



COMUNE DI  
CAMPI BISENZIO

# COMUNE DI CAMPI BISENZIO

(Città Metropolitana di Firenze)

5° Settore " Servizi Tecnici - Valorizzazione del territorio "

## PROGETTO ESECUTIVO INERENTE I LAVORI DI RESTAURO DEL PALAZZO PRETORIO E LOCALI CONNESSI DA DESTINARE A UFFICI COMUNALI



Responsabile unico del procedimento: *Arch. Mario Berni*

Progettista opere strutturali e coordinatore sicurezza progettazione: *Ing. Stefano Bertagni*

ELABORATO

**S.5**

OGGETTO

**A8\_RELAZIONE DI CALCOLO**

SCALA

-

DATA

Dicembre 2021

**COMUNE DI CAMPI BISENZIO**  
**PROVINCIA DI FIRENZE**

**PROGETTO ESECUTIVO**

## **A8\_RELAZIONE DI CALCOLO**

*(ai sensi dell'art. 24 del DPR 5 ottobre 2010, n. 207)*

**LAVORI DI RESTAURO DEL PALAZZO PRETORIO E LOCALI CONNESSI DA  
DESTINARE AD UFFICI COMUNALI NEL COMUNE DI CAMPI BISENZIO**

**IMMOBILE POSTO IN PIAZZA G .MATTEOTTI**



## Sommario

<b>1. Introduzione .....</b>	<b>3</b>
<b>2. Azioni sulla costruzione .....</b>	<b>5</b>
2.1. Azione del vento .....	5
2.1.1. Velocità di riferimento.....	5
2.1.2. Azioni statiche equivalenti .....	5
2.1.3. Pressione del vento .....	6
2.2. Azione della neve .....	7
2.3. Azione sismica.....	8
2.3.1. Vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento e periodo di ritorno per l'azione sismica .....	8
2.3.2. Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche .....	10
2.3.3. Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali .....	11
2.4. Strutture di orizzontamento e copertura .....	15
2.5. Riepilogo delle ipotesi progettuali assunte .....	24
<b>3. Caratteristiche meccaniche dei materiali.....</b>	<b>25</b>
3.1. Caratteristiche meccaniche della muratura .....	25
3.2. Caratteristiche meccaniche degli elementi in acciaio.....	26
3.3. Caratteristiche meccaniche degli elementi lignei .....	27
<b>4. Analisi dei cinematismi di collasso .....</b>	<b>29</b>
<b>5. Modellazione della struttura .....</b>	<b>55</b>
<b>6. Verifica sul nodo di copertura arcareccio-puntone.....</b>	<b>73</b>
<b>7. Verifiche sulla platea di fondazione .....</b>	<b>74</b>
<b>8. Verifiche sugli elementi lignei della torretta .....</b>	<b>75</b>
<b>9. Sovraccarico solaio piattaforma disabili .....</b>	<b>80</b>

## 1. Introduzione

La presente relazione ha per oggetto l'intervento di restauro del Palazzo Pretorio e locali connessi da destinare ad uffici comunali.

L'edificio oggetto di intervento di proprietà comunale è ubicato nel centro storico del capoluogo di Campi Bisenzio e si affaccia su due fronti, di cui il principale verso piazza Matteotti e l'altro verso via Santo Stefano.

L'ingresso principale è ubicato sulla piazza ed è sormontato da un terrazzino, mentre sulla via sono ubicati altri due ingressi. L'immobile si sviluppa su tre piani fuori terra, fatta eccezione per una porzione su via Santo Stefano che è di soli due piani. Dal piano di copertura emerge una torretta contenente l'orologio della città, che caratterizza la facciata principale. L'edificio è stato dichiarato di interesse Storico dal Ministero dei Beni Culturali nota n. 5511/A952 del 22.04.1987 e, pertanto, sottoposto a vincolo ai sensi del D. Lgs 42/2004.



*Fig. 1. Individuazione dell'edificio*



*Fig. 1b. Individuazione dell'edificio*



*Fig. 1c. Individuazione delle porzioni di fabbricato a tre livelli, in giallo, e delle parti a due livelli, in celeste*

## 2. Azioni sulla costruzione

Per l'analisi delle sollecitazioni sull'edificio si considerano le azioni in conformità a quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni NTC2018 e relativa Circolare Applicativa 21/01/2019 n.7, ovvero l'azione del vento, l'azione della neve e l'azione sismica.

### 2.1. Azione del vento

L'azione del vento esercita sugli edifici azioni che variano nel tempo e nello spazio generando effetti dinamici. Nel caso in esame si considera l'azione statica equivalente (vd. Punto 3.3 nelle NTC 2018).

#### 2.1.1. Velocità di riferimento

La velocità di riferimento  $v_b$  è il valore caratteristico del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche  $v_b$  è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \text{ per } a_s \leq a_0$$
$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \text{ per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$  sono parametri forniti dalla norma e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone geografiche di riferimento definite dalla normativa stessa;

$a_s$  è l'altitudine sul livello del mare, espressa in metri, del sito ove sorge la costruzione.

La regione Toscana è compresa nella zona 3, per la quale valgono i seguenti valori dei parametri  $v_b$ ,  $a_0$ ,  $k_a$ :

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
3	Toscana	27	500	0.020

da Tab. 3.3.1 – NTC 2018.

Essendo l'altitudine sul livello del mare del sito in esame  $a_s$  pari a 38 m, dunque inferiore al parametro  $a_0$ , previsto dalla norma, si applica la formula:

$$v_b = v_{b,0}$$

ottenendo

$$v_b = 27,00 \text{ [m/s]} .$$

#### 2.1.2. Azioni statiche equivalenti

Le azioni statiche equivalenti sono rappresentate da pressioni e depressioni agenti in direzione normale alle superfici che compongono la struttura, sia esterne che interne. È opportuno considerare la combinazione più gravosa della pressione agente sia sulla superficie interna che su quella esterna dell'elemento in oggetto. L'azione d'insieme esercitata dal vento sulla costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento quella corrispondente ad uno degli assi planimetrici principali della costruzione.

**2.1.3. Pressione del vento**

La pressione del vento  $p$  è data dall'espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

dove:

$q_b$  è la pressione cinetica di riferimento;

$c_e$  è il coefficiente di esposizione;

$c_p$  è il coefficiente di forma o aerodinamico, funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

$c_d$  è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$ , espressa in  $N/m^2$ , è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a  $1,25 \text{ kg/m}^3$ .

Si ottiene

$$q_b = 455,6 \text{ [N/m}^2\text{]} .$$

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  è dato dalla formula:

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

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

dove:

$k_r, z_0, z_{min}$  sono assegnati dalla norma in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

$c_t$  è il coefficiente di topografia.

Il valore del coefficiente  $c_t$  è assunto pari a 1. Gli altri parametri sono definiti come segue:

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
IV	0,22	0,30	8

Da Tab. 3.3.II – NTC 2018.

il coefficiente  $c_e$  si calcola attraverso la formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)]$$

ottenendo per la quota massima del fabbricato in sommità della copertura della torretta, pari a 13 m:

$$c_e = 1.96 .$$

Il coefficiente di forma o aerodinamico  $c_p$  è calcolato, per il caso in esame, facendo riferimento alla categoria di edifici a pianta rettangolare con copertura a falde, considerando i seguenti coefficienti di pressione esterna  $c_{pe}$ :

sopravento: 0.76

laterale: -0.90

sottovento: -0.41

e quali coefficienti di pressione interna  $c_{pi}$ :

positivo: 0.2

negativo: -0.3

Il coefficiente dinamico  $c_d$  è assumibile pari ad 1, in quanto l'edificio in esame presenta una forma regolare non eccedente gli 80 m di altezza.

