y'	+		L4	1.000	0.987	49	1.184	1.515	1.000	1.000
18	○	□	E	+X'	+0.3Y'	-		L4	0.947	0.811	41	1.104	1.267	0.939	0.883
19	○	□	E	+X'	-0.3Y'	+		L4	1.026	1.112	56	1.239	1.752	1.068	1.150
20	○	□	E	+X'	-0.3Y'	-		L4	0.982	0.926	46	1.160	1.446	1.000	0.983
21	○	□	E	+Y'	+0.3X'	+		L4	0.361	0.054	3	1.264	1.842	1.068	1.183
22	○	□	E	+Y'	+0.3X'	-		L4	0.446	0.091	5	1.104	1.297	0.955	0.917
23	○	□	E	+Y'	-0.3X'	+		L4	0.730	0.327	16	1.239	1.752	1.068	1.150
24	○	□	E	+Y'	-0.3X'	-		L4	0.674	0.258	13	1.104	1.267	0.939	0.883
25	○	□	E	-X'	+0.3Y'	+		L4	1.223	2.608	130	1.221	1.634	1.030	1.067
26	○	□	E	-X'	+0.3Y'	-		L4	1.167	2.037	102	1.393	2.366	1.197	1.517
27	○	□	E	-X'	-0.3Y'	+		L4	1.223	2.608	130	1.184	1.554	1.015	1.033
28	○	□	E	-X'	-0.3Y'	-		L4	1.223	2.608	130	1.196	1.594	1.030	1.067
29	○	□	E	-Y'	+0.3X'	+		L4	0.419	0.075	4	1.239	1.713	1.068	1.150
30	○	□	E	-Y'	+0.3X'	-		L4	0.270	0.027	1	1.368	2.218	1.152	1.383
31	○	□	E	-Y'	-0.3X'	+		L4	0.264	0.026	1	1.239	1.752	1.068	1.150
32	○	□	E	-Y'	-0.3X'	-		L4	0.217	0.017	1	1.129	1.366	0.985	0.950

Si riporta di seguito la curva peggiore:

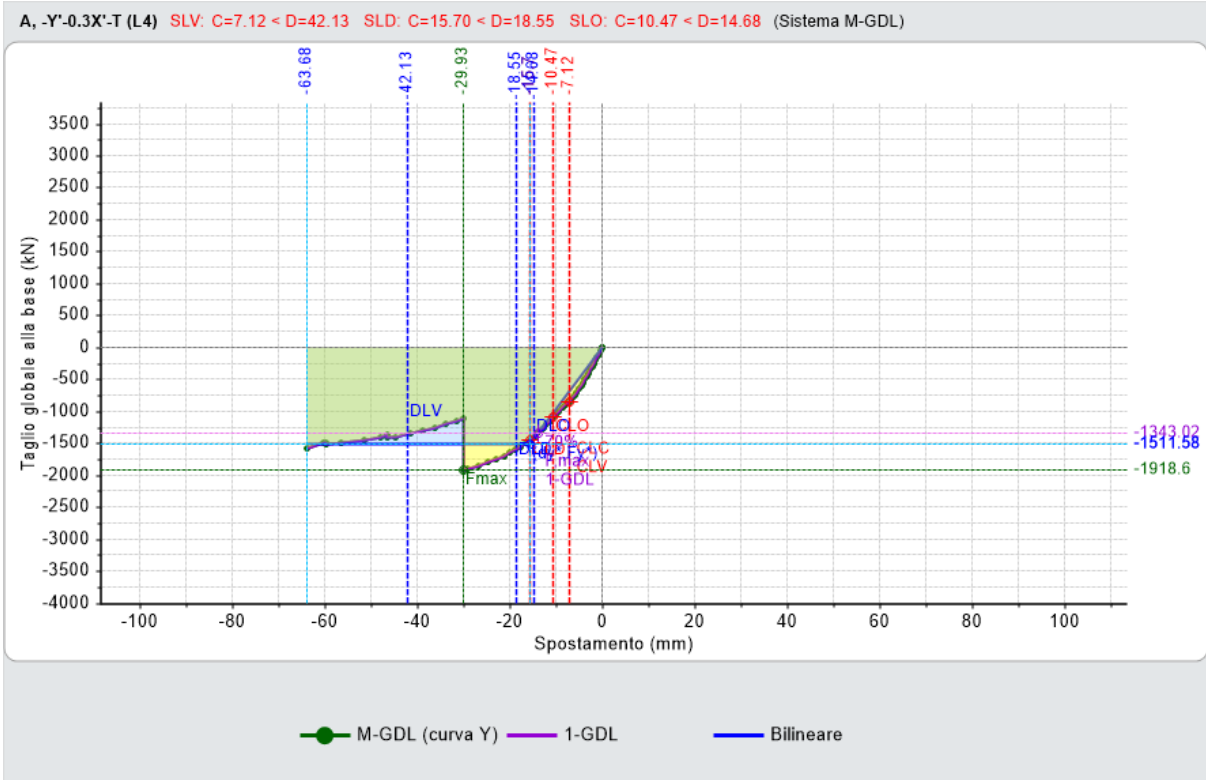


Figure 97: curva peggiore

### Edificio Esistente in muratura - Intervento di Adeguamento <sup>(1)</sup>

#### Risultati dell'analisi strutturale

Normativa di riferimento: D.M. 17.1.2018 (parametri di spettro conformi a reticolo D.M. 14.1.2008)

Questo documento è una scheda di sintesi, contenente i risultati dell'elaborazione in termini di confronto fra capacità e domanda e compilata con riferimento alla terminologia proposta dal D.M.17.1.2018.

Per la verifica di sicurezza di un intervento di adeguamento (§8.4.3) si richiede che l'indicatore di rischio sismico  $\zeta_E$  sia  $\geq 0.800$  per i casi c) e), e  $\zeta_E \geq 1.000$  per gli altri casi.

Per l'edificio in oggetto, nel modello di Aedes.PCM si richiede:  $\zeta_E \geq 0.800$

#### Sintesi risultati: Indicatori di Rischio sismico $\zeta_E$ in termini di PGA

#### Verifica non soddisfatta

Stato Limite	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )
SLO	0.736
SLD	0.832
SLV	0.176

<sup>(1)</sup> Questa scheda di sintesi costituisce il risultato completo nel caso dell'Intervento di Adeguamento.

In alternativa, la scheda può riferirsi allo **Stato Attuale** (pre-intervento) **di un Intervento di Miglioramento**: in tal caso, il risultato complessivo dell'Intervento di Miglioramento è costituito dalla scheda di sintesi del file dell'edificio allo Stato di Progetto (post-intervento), dove i risultati dello Stato di Progetto vengono confrontati con quelli dello Stato Attuale.



### Gerarchia dei comportamenti strutturali

Indicatore di rischio sismico obiettivo:  $\zeta_E \geq 0.800$

Edificio esistente, Classe d'uso (§2.4.2): IV

Verifiche obbligatorie secondo Normativa (§7.3.6, §8.3): SLO: RIG - SLD: RES - SLV: RES

In grigio: comportamenti non analizzati, o da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)

Comportamento	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )
SLV: Cinematismo	<b>0.176</b>
SLV: Resistenza fuori piano	<b>0.199</b>
SLV: Resistenza nel piano	<b>0.199</b>
SLO: Rigidezza (spostamenti)	<b>0.736</b>
SLD: Resistenza nel piano	<b>0.832</b>
SLD: Resistenza fuori piano	<b>0.832</b>
SLD: Rigidezza (spostamenti)	0.832
SLD: Capacità limite in fondazione	
SLV: Capacità limite in fondazione	
SLD: Cinematismo	

### Domanda

Stato Limite	$PGA_D$ (g)	$TR_D$ (anni)
SLO	0.132	60
SLD	0.163	101
SLV	0.341	949

Analisi eseguite:

- Analisi statica non lineare (pushover)
- Analisi cinematica

### Verifiche di rigidezza (RIG)

Stato Limite	$PGA_C$ (g)	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$TR_C$ (anni)	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
SLO	0.097	0.736	31	0.517
SLD	0.136	0.832	64	0.634

### Verifiche di resistenza (RES)

SLD	$PGA_C$ (g)	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$TR_C$ (anni)	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
Resistenza nel piano del pannello	0.136	0.832	64	0.634
Resistenza fuori piano del pannello	0.136	0.832	64	0.634
Capacità limite in fondazione				
Cinematismo				

SLV	PGA <sub>C</sub> (g)	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )	TR <sub>C</sub> (anni)	$\zeta_E$ (TR <sub>C</sub> /TR <sub>D</sub> )
Resistenza nel piano del pannello	0.068	0.199	13	0.014
Resistenza fuori piano del pannello	0.068	0.199	13	0.014
Capacità limite in fondazione				
Cinematismo	0.060	0.176	10	0.011

**Indicatori di Rischio** (rapporto fra capacità e domanda).

I valori evidenziati si riferiscono al parametro  $\zeta_E$  definito in termini di PGA.