La pressione esterna del vento  $p_{est}$  presente in sommità del fabbricato è dunque pari a:

sopravento:  $45.56 \cdot 1.96 \cdot 0.76 \cdot 1 = 67.71$  [daN/m<sup>2</sup>]

laterale:  $45.56 \cdot 1.96 \cdot (-0.90) \cdot 1 = -80.55$  [daN/m<sup>2</sup>]

sottovento:  $45.56 \cdot 1.96 \cdot (-0.41) \cdot 1 = -36.97$  [daN/m<sup>2</sup>]

La pressione interna del vento  $p_{int}$  presente in sommità del fabbricato è dunque pari a:

positiva:  $45.56 \cdot 1.96 \cdot 0.20 \cdot 1 = 17.90$  [daN/m<sup>2</sup>]

negativa:  $45.56 \cdot 1.96 \cdot (-0.30) \cdot 1 = -26.85$  [daN/m<sup>2</sup>]

La pressione massimizzata del vento  $p$  presente in sommità del fabbricato è dunque pari a:

**sopravento:  $67.71 - (-26.85) = 94.56$  [daN/m<sup>2</sup>] arrotondato a 95 daN/m<sup>2</sup>**

**laterale:  $-80.55 - 17.90 = -98.45$  [daN/m<sup>2</sup>] arrotondato a -100 daN/m<sup>2</sup>**

**sottovento:  $-36.97 - 17.90 = 54.87$  [daN/m<sup>2</sup>] arrotondato a 55 daN/m<sup>2</sup>**

## 2.2. Azione della neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture  $q_s$  è dato dalla seguente espressione:

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

dove:

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura;

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo, espresso in kN/m<sup>2</sup>, per un periodo di ritorno di 50 anni;

$C_E$  è il coefficiente di esposizione;

$C_t$  è il coefficiente termico.

Il coefficiente di forma della copertura  $\mu_i$  è fornito dalla norma in relazione all'inclinazione delle falde di copertura rispetto all'orizzonte. In tal caso le coperture dell'edificio costituite da due falde presentano un'inclinazione compresa tra 0° e 30°; il valore del coefficiente  $\mu_i$  corrispondente è pari a 0,8.

Il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo  $q_{sk}$  è calcolabile attraverso una formula differente in base alla zonizzazione normativa per il carico da neve e l'altitudine del sito di interesse. Per la zona II, in cui è compresa la provincia di Firenze in cui l'edificio in esame è situato, si fa riferimento a quanto segue:

$$q_{sk} = 1.00 \text{ kN/m}^2 \text{ per } a_s \leq 200 \text{ m}$$



$$q_{sk} = 0.85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ per } a_s > 200 \text{ m.}$$

Il sito di interesse, come già esplicitato, è sito a circa 38 m.s.l.m.; il valore caratteristico assunto è il seguente:

$$q_{sk} = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  è fornito dalla norma in funzione della topografia del terreno. Si assume pari a 1 per aree, quali quella in esame, in cui non sia presente una significativa rimozione da neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.

Il coefficiente termico  $C_t$  tiene conto delle proprietà di isolamento fornite dal materiale di copertura. In tal caso, essendo assenti documentazioni specifiche in merito, è da assumersi pari a 1.

Il carico da neve  $q_s$  è dunque pari a **0,80 [kN/m<sup>2</sup>]**

### 2.3. Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si stimano in base alla "pericolosità sismica di base" del sito in cui si colloca la costruzione, elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. Per conoscere tali azioni, è opportuno valutare i diversi parametri coinvolti della definizione degli spettri in accelerazione funzionali alle verifiche.

#### 2.3.1. Vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento e periodo di ritorno per l'azione sismica

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. I valori da utilizzare sono forniti dalla normativa secondo quanto riportato nella seguente tabella:

Tipi di costruzione	Vita nominale $V_N$ [anni]
1 – Opere provvisorie, opere provvisionali, strutture in fase costruttiva	≤ 10
2 – Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3 – Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Da Tab. 2.4.1 - NTC 2018.

Per l'edificio in esame si fa riferimento al tipo di costruzione 2, trattandosi di opera ordinaria di importanza normale, e si utilizza un valore di vita nominale pari a 50 anni.

Le classi d'uso delle costruzioni sono stabilite dalla norma con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso. In merito a questo aspetto si è interrogata la committenza circa l'utilizzo che dell'edificio verrà fatto, ponendo questioni riguardanti le funzioni e gli affollamenti previsti per questo fabbricato. Il D.L. 32/2019 contiene in Allegato A un elenco di destinazioni d'uso per le quali gli edifici ospitanti debbono essere considerati di interesse strategico per le finalità di protezione civile o assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso, e che pertanto devono essere ascritti rispettivamente alla classe d'uso IV o alla classe d'uso VI.

III, in accordo con quanto descritto al par. 2.4.2 della Circolare Applicativa 21/01/2019 n.7, la quale rimanda inoltre a quanto specificato nel Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n.3685 del 21 ottobre 2003. La committenza ha indicato in particolare, con sua risposta del 22/11/2019 ai quesiti posti in tal senso (Allegato IV), che il Palazzo Pretorio sia considerato a destinazione d'uso indicata nella Tabella B dell'Allegato A del D.L. 32/2019, in particolare al punto 2.a): "Strutture Civili pubbliche o di uso pubblico: uffici con notevole accesso al pubblico, quali, ad esempio, uffici postali e bancari principali, uffici pubblici, centri civici, centri per convegni, mense". Tale tipologia di edificio corrisponde alla destinazione 1.1 contenuta nell'elenco B dell'Allegato 1 del Decreto del Capo Dipartimento della Protezione civile n. 3685 del 21 ottobre 2003 sopracitato, nel quale sono contemplati "Edifici pubblici o comunque destinati allo svolgimento di funzioni pubbliche nell'ambito dei quali siano normalmente presenti comunità di dimensioni significative, nonché edifici e strutture aperte al pubblico suscettibili di grande affollamento, il cui collasso può comportare gravi conseguenze in termini di perdite di vite umane".

In merito a quanto descritto l'edificio in questione non assume dunque "funzione pubblica o strategica importante", come descritto nelle NTC2018 al par. 2.4.2 per la classe d'uso IV, e non rientra di fatto nell'Elenco A dell'Allegato 1 del Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003 sopracitato, ma bensì è interessato da un "affollamento significativo" relativo agli edifici di classe d'uso III (cfr. NTC2018 par. 2.4.2). Si assume pertanto una classe d'uso III.

Si allega alla presente relazione la precisazione del Comune di Campi Bisenzio circa le precisazioni richieste circa la futura destinazione d'uso dei locali del Palazzo Pretorio (Allegato IV).

Il periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R$  è un valore utile alla valutazione delle azioni sismiche agenti su ciascuna costruzione e determinabile attraverso la seguente formula:

$$V_R = V_N C_U$$

dove:

$C_U$  è il valore del coefficiente d'uso definito dalla norma al variare della classe d'uso, come da tabella.

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente $C_U$	0.7	1.0	1.5	2.0

Da Tab. 2.4.II – NTC 2018

Per l'edificio in esame, appartenente alla classe d'uso III, si utilizza un coefficiente  $C_U$  pari a 1.5, ottenendo un periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R$  pari a **75 anni**.

Il periodo di ritorno per l'azione sismica  $T_R$  è il valore attraverso cui è possibile stimare i parametri che caratterizzano la pericolosità sismica del sito per i diversi stati limite; il valore si calcola attraverso la seguente espressione:

$$T_R = - V_R / [\ln(1 - P_{VR})]$$

dove:

$P_{VR}$  è la probabilità di superamento nel periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R$ , assegnata dalla norma per ciascun Stato Limite, come da tabella:

Stati Limite		$P_{VR}$
Stati Limite di Esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati Limite Ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Da Tab. 3.2.1 – NTC 2018

In relazione al caso in esame, essendo, come detto,  $V_R$  pari a 75 anni, si ottengono i seguenti valori di  $T_R$  per ciascuno stato limite:

Stati Limite		$P_{VR}$	$T_R$ [anni]
Stati Limite di Esercizio	SLO	81%	45
	SLD	63%	75
Stati Limite Ultimi	SLV	10%	712
	SLC	5%	1462

La norma fornisce inoltre, i valori dei parametri per la determinazione delle azioni sismiche in riferimento a determinati siti corrispondenti ai nodi di un reticolo geografico (All. B del D.M. 14 gennaio 2008), in base ai quali è possibile calcolare i valori dei parametri sismici anche per siti compresi tra tali nodi; questi sono calcolabili come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame.

I parametri sismici sul sito di riferimento rigido orizzontale sono:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori dei parametri sismici del sito in esame, riportati nella tabella sottostante, sono stati ricavati in accordo con le Norme Tecniche vigenti attraverso il foglio di calcolo "Spettri-NTCver.1.0.3", gratuitamente scaricabile dal sito internet del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Stati Limite		$P_{VR}$	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_C^*$ [s]
Stati Limite di Esercizio	SLO	81%	45	0.537	2.58	0.26
	SLD	63%	75	0.645	2.58	0.27
Stati Limite Ultimi	SLV	10%	712	1.492	2.4	0.31
	SLC	5%	1462	1.873	2.4	0.31

### 2.3.2. Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Per valutare l'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale per il sito in esame; a tale scopo è stata utilizzata una indagine geognostica e la relazione geologica redatta dal geologo Gianni Focardi, datata 12/11/2019, codifica interna 10gt19.

Tale relazione ha consentito di stabilire che il suolo di fondazione sia di Categoria C, ovvero "Depositi di terreni a grana grossa mediante addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti..." e topografica sia di Categoria T1, ovvero "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ".

### 2.3.3. Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_e(T)$  è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato), riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5% moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale.

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\ T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

Dove:

$T$  è il periodo di vibrazione;

$S_e$  è l'accelerazione spettrale orizzontale;

$S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%;

$F_0$  è, come già esplicitato, il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima su sito di riferimento ed ha valore minimo pari a 2.2;

$T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;

$T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;

$T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

Il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche  $S$  è calcolabile attraverso la seguente relazione:

$$S = S_S S_T$$

Dove:

$S_S$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, fornito dalla normativa in base alla categoria di sottosuolo (Tab. 3.2.V);

$S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica, fornito dalla normativa in base alla categoria topografica (Tab. 3.2.VI).

Per il caso in esame, essendo la Categoria di sottosuolo C, il coefficiente  $S_S$  si calcola attraverso la formula:

$$1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_0 (a_g/g) \leq 1.50 .$$

Per il caso in esame, il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  è pari ad 1.0.

Il fattore  $\eta$  si calcola tramite l'espressione:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55 ,$$

Il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro  $T_C$  è calcolabile attraverso la formula:

$$T_C = C_C T_C^*$$

Dove:

$T_C^*$  è, come già esplicitato, il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

$C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo fornito dalla normativa in base alla categoria di sottosuolo (Tab. 3.2.IV).

Per il caso in esame, essendo la Categoria di sottosuolo C, il coefficiente  $C_C$  si calcola attraverso la formula:

$$C_C = 1.05 (T_C^*)^{-0.33} .$$

Il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante  $T_B$  è pari a

$$T_B = T_C / 3 .$$

Il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro  $T_D$  è espresso in secondi ed è dato dalla seguente relazione:

$$T_D = 4.0 (a_g / g) + 1.6 .$$

Carico sismico

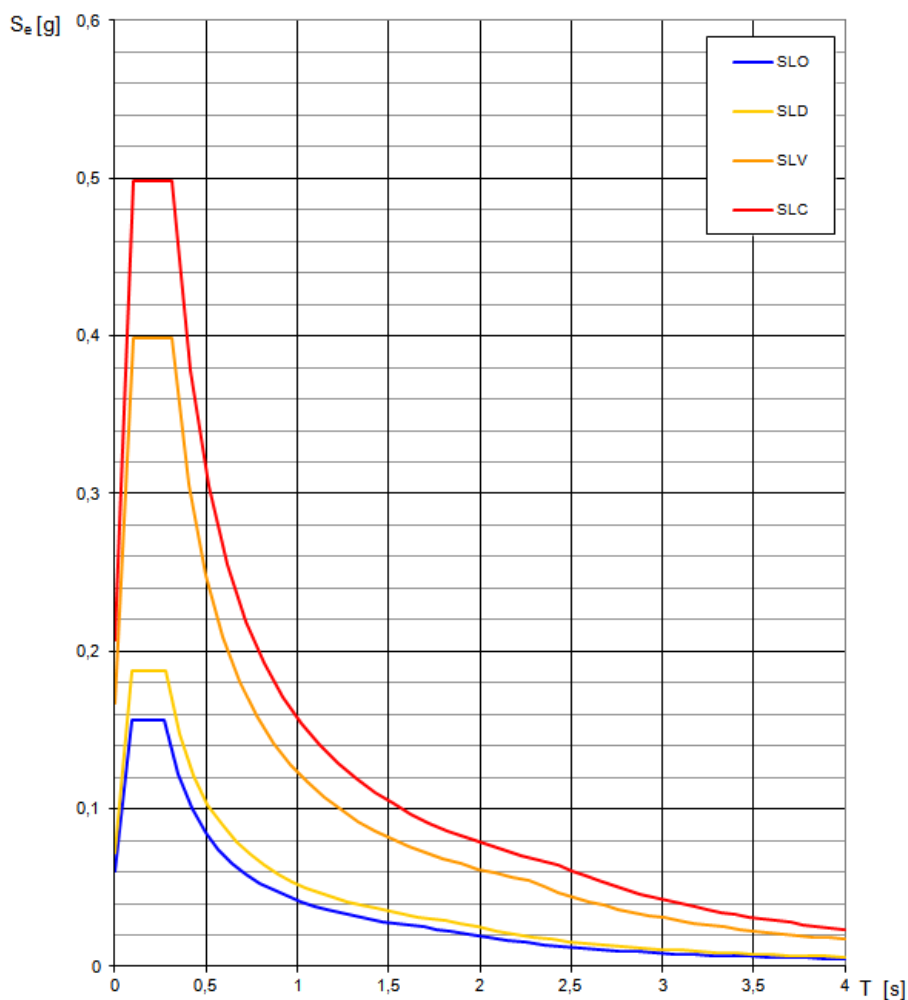
Forma spettro	Parametrica	Diagramma Spettro
Classe suolo	C	Calcola

	S1C	S1V	S1D	S1O
Verifica	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	1,87	1,49	0,64	0,54
$F_0$	2,40	2,40	2,58	2,58
$T^*_C$ [s]	0,31	0,31	0,27	0,26
$T_R$	1,462,00	712,00	75,00	45,00
$S_S$	1,43	1,48	1,50	1,50
$T_B$ [s]	0,16	0,16	0,15	0,14
$T_C$ [s]	0,48	0,48	0,44	0,43
$T_D$ [s]	2,36	2,21	1,86	1,82

Categoria topografica T1  S

Fattore di amplificazione

**Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite**



Da file Excel: Spettri NTC

#### 2.4. Strutture di orizzontamento e copertura

Le differenti tipologie di solaio sono state determinate grazie ai saggi effettuati dalla ditta Laboratorio Sigma, dei quali si riportano in allegato la Relazione tecnica ed il Rapporto di prova (Allegati V e VI). I solai presenti nel fabbricato, siano essi di piano o di copertura, risultano a struttura lignea a doppia orditura, con travi e travetti in essenza principale di abete, ed in alcuni casi di pioppo o quercia. Il piano continuo soprastante l'orditura minuta risulta costituito in alcuni casi da tavolato in legno, ed in altri da piastrelle in laterizio. Gli strati successivi variano per entità e dimensioni in base ai vari ambienti.

Dai saggi effettuati, cui si rimanda per una più dettagliata definizione delle stratigrafie esistenti, è stata condotta un'analisi dei carichi per ognuno degli orizzontamenti rilevati, riportata di seguito.

SOLAIO S1	peso u.v.		spessore	peso u.s.	
G1					
Piccola orditura e tavolato in legno				32	kg/m <sup>2</sup>
Soletta	2400	kg/m <sup>3</sup>	0,07	168	kg/m <sup>2</sup>
	tot.			200	kg/m <sup>2</sup>
G2					
Massetto	2000	kg/m <sup>3</sup>	0,05	100	kg/m <sup>2</sup>
Pavimentazione laterizio/ceramica				40	kg/m <sup>2</sup>
	tot.			140	kg/m <sup>2</sup>
Qk					
Accidentale uffici				300	kg/m <sup>2</sup>
	tot.			300	kg/m <sup>2</sup>

SOLAIO S2	peso u.v.		spessore	peso u.s.	
G1					
Piccola orditura e tavolato in legno				32	kg/m <sup>2</sup>
Soletta	2400	kg/m <sup>3</sup>	0,075	180	kg/m <sup>2</sup>
	tot.			212	kg/m <sup>2</sup>
G2					
Massetto	2000	kg/m <sup>3</sup>	0,045	90	kg/m <sup>2</sup>
Pavimentazione laterizio/ceramica				40	kg/m <sup>2</sup>
	tot.			130	kg/m <sup>2</sup>
Qk					
Accidentale uffici				300	kg/m <sup>2</sup>
	tot.			300	kg/m <sup>2</sup>

SOLAIO S3	peso u.v.		spessore	peso u.s.	
G1					
Piccola orditura e tavolato in legno				32	kg/m <sup>2</sup>
	tot.			32	kg/m <sup>2</sup>
G2					



Massetto	2000	kg/m3	0,05	100	kg/m2
Pavimentazione laterizio	1800	kg/m3	0,035	63	kg/m2
tot.				163	kg/m2
Qk					
Accidentale uffici				300	kg/m2
tot.				300	kg/m2

SOLAIO S4	peso u.v.		spessore	peso u.s.	
G1					
Piccola orditura e tavolato in legno				32	kg/m2
tot.				32	kg/m2
G2					
Massetto	2000	kg/m3	0,04	80	kg/m2
Pavimentazione laterizio	1800	kg/m3	0,035	63	kg/m2
tot.				143	kg/m2
Qk					
Accidentale uffici				300	kg/m2
tot.				300	kg/m2

SOLAIO S5	peso u.v.		spessore	peso u.s.	
G1					
Piccola orditura e pianellona (pianellona 1800kg/m3*0,035m+peso travetti 20 kg/m2)				83	kg/m2
tot.				83	kg/m2
G2					
Massetto	2000	kg/m3	0,025	50	kg/m2
Pianellona	1800	kg/m3	0,035	63	kg/m2
Massetto	2000	kg/m3	0,13	260	kg/m2
Pavimentazione graniglia	2400	kg/m3	0,02	48	kg/m2
tot.				421	kg/m2
Qk					
Accidentale uffici				300	kg/m2
tot.				300	kg/m2

SOLAIO S6	peso u.v.		spessore	peso u.s.	
G1					
Piccola orditura e pianellona (pianellona 1800kg/m3*0,035m+peso travetti 20 kg/m2)				83	kg/m2
tot.				83	kg/m2

G2					
Massetto	2000	kg/m3	0,02	40	kg/m2
Pianellona	1800	kg/m3	0,035	63	kg/m2
			tot.	103	kg/m2
Qk					
Accidentale uffici				300	kg/m2
			tot.	300	kg/m2

SOLAIO S7	peso u.v.		spessore	peso u.s.	
G1					
Piccola orditura e pianellona (pianellona 1800kg/m3*0,035m+peso travetti 20 kg/m2)				83	kg/m2
			tot.	83	kg/m2
G2					
Massetto	2000	kg/m3	0,025	50	kg/m2
Pianellona	1800	kg/m3	0,035	63	kg/m2
			tot.	113	kg/m2
Qk					
Accidentale uffici				300	kg/m2
			tot.	300	kg/m2

SOLAIO S8	peso u.v.		spessore	peso u.s.	
G1					
Piccola orditura e pianellona (pianellona 1800kg/m3*0,035m+peso travetti 20 kg/m2)				83	kg/m2
			tot.	83	kg/m2
G2					
Massetto	2000	kg/m3	0,025	50	kg/m2
Pianellona	1800	kg/m3	0,035	63	kg/m2
Malta			0,015	30	kg/m2
			tot.	143	kg/m2
Qk					
Accidentale uffici				300	kg/m2
			tot.	300	kg/m2

SOLAIO S9	peso u.v.		spessore	peso u.s.	
G1					

Piccola orditura e pianellona (pianellona 1800kg/m3*0,035m+peso travetti 20 kg/m2)				83	kg/m2
tot.				83	kg/m2
<b>G2</b>					
Massetto	2000	kg/m3	0,02	40	kg/m2
Pianellona	1800	kg/m3	0,035	63	kg/m2
tot.				103	kg/m2
<b>Qk</b>					
Accidentale uffici				300	kg/m2
tot.				300	kg/m2

SOLAIO S10	peso u.v.		spessore	peso u.s.	
<b>G1</b>					
Piccola orditura e pianellona (pianellona 1800kg/m3*0,035m+peso travetti 20 kg/m2)				83	kg/m2
tot.				83	kg/m2
<b>G2</b>					
Massetto	2000	kg/m3	0,025	50	kg/m2
Mattonella	1800	kg/m3	0,035	63	kg/m2
tot.				113	kg/m2
<b>Qk</b>					
Accidentale uffici				300	kg/m2
tot.				300	kg/m2

SOLAIO S11	peso u.v.		spessore	peso u.s.	
<b>G1</b>					
Profilo IPE180 (1 al ml)				18,8	kg/m2
Tavellone				40	kg/m2
Soletta	2400	kg/m3	0,12	288	kg/m2
tot.				346,8	kg/m2
<b>G2</b>					
Massetto	2000	kg/m3	0,02	40	kg/m2
Intonaco				30	kg/m2
Pavimentazione graniglia	2400	kg/m3	0,02	48	kg/m2
tot.				118	kg/m2
<b>Qk</b>					
Accidentale uffici				300	kg/m2
tot.				300	kg/m2

SOLAIO S12	peso u.v.		spessore	peso u.s.	
G1					
Piccola orditura e tavolato in legno				32	kg/m2
			tot.	32	kg/m2
G2					
Massetto	2000	kg/m3	0,03	60	kg/m2
Pianella	1800	kg/m3	0,035	63	kg/m2
Massetto	2000	kg/m3	0,025	50	kg/m2
Mattonella				40	kg/m2
			tot.	213	kg/m2
Qk					
Accidentale uffici				300	kg/m2
			tot.	300	kg/m2

SOLAIO S13	peso u.v.		spessore	peso u.s.	
G1					
Piccola orditura e tavolato in legno				32	kg/m2
			tot.	32	kg/m2
G2					
Massetto	2000	kg/m3	0,03	60	kg/m2
Pavimentazione laterizio	1800	kg/m3	0,03	54	kg/m2
			tot.	114	kg/m2
Qk					
Accidentale uffici				300	kg/m2
			tot.	300	kg/m2

SOLAIO S14	peso u.v.		spessore	peso u.s.	
G1					
Piccola orditura e pianellona (pianellona 1800kg/m3*0,035m+peso travetti 20 kg/m2)				83	kg/m2
			tot.	83	kg/m2
G2					
Massetto	2000	kg/m3	0,03	60	kg/m2
Mattonella	1800	kg/m3	0,035	63	kg/m2
			tot.	123	kg/m2
Qk					
Accidentale uffici				300	kg/m2
			tot.	300	kg/m2

SOLAIO S15	peso u.v.		spessore	peso u.s.	

G1					
Piccola orditura e pianellona (pianellona 1800kg/m3*0,035m+peso travetti 20 kg/m2)				83	kg/m2
tot.				83	kg/m2
G2					
Massetto	2000	kg/m3	0,064	128	kg/m2
Pavimentazione graniglia	2400	kg/m3	0,018	43,2	kg/m2
tot.				171,2	kg/m2
Qk					
Accidentale uffici				300	kg/m2
tot.				300	kg/m2

SOLAIO S16	peso u.v.		spessore	peso u.s.	
G1					
Piccola orditura e pianellona (pianellona 1800kg/m3*0,035m+peso travetti 20 kg/m2)				83	kg/m2
tot.				83	kg/m2
G2					
Massetto	2000	kg/m3	0,05	100	kg/m2
Mattonella graniglia	2400	kg/m3	0,025	60	kg/m2
tot.				160	kg/m2
Qk					
Accidentale uffici				300	kg/m2
tot.				300	kg/m2

SOLAIO S17	peso u.v.		spessore	peso u.s.	
G1					
Piccola orditura e tavolato in legno				32	kg/m2
tot.				32	kg/m2
G2					
Tavolato truciolato doppio	650	kg/m3	0,03	19,5	kg/m2
tot.				19,5	kg/m2
Qk					
Accidentale uffici				300	kg/m2
tot.				300	kg/m2

SOLAIO S18	peso u.v.		spessore	peso u.s.	
G1					

Piccola orditura e pianellona (pianellona 1800kg/m <sup>3</sup> *0,035m+peso travetti 20 kg/m <sup>2</sup> )				83	kg/m <sup>2</sup>
tot.				83	kg/m <sup>2</sup>
<b>G2</b>					
Massetto	2000	kg/m <sup>3</sup>	0,025	50	kg/m <sup>2</sup>
Pianellona	1800	kg/m <sup>3</sup>	0,035	63	kg/m <sup>2</sup>
tot.				113	kg/m <sup>2</sup>
<b>Qk</b>					
Accidentale uffici				300	kg/m <sup>2</sup>
tot.				300	kg/m <sup>2</sup>

SOLAIO S19	peso u.v.		spessore	peso u.s.	
<b>G1</b>					
Piccola orditura e pianellona (pianellona 1800kg/m <sup>3</sup> *0,035m+peso travetti 20 kg/m <sup>2</sup> )				83	kg/m <sup>2</sup>
tot.				83	kg/m <sup>2</sup>
<b>G2</b>					
Massetto	2000	kg/m <sup>3</sup>	0,02	40	kg/m <sup>2</sup>
Pianellona	1800	kg/m <sup>3</sup>	0,035	63	kg/m <sup>2</sup>
Massetto	2000	kg/m <sup>3</sup>	0,04	80	kg/m <sup>2</sup>
Mattonella				40	kg/m <sup>2</sup>
tot.				223	kg/m <sup>2</sup>
<b>Qk</b>					
Accidentale uffici				300	kg/m <sup>2</sup>
tot.				300	kg/m <sup>2</sup>

La stratigrafia del solaio di copertura è stata ricostruita attraverso i sopralluoghi effettuati in sito. Tale stratigrafia, riportata di seguito, non comprende la porzione di copertura oggetto di recente intervento di riparazione di cui al Progetto n. 22876 datato 09/09/2016.

SOLAIO DI COPERTURA	peso u.v.		spessore	peso u.s.	
<b>G1</b>					
Piccola orditura e pianellona (pianellona 1800kg/m <sup>3</sup> *0,035m+peso travetti 20 kg/m <sup>2</sup> )				83	kg/m <sup>2</sup>
tot.				83	kg/m <sup>2</sup>
<b>G2</b>					
Guaina impermeabilizzante				5	kg/m <sup>2</sup>

Coppi ed embrici				60	kg/m <sup>2</sup>
			tot.	65	kg/m <sup>2</sup>
Qk					
Accidentale neve				100	kg/m <sup>2</sup>
			tot.	100	kg/m <sup>2</sup>

Si riportano le caratteristiche dimensionali dell'orditura minuta dei solai di piano, rilevate durante i sopralluoghi effettuati in sito.

solaio	b travetto (mm)	h travetto (mm)	interasse (mm)
S1	70	70	410
S2	70	70	390
S3	80	80	390
S4	80	80	390
S5	80	80	460
S6	80	80	320
S7	80	80	320
S8	100	120	300
S9	80	80	320
S10	90	90	330
S11	IPE 180		1000
S12	130	130	510
S13	100	120	350
S14	80	80	320
S15	80	80	320
S16	70	70	230
S17	70	70	380
S18	80	80	320
S19	80	80	340

È stata condotta un'analisi dei carichi degli elementi strutturali del torrino caratterizzante la facciata principale, al fine di condurre verifiche statiche e sismiche sullo stesso, e di poterlo correttamente modellare all'interno del software di calcolo utilizzato. L'analisi dei carichi relativa a tale elemento è riportata di seguito.

PALAZZO PRETORIO - CALCOLO PESO DELLA TORRETTA DELL'OROLOGIO			
PESI			note
Muratura	2200	kg/m <sup>3</sup>	
Legno di quercia	760	kg/m <sup>3</sup>	
Carico accidentale	200	kg/m <sup>2</sup>	sola manutenzione dell'orologio

COPERTURA			
G1:			
Puntoni in legno	20	kg/m2	
Travetti in legno	20	kg/m2	
G2:			
Pianelle	40	kg/m2	
Coppi ed embrici	60	kg/m2	
tot.	140	kg/m2	
SOLAIO			
G1:			
Travetti in legno	20	kg/m2	
Tavolato in legno	20	kg/m2	
G2:			
Massetto	80	kg/m2	
Pavimentazione	40	kg/m2	
tot.	160	kg/m2	

L'intervento di rinforzo dei solai di piano prevede la rimozione degli strati esistenti fino al ritrovamento delle pianelle o del tavolato ligneo intradossali, la realizzazione di una soletta armata in cls alleggerito armato ed ancorato alla muratura perimetrale tramite inghisaggi, e la successiva posa del pacchetto architettonico. Dato che i solai da rinforzare di ogni interpiano risultano oggi posizionati a quote strutturali diverse tra loro, si ipotizza la seguente stratigrafia di progetto, la quale prende in considerazione due diversi tipi di massetto, a seconda che lo spessore da realizzare per il raggiungimento della quota di progetto sia esiguo o di altezza importante.

STRATIGRAFIA DI PROGETTO SOLAI INTERPIANO	peso u.v.		spessore	peso u.s.	
G1					
Piccola orditura e pianellona (pianellona 1800kg/m3*0,035m+peso travetti 20 kg/m2)				85	kg/m2
Soletta armata tipo LECA1800	1800	kg/m3	0,05	90	kg/m2
G2					
Massetto di spessore variabile					
per grandi spessori: tipo FOAMCEM	1000	kg/m3			
per piccoli spessori: ORDINARIO	2000	kg/m3			
Massetto cementizio	2100	kg/m3	0,05	105	kg/m2
Pavimentazione in graniglia	3500	kg/m3	0,03	105	kg/m2



Qk					
Sovraccarico Cat.B2 tab.3.1.II NTC2018				300	kg/m <sup>2</sup>

Le stratigrafie di progetto di ciascuno dei solai rinforzati sono riportate più avanti, nella parte di relazione specifica per le verifiche condotte sui solai di interpiano.

Per i solai di interpiano per la quale si prevede la demolizione ed il rifacimento la stratigrafia considerata è quella riportata in precedenza per i solai da rinforzare. L'unica differenza risulta data dalle orditure principali e secondarie, che si prevedono realizzate in legno di abete di categoria C24, secondo la UNI EN 338.

In ogni caso si considera la soletta armata come non collaborante con la struttura lignea portante, ma efficace soltanto come elemento di ripartizione dei carichi statici e di irrigidimento nel piano rispetto alle azioni orizzontali.

I solai di interpiano verranno inoltre rinforzati mediante l'inserimento di profili in acciaio del tipo HEB di rinfianco alle travi di orditura principale esistente, tali elementi scaricano quota parte del carico del solaio dalle travi in legno esistenti (o esautorano completamente gli elementi lignei esistenti) e riducono la luce libera dei correnti.

L'intervento riguardante il solaio di copertura prevede la sostituzione degli elementi strutturali della copertura esistente con nuovi elementi in legno di abete di categoria C24 (UNI EN 338), i quali saranno posizionati il più possibile in corrispondenza dei vecchi elementi lignei portanti. Sopra di essi è prevista la posa di uno strato di pannelle in cotto, sopra il quale verrà realizzato un impalcato in pannello OSB, il quale conferirà maggiore rigidità alla copertura nel proprio piano. L'intervento di rifacimento della copertura verrà completato con l'inserimento di un cordolo perimetrale posto sulla sommità delle murature di tamponamento e collegato ad esse ed ai correnti di copertura. Tale cordolo sarà costituito da una piastra in acciaio collegata alla muratura ed ai correnti di copertura tramite inghisaggi.

L'intervento di rinforzo della copertura della torretta prevede anch'esso la realizzazione di un piano rigido mediante pannelli OSB posizionati al di sopra dello strato di pannelle in cotto, e l'inserimento di un cordolo in acciaio di collegamento, posato con le stesse modalità di quello precedentemente descritto per la copertura del fabbricato. La capriata di sostegno del padiglione di copertura della torretta risulta sostenuta da una trave in legno disposta ortogonalmente alla capriata stessa, che risulta non verificata. Si prevede pertanto la rimozione di quest'ultima e l'inserimento di una nuova trave in legno di abete categoria C24 (UNI EN 338).

## 2.5 Riepilogo delle ipotesi progettuali assunte

Si riporta di seguito un riepilogo delle ipotesi progettuali assunte per la caratterizzazione delle azioni gravanti sulla struttura, e delle ipotesi assunte per la caratterizzazione delle caratteristiche meccaniche degli elementi resistenti in muratura del fabbricato.

### Azione sismica:

- Vita nominale di progetto: 50 anni (tipo 2: Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari) [tab.2.4.I NTC2018];
- Classe d'uso: III – "Edifici il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per conseguenza di un loro eventuale collasso". Coefficiente  $C_u = 1.5$  [tab.2.4.II NTC2018].

Caratteristiche geologiche e geotecniche:

- Categoria di sottosuolo: C – “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s*” [tab.3.2.II NTC2018];
- Categoria topografica: T1 – “*Superficie pianeggiante*”.

Si veda in particolare la Relazione Geologica Geol. Focardi allegata (Allegato VII).

Livelli di conoscenza assunti:

In relazione alle caratteristiche meccaniche degli elementi murari resistenti, si è assunto per lo stato di fatto un livello di conoscenza LC1 per ognuno dei tipi di muratura considerati. Lo stato di progetto farà riferimento ad un livello di conoscenza LC2 per la muratura di pietrame disordinata e per quella in mattoni pieni (così come definite alla tab. 8.5.I della Circolare Applicativa delle NTC2018, n.7 del 21/01/2019), acquisibile grazie all’esecuzione di alcune prove che si prescrive di eseguire successivamente alla presentazione del presente progetto esecutivo (si veda il par. 3.1 successivo). Per indicazioni più specifiche sui tempi di esecuzione e sulle ipotesi legate alle prove in oggetto si rimanda alla Relazione Illustrativa Generale, par. 9.

Per le caratteristiche meccaniche degli elementi lignei esistenti si sono assunte le caratteristiche meccaniche in accordo con la Relazione Tecnica sull’Indagine diagnostica sugli elementi lignei strutturali di copertura e di solaio fornita dal Dott. Forestale Lenzi (Allegato V). Grazie alle indagini svolte si è assunto per gli elementi lignei esistenti un livello di conoscenza LC2 (si veda il par. 3.3 successivo).

### 3. Caratteristiche meccaniche dei materiali

Le caratteristiche meccaniche delle murature e degli elementi in acciaio presenti all’interno della struttura sono state definite in base alle prescrizioni contenute all’interno delle NTC2018 e relativa Circolare Applicativa 21/01/2019 n.7, per la caratterizzazione meccanica degli elementi lignei esistenti si è utilizzata la norma UNI 11119:2004, mentre i nuovi elementi lignei utilizzati sono stati caratterizzati utilizzando le classi di resistenza contenute nella UNI EN 338.

#### 3.1. Caratteristiche meccaniche della muratura

Le caratteristiche meccaniche della muratura costituente il fabbricato sono state determinate in accordo con la tab. C8.5.I della Circolare Applicativa 21/01/2019. Per assegnare una delle tipologie di muratura contenute in tale tabella alle murature dell’edificio si è fatto riferimento alle indagini visive condotte in sito, ai saggi effettuati dalla ditta Laboratorio Sigma, di cui si allega il Rapporto di prova (Allegato VI), ed all’analisi storica del fabbricato.

Sono state definite nel modello quattro delle tipologie di muratura contenute nella tabella C8.5.I, le cui caratteristiche sono riportate nei prospetti seguenti.

<b>Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)</b>	<i>min</i>	<i>max</i>
<i>E</i> modulo elastico [N/mm <sup>2</sup> ]	690	1050
<i>G</i> modulo elastico a taglio [N/mm <sup>2</sup> ]	230	350
<i>f<sub>m</sub></i> resistenza a compressione media [N/cm <sup>2</sup> ]	100	200
<i>τ<sub>0</sub></i> resistenza a taglio limite [N/cm <sup>2</sup> ]	1.8	3.2

Da Tab. C8.5.1.

<b>Muratura in pietre a spacco con buona tessitura</b>	<i>min</i>	<i>max</i>
<i>E</i> modulo elastico [N/mm <sup>2</sup> ]	1500	1980
<i>G</i> modulo elastico a taglio [N/mm <sup>2</sup> ]	500	660
<i>f<sub>m</sub></i> resistenza a compressione media [N/cm <sup>2</sup> ]	260	380
<i>τ<sub>0</sub></i> resistenza a taglio limite [N/cm <sup>2</sup> ]	5.6	7.4

Da Tab. C8.5.1.

<b>Muratura in mattoni pieni e malta di calce</b>	<i>min</i>	<i>max</i>
<i>E</i> modulo elastico [N/mm <sup>2</sup> ]	1200	1800
<i>G</i> modulo elastico a taglio [N/mm <sup>2</sup> ]	875	1400
<i>f<sub>m</sub></i> resistenza a compressione media [N/cm <sup>2</sup> ]	500	800
<i>τ<sub>0</sub></i> resistenza a taglio limite [N/cm <sup>2</sup> ]	8.0	17.0

Da Tab. C8.5.1.

<b>Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo</b>	<i>min</i>	<i>max</i>
<i>E</i> modulo elastico [N/mm <sup>2</sup> ]	1020	1440
<i>G</i> modulo elastico a taglio [N/mm <sup>2</sup> ]	340	480
<i>f<sub>m</sub></i> resistenza a compressione media [N/cm <sup>2</sup> ]	200	
<i>τ<sub>0</sub></i> resistenza a taglio limite [N/cm <sup>2</sup> ]	3.5	5.1

Da Tab. C8.5.1.

In base alle indagini condotte ed ai risultati dei saggi a disposizione non si è ritenuto possibile assegnare alle murature individuate nessuno dei coefficienti correttivi delle caratteristiche meccaniche definiti in tab. C8.5.II.

In sede di verifica di vulnerabilità le indagini effettuate sugli elementi murari del fabbricato permettevano di attestarsi su un livello di conoscenza LC1, così come definito al par. C.8.5.4 della Circolare Applicativa n.7 del 21/01/2019. Il presente progetto esecutivo è stato redatto considerando l'esecuzione di 3 martinetti piani effettuati sulle murature in pietrame disordinato e sulle murature di mattoni pieni ad una testa, che permettono di raggiungere per tali tipologie di muratura, un livello di conoscenza LC2, al quale corrisponde l'assunzione dei valori medi di resistenza e dei moduli elastici tra quelli riportati nella tabella C.8.5.1 della Circolare Applicativa delle NTC2018, così come definito al par. C8.5.4.1 della Circolare Applicativa n.7 del 21/01/2019 per le murature.

### 3.2 Caratteristiche meccaniche degli elementi in acciaio

Per l'acciaio costituente i profili di rinforzo dei solai lignei e del solaio in putrelle e tavelloni si è ipotizzato un acciaio con tensione di snervamento pari a 235 N/mm<sup>2</sup>, conforme con l'acciaio Fe360 solitamente in uso prima delle vigenti normative. Alla corrispondente resistenza allo snervamento è stato applicato un coefficiente parziale di sicurezza  $Y_{M0}$  pari a 1.05, in accordo con i valori riportati in tab. 4.2.VII, par. 4.2.4.1.1 NTC2018. Per gli elementi esistenti la tensione di snervamento ottenuta è stata poi divisa ulteriormente per un Fattore di Confidenza pari ad 1,35, corrispondente ad un Livello di Conoscenza LC1, così come definito per le costruzioni in acciaio al par. C8.5.4.2 della Circolare Applicativa del 21/01/2019 n.7.

### 3.3 caratteristiche meccaniche degli elementi lignei

Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche degli elementi lignei costituenti travi e travetti dei solai esistenti si è seguito quanto prescritto al par. C8.5.3.3 della Circolare Applicativa n.7 del 21/01/2019, ovvero utilizzando la norma UNI 11119, così come riportato anche nel report del Laboratorio Sigma del 24/10/2019.

Le caratteristiche meccaniche del legno costituente le travi ed i travetti esistenti sono state determinate sulla base della Relazione Tecnica sull'Indagine diagnostica su elementi lignei strutturali di copertura e di solaio fornita dal Dott. Forestale Massimiliano Lenzi. In tale relazione le caratteristiche meccaniche degli elementi lignei sono tabulate in relazione alla UNI 11119:2004 – “Beni culturali. Manufatti lignei. Strutture portanti per edifici – Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera”, in relazione alla specie legnosa ed alla “categoria in opera” dell'elemento ligneo analizzato.

La “categoria in opera” viene definita nella UNI 11119:2004 in base alle caratteristiche geometriche e biologiche del legno, nonché rispetto alla presenza ed all'entità di lesioni e di imperfezioni presenti nell'elemento ligneo oggetto di indagine, secondo la tabella riportata di seguito.

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

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

In base alla suddetta categoria in opera ed alla specie legnosa, le caratteristiche meccaniche dell'elemento ligneo sono determinabili mediante la tabella riportata di seguito.

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

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

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

Le indagini eseguite dal Dott. Lenzi non risultano caratterizzare la totalità degli elementi lignei, e per quelli analizzati le informazioni non sono alle volte sufficienti per caratterizzare univocamente la specie legnosa e la categoria in opera dell'elemento. Per gli elementi lignei dei solai di piano non indagati si è considerato (in estensione alle indicazioni campionatorie) un legno di abete rosso di categoria in opera III. Per le coperture, con lo stesso principio estensivo si è considerato un legno di pioppo della stessa categoria in opera III.

I valori delle caratteristiche meccaniche così determinati sono stati ulteriormente ridotti tramite il fattore di confidenza FC= 1,2 definito al capitolo 8 delle NTC2018 in relazione ad un livello di conoscenza LC2, il quale si considera raggiunto grazie alle indagini e prove eseguite (par. C8.5.4 Circolare Applicativa n.7 del 21/01/2019).

Il legname utilizzato per i nuovi elementi del solaio di copertura e dei solai interpiano è stato caratterizzato come legno di abete di Categoria C24 così come definito nella normativa UNI EN 338, della quale si riporta la Tabella 1, relativa alla definizione delle caratteristiche meccaniche dei legnami da costruzione.

Table 1 — Strength classes - Characteristic values

		Softwood species											Hardwood species								
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50	D18	D24	D30	D35	D40	D50	D60	D70
<b>Strength properties (in N/mm<sup>2</sup>)</b>																					
Bending	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50	18	24	30	35	40	50	60	70
Tension parallel	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30	11	14	18	21	24	30	36	42
Tension perpendicular	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Compression parallel	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29	18	21	23	25	26	29	32	34
Compression perpendicular	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2	7,5	7,8	8,0	8,1	8,3	9,3	10,5	13,5
Shear	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	3,4	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,5	5,0
<b>Stiffness properties (in kN/mm<sup>2</sup>)</b>																					
Mean modulus of elasticity parallel	$E_{0,mean}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16	9,5	10	11	12	13	14	17	20
5 % modulus of elasticity parallel	$E_{0,05}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7	8	8,5	9,2	10,1	10,9	11,8	14,3	16,8
Mean modulus of elasticity perpendicular	$E_{90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53	0,63	0,67	0,73	0,80	0,86	0,93	1,13	1,33
Mean shear modulus	$G_{mean}$	0,44	0,5	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00	0,59	0,62	0,69	0,75	0,81	0,88	1,06	1,25
<b>Density (in kg/m<sup>3</sup>)</b>																					
Density	$\rho_k$	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460	475	485	530	540	550	620	700	900
Mean density	$\rho_{mean}$	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550	570	580	640	650	660	750	840	1080
<p>NOTE 1 Values given above for tension strength, compression strength, shear strength, 5 % modulus of elasticity, mean modulus of elasticity perpendicular to grain and mean shear modulus, have been calculated using the equations given in Annex A.</p> <p>NOTE 2 The tabulated properties are compatible with timber at a moisture content consistent with a temperature of 20 °C and a relative humidity of 65 %.</p> <p>NOTE 3 Timber conforming to classes C45 and C50 may not be readily available.</p> <p>NOTE 4 Characteristic values for shear strength are given for timber without fissures, according to EN 408. The effect of fissures should be covered in design codes.</p>																					

#### 4. Analisi dei cinematismi di collasso

Preliminarmente all'analisi del comportamento globale si sono analizzati i meccanismi di collasso locali della struttura, già indagati in sede di analisi di vulnerabilità.

L'analisi dei cinematismi locali si basa sull'ipotesi che il superamento della resistenza a trazione nella muratura, dovuto alle azioni sismiche ed ai pesi propri, conduca al formarsi di fessurazioni, che, insieme alle sconessioni già presenti, dividano la compagine muraria in porzioni monolitiche in grado di definire un moto rigido sotto l'azione sismica e statica; il loro moto durante l'azione sismica definisce il cinematismo di collasso.

Una parete muraria, investita dal sisma, può presentare diversi meccanismi di danno che, convenzionalmente, si suddividono in due categorie fondamentali: meccanismi di primo modo e meccanismi di secondo modo. Nel primo caso le forze sismiche agiscono ortogonalmente al piano medio della parete considerata, che tende a ruotare attorno alla base d'appoggio, nel secondo caso le forze sismiche agiscono parallelamente al piano medio della parete.

Ritenendo le murature costituenti l'edificio di qualità sufficiente ad attivare dei cinematismi, si è scelto di individuare e verificare quelli più plausibilmente attivabili. Per l'ipotesi dei possibili meccanismi attivabili nell'edificio, sono state considerate le disomogeneità nella tessitura muraria, le dimensioni geometriche degli elementi coinvolti e la caratterizzazione dei collegamenti tra le murature e gli orizzontamenti. Una volta scelti i principali meccanismi di collasso per l'edificio in esame si è proceduto alla valutazione dell'azione orizzontale che attiva ogni cinematismo, applicando il metodo dell'analisi cinematica lineare.

Ogni cinematismo è stato modellato trasformando una parte di ciascuna parete presa in esame in un sistema labile (catena cinematica) attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa

resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro; per ciascun cinematismo è stato poi calcolato il moltiplicatore orizzontale  $\alpha_0$ .

In generale, per ottenere il moltiplicatore orizzontale  $\alpha_0$  dei carichi che porta all'attivazione di un meccanismo locale di danno si applicano ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica le seguenti forze:

i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro;

il peso proprio del blocco rigido  $i$  applicato nel baricentro si calcola attraverso la seguente formula:

$$W_i = \gamma_m t_i A_i$$

dove:

$\gamma_m$  è il peso specifico della muratura;

$t_i$  è lo spessore del blocco considerato;

$A_i$  è l'area del blocco considerata al netto delle aperture;

il baricentro della parete è posto ad una quota pari a:

$$y_{Gi} = h_i / 2$$

rispetto alla cerniera, dove  $h_i$  è l'altezza del blocco considerato;

i carichi verticali portati dagli stessi: carichi dei solai e della copertura;

il carico della copertura agente sull'unità di area deve essere calcolato tramite la combinazione di carico seguente:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_j Q_{kj}$$

in base alla quale gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali e dove:

$G_1$  è il carico permanente strutturale;

$G_2$  il carico permanente non strutturale;

$\Psi_j$  è il coefficiente di combinazione, deducibile dalla tabella 2.5.I delle NTC come pari a 0 essendo, in tal caso,  $Q_{kj}$  l'azione dovuta alla neve in un sito di progetto posto ad una quota altimetrica inferiore ai 1000 m sul livello del mare;

$Q_{kj}$  è il carico accidentale.

In relazione all'area di influenza di dimensioni planimetriche  $i \times l$ , si ottiene il carico lineare  $q$  agente sul tratto di copertura considerato, lungo  $b$  ed inclinato rispetto all'orizzontale di un angolo  $\alpha$  (inclinazione della copertura), in base al quale è possibile calcolare le reazioni vincolari agli appoggi e, dunque la componente verticale  $V$  e la componente orizzontale  $H$  dell'azione della copertura agente sulla muratura:

$$V = q b \cos \alpha / 2 ,$$

$H = q b \operatorname{sen} \alpha$ .

Il braccio orizzontale del carico della copertura rispetto alla cerniera cilindrica, è pari allo spessore murario  $t_i$  al netto dell'appoggio, quest'ultimo pari a 0.20 m:

$d_i = t_i - 0.20$ .

Il carico del solaio al livello  $i$  sull'unità di area deve essere calcolato tramite la combinazione di carico già utilizzata per la copertura:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_j Q_{kj}$$

in base alla quale gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali e dove:

$G_1$  è il carico permanente strutturale;

$G_2$  il carico permanente non strutturale;

$\Psi_j$  è il coefficiente di combinazione, deducibile dalla tabella 2.5.I delle NTC come pari a 0.6 essendo, in tal caso,  $Q_{kj}$  l'azione dovuta ai carichi accidentali di un ambiente suscettibile di affollamento (Categoria d'uso C);

$Q_{kj}$  è il carico accidentale.

In relazione all'area di influenza di dimensioni planimetriche  $i \times l$ , si ottiene il carico lineare  $q$  agente sul blocco rigido considerato, lungo  $l$ , l'azione dovuta al solaio agente sulla muratura è calcolata come:

$$R = Q_{\text{totale}} i l.$$

Il braccio orizzontale del carico del solaio rispetto alla cerniera cilindrica, è pari allo spessore murario  $t_i$  al netto dell'appoggio, quest'ultimo assunto pari a 0.20 m:

$d_i = t_i - 0.20$ ;

un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;

eventuali forze esterne (ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche);

eventuali forze interne (ad esempio le azioni legate all'ingranamento tra i conci murari).

Assegnata una rotazione virtuale  $\theta_k$  al generico blocco  $k$ , è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione. Il moltiplicatore  $\alpha_0$  si può ottenere applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:



$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^N P_k \delta_{Py,k} - \sum_{k=1}^m F_k \delta_{F,k} + L_i}{\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}}$$

(C8.7.1.1) dove:

N è il numero dei blocchi di cui è costituita la catena cinematica;

m è il numero di forze esterne, assunte indipendenti dall'azione sismica, applicate ai diversi blocchi;

P<sub>k</sub> è la risultante delle forze peso applicate al k-esimo blocco (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, sommato agli altri pesi portati);

Q<sub>k</sub> è la risultante delle forze peso non gravanti sul k-esimo blocco ma la cui massa genera su di esso una forza sismica orizzontale, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;

F<sub>k</sub> è la generica forza esterna applicata ad uno dei blocchi; tali forze possono favorire l'applicazione del meccanismo (ad esempio le spinte di volte) o ostacolarlo (ad esempio archi di contrasto, ovvero forze attrittive che si sviluppano in presenza di parti della costruzione non coinvolte nel meccanismo);

δ<sub>Py,k</sub> è lo spostamento virtuale verticale del baricentro delle forze peso proprie e portate P<sub>k</sub>, agenti sul k-esimo blocco, assunto positivo se verso l'alto;

δ<sub>F,k</sub> è lo spostamento virtuale del punto di applicazione della forza esterna F<sub>k</sub>, proiettato nella direzione della stessa (di segno positivo o negativo a seconda che questa favorisca o contrasti il meccanismo);

δ<sub>PQx,k</sub> è lo spostamento virtuale orizzontale del baricentro delle forze orizzontali α(P<sub>k</sub>+Q<sub>k</sub>) agenti sul k-esimo blocco, assumendo come verso positivo quello dell'azione sismica che attiva il meccanismo;

L<sub>i</sub> è il lavoro totale di eventuali forze interne (allungamento di una catena; scorrimento con attrito in presenza di ammorsamento tra i blocchi del meccanismo, dovuto a moti relativi traslazionali o torsionali; deformazione nel piano di solai o coperture collegate ma non rigide).

Attraverso l'ipotesi di spostamenti infinitesimi dei punti di applicazione delle forze, è possibile calcolarli in funzione dell'angolo di rotazione del sistema θ<sub>k</sub>:

Nella scrittura del Principio dei Lavori Virtuali tutti i termini presenteranno sen θ<sub>k</sub>, che verrà dunque semplificato, ottenendo poi il valore del moltiplicatore orizzontale α<sub>0</sub>,

Per svolgere le verifiche di sicurezza occorre però riferirsi all'accelerazione di attivazione del meccanismo a<sub>0</sub>\* e non al moltiplicatore dei carichi α<sub>0</sub>, dunque il cinematismo viene ricondotto ad un oscillatore equivalente non lineare a 1 g.d.l. per confrontare a<sub>0</sub>\* con l'accelerazione sismica corrispondente al terremoto di progetto.

Tale oscillatore ad 1 g.d.l. è caratterizzato dai seguenti parametri:



$$a = \frac{\alpha(d_c)g}{e^*FC} \quad [C8.7.1.3]$$

$$d = d_c \frac{\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}^2}{\delta_{Cx} \sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}} \quad [C8.7.1.4]$$

$$e^* = \frac{[\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}]^2}{[\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k)] [\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}^2]} \quad [C8.7.1.5]$$

Soglia di resistenza statica (accelerazione efficace; C8A.4.4):

dove:

$\alpha_0$  è il moltiplicatore orizzontale dei carichi già calcolato;

$g$  è l'accelerazione di gravità;

$FC$  è il fattore di confidenza;

$\delta_{C,x}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di controllo valutato, così come gli spostamenti virtuali, a partire dalla configurazione indeformata iniziale;

$e^*$  è la frazione di massa partecipante che, in prima approssimazione, può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali relativi al cinematismo (misurati a partire dalla configurazione in deformata iniziale) come rappresentativi del modo di vibrazione del meccanismo locale.

Occorre, infine, verificare che la capacità dell'edificio sia maggiore alla domanda che le norme prescrivono per la zona in cui si trovi l'edificio, cioè l'accelerazione minima che l'edificio debba sopportare. Vi sono due formule, una da utilizzarsi quando il cinematismo si esplicita a terra, una quando il cinematismo si verifichi in quota, cioè per la diversità dell'accelerazione riscontrabile alla base rispetto a quella in elevazione.

Occorre compiere la verifica allo Stato Limite di salvaguardia della Vita; trattandosi di un edificio esistente in muratura, la norma non richiede la verifica dello Stato Limite di Danno per ragioni conservative.

- Verifica allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra la condizione di superamento della verifica è fornita dalla seguente disequazione:

$$a_{z,SLV} \geq a_z(z=0) = S_{e,SLV}(T=0) = a_g \cdot S$$

$$a_{z,SLV} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC} \cdot q$$

Nel caso in cui il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in

genere amplificata rispetto a quella al suolo; per questo il superamento della verifica è fornita dalla seguente disequazione:

$$a_{z,SLV} \geq \max(a_z(z=0); a_z(z))$$

$$a_z(z) = \sqrt{\sum a_{z,k}^2(z)}$$

$$a_{z,k}(z) = S_{e,SLV}(T_k, \xi_k) \cdot |\gamma_k \cdot \Psi_k(z)| \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi_k^2}$$

In base al capitolo §C7.2.3 è consentito riferirsi al solo primo modo di vibrare significativo per la direzione significativa, si assume quindi  $k=1$ .

$$a_z(z) = S_{e,SLV}(T_1, \xi_1) \cdot |\gamma_1 \cdot \Psi_1(z)| \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi_1^2}$$

- $S_e(T, \xi)$ : spettro di risposta elastico al suolo, valutato per il periodo equivalente  $T$  e lo smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  (5%) dell'elemento non strutturale, dell'impianto o del meccanismo locale considerato;
- $\gamma_k$ :  $k$ -esimo coefficiente di partecipazione modale della costruzione;
- $\Psi_k(z)$ : valore della  $k$ -esimaforma modale alla quota  $z$  nella posizione in pianta dove è collocato il meccanismo locale da verificare;
- $a_{z,k}$ : contributo del  $k$ -esimo modo alla accelerazione massima di piano.

L'analisi dei cinematismi è stata eseguita tramite il programma TREMURI di Sta Data. Il modello permette di analizzare il ribaltamento rigido di un pannello murario, imponendo le condizioni di vincolo e sollecitazione.

Allo stato di fatto l'edificio presenta degli orizzontamenti semplicemente poggiati alla muratura, privi di cordoli che possano garantire una sufficiente connessione delle pareti della scatola muraria con il solaio stesso; sono anche assenti elementi che possano garantire maggiormente le singole pareti da meccanismi ribaltanti dando luogo a configurazioni scatolari, come ad esempio