Stato Limite	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )	$\zeta_E$ (TR <sub>C</sub> /TR <sub>D</sub> )
<b>SLO</b>	<b>0.736</b>	0.517
<b>SLD</b>	<b>0.832</b>	0.634
<b>SLV</b>	<b>0.176</b>	0.011

Il valore di PGA specificato in input è pari ad  $ag \cdot S$ , accelerazione al suolo.

### Capacità della struttura in termini di Vita Nominale; Tempo di intervento

Dati in input (domanda):

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): IV

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3)  $C_U$ : 2

Vita Nominale  $V_N$  (§2.4.1): 50 anni

Vita di Riferimento (§2.4.3)  $V_R = V_N \cdot C_U$ : 100 anni

PV<sub>R</sub> per SLV (definita in input): 10 %

Risultati dell'analisi (capacità):

TR<sub>CLV</sub> (anni) = 10 anni

Dalla relazione:  $TR = -V_R / \ln(1-PV_R)$ , ponendo  $TR = TR_{CLV}$  e assumendo PV<sub>R</sub> per SLV definita in input, segue la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento ( $V_{RC}$ ) e quindi di Vita Nominale, ossia il Tempo di intervento  $T_{INT} = (TR_{CLV}/C_U) \cdot \ln(1-PV_R)$ :

$V_{RC}$  (anni) = 1.1 anni

$T_{INT}$  (anni) = 0.5 anni

## Verifiche Cinematismi

Per la verifica dei cinematismi si è considerato il ribaltamento del prospetto sud del corpo dell'edificio definito come torretta.

### 01. Ribaltamento prospetto sud

Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.032$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.060 / 0.341 = 0.176$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 10 / 949 = 0.011$$

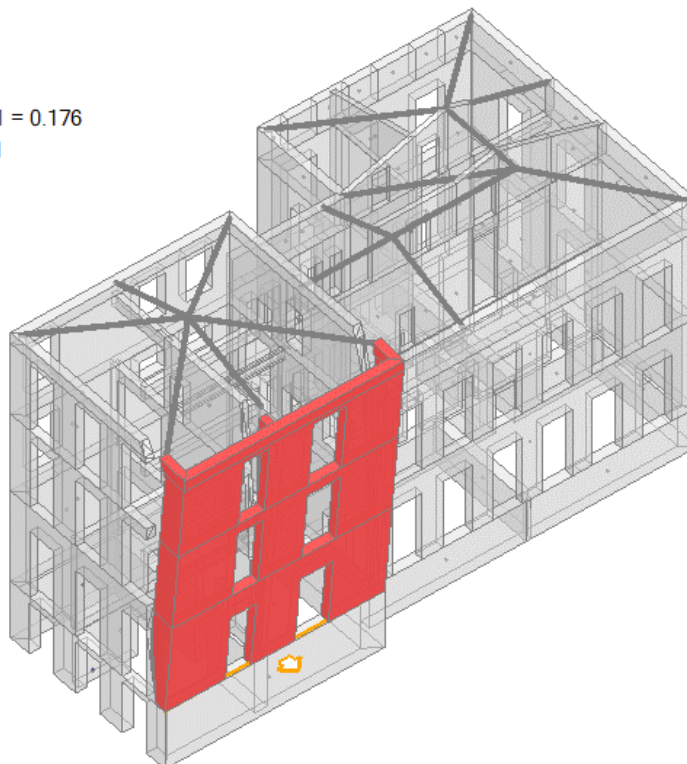


Figure 98: ribaltamento prospetto sud

Il cinematismo indagato è quello più probabile ovvero del ribaltamento semplice, come polo di ribaltamento si è scelto:

Posizione dell'asse di rotazione

**Scelta polo di rotazione**

Diagrammi di scelta polo di rotazione per  $k=0, 1/2, 1, 2/3, 2$ .

**Calcolo dell'artramento**

Carico verticale	N	1516	kN
Resistenza a compressione	$f_m$	3.200	N/mm <sup>2</sup>
Fattore di confidenza	FC	1.35	-
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_M$	2.40	-
Lunghezza di appoggio	a	11.460	m
Resistenza a compressione di progetto	$f_d = f_m / (FC \gamma_M)$	0.988	N/mm <sup>2</sup>
Artramento della cerniera	$x_c = k N / (f_d a)$	0.089	m

OK Annulla

Figure 99: indicazioni polo di ribaltamento

### 3. SINTESI RISULTATI ANALISI CINEMATICA LINEARE

Risultati dei cinematismi analizzati:

n.	$\alpha_0$	PGA,CLD	TR,CLD	PGA,CLV	TR,CLV
		/PGA,DLD	/TR,DLD	/PGA,DLV	/TR,DLV
1	0.032	0.177	0.020	0.176	0.011

n. = numero consecutivo del cinematismo

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta, E, SLD, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta, E, SLD, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Secondo All.A al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni. Se  $TR > 2475$  si pone  $TR = 2475$ .

Se  $TR < 30$ , con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC)

si adotta un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard  $ag(30)$ ,  $ag(50)$  e  $ag(75)$ , effettuata con la funzione di potenza:  $ag(TR) = K \cdot TR^\alpha$ .

Per il sito in esame risulta:  $K = 0.011785320$ ,  $\alpha = 0.438544170$

Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:

SLD:  $(2475/TR, DLD) = 24.505$

SLV:  $(2475/TR, DLV) = 2.608$

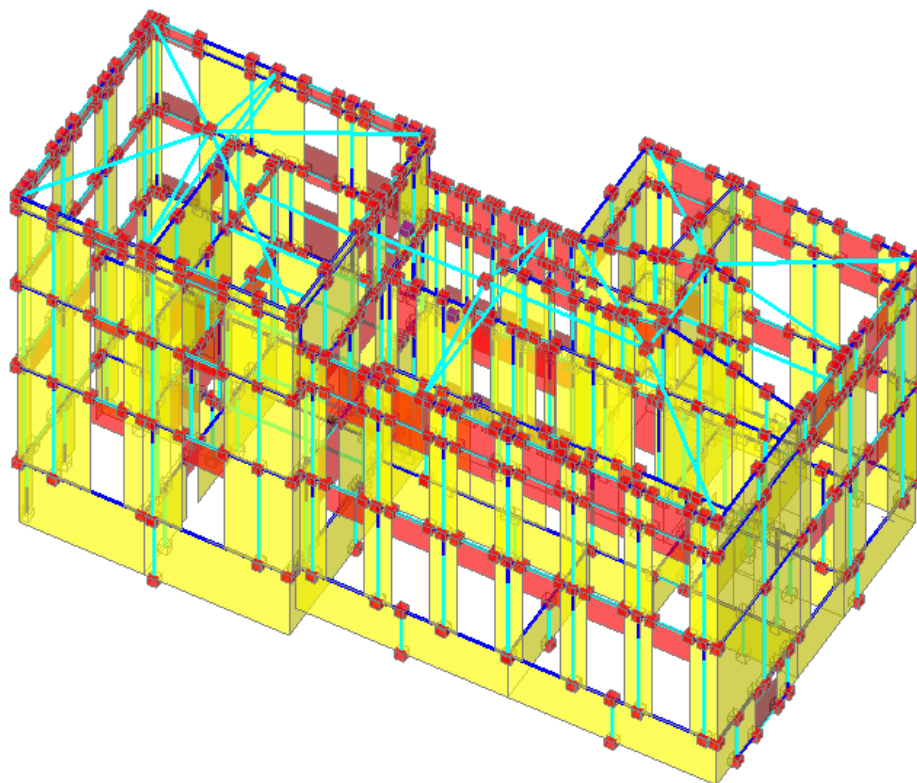


Figure 100: configurazione indeformata

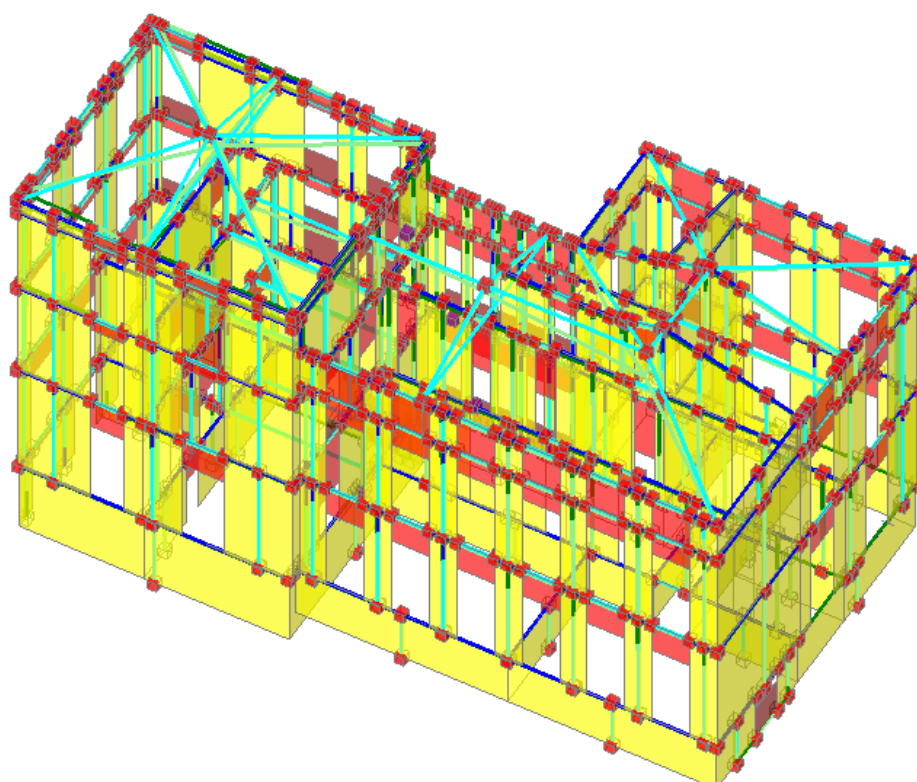


Figure 101: deformata per effetti statici

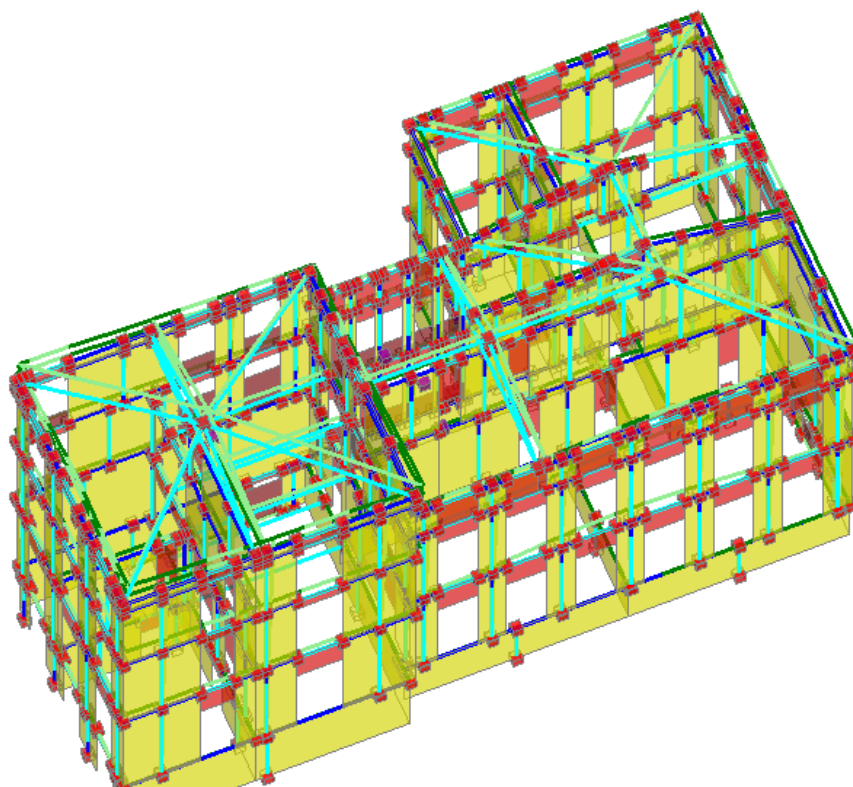


Figure 102: deformata modale – effetti sismici +

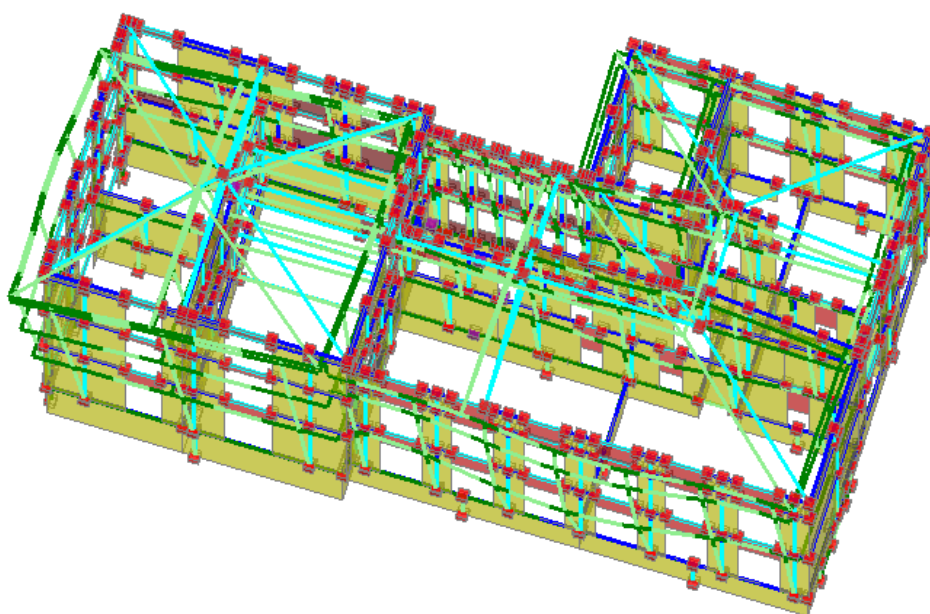


Figure 103: deformata modale - effetti sismici

## 8 CONCLUSIONI

Si vogliono ora traendo le conclusioni delle analisi effettuate, motivare il perché delle scelte intraprese ed indicare possibili sviluppi futuri.

Secondo quanto indicato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con il DM 17 gennaio 2018, al capitolo 8.4.2, per le costruzioni in classe IV sarebbe potuto essere sufficiente raggiungere allo stato di progetto un valore di  $\xi_E$  maggiore o uguale a 0.6.

Tuttavia, considerando la formula:

$$T_{int} = \left( \frac{TR_{CLV}}{C_u} \right) \times \ln(1 - PV_R)$$

Indicante in tempo di ritorno entro il quale attivare rimedio alla non adeguatezza sismica, come definito dal parere avente ad oggetto: “*Parere in merito alle verifiche tecniche, problematiche correlate e decisioni conseguenti. (Rif. Prot. int. n. 6)*” del Comitato Tecnico Scientifico della regione Emilia-Romagna, si otterrebbe un valore di circa 16 anni.

Considerata l'entità e l'importante valore economico derivante dagli interventi necessari a raggiungere un valore di  $\xi_E$  pari ad almeno 0.6 e soprattutto, considerato che il tempo di ritorno entro il quale attivare rimedio alla non adeguatezza sismica, è di soli 16 anni si è optato per innalzare il valore  $\xi_E$  ad almeno 0.8; tuttavia a fronte della necessità di interventi ancora più importanti e avendo ottenuto un tempo di ritorno di soli 30 anni come ultima istanza si è deciso di portarsi in adeguamento sismico ottenendo dunque un periodo di intervento di 50 anni (valore massimo).

Come possibile alternativa può essere considerato lo spostamento in altra sede del Centro Operativo Comunale dalla protezione civile, ciò comporterebbe un declassamento del Municipio alla classe III:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_u$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_u$	0.7	1.0	1.5	2.0

Ciò comportando una riduzione della domanda sismica potrebbe portare ad una riduzione degli interventi necessari al soddisfacimento dei requisiti sismici, si tiene a precisare in ogni caso che tali interventi, a causa dell'intrinseca debolezza delle caratteristiche dei materiali e della struttura dell'edificio, non saranno di entità trascurabile dal punto di vista tecnico-economico.

Relativamente allo stato di fatto, avendo ottenuto un valore di  $\xi_E$  di soli 0.176, facendo riferimento alla formula:

$$T_{int} = \left( \frac{TR_{CLV}}{C_u} \right) \times \ln(1 - PV_R)$$

Si ottiene un tempo di intervento pari a 0.5 anni, in riferimento a quando indicato nel “*Parere in merito alle verifiche tecniche, problematiche correlate e decisioni conseguenti. (Rif. Prot. int. n. 6)*” del Comitato Tecnico Scientifico della regione Emilia-Romagna, qualora si riscontrino tempi di intervento inferiori a 2 anni

occorrerebbe intervenire subito anche con interventi temporanei volti a mitigare la gravità dell'inadeguatezza riscontrata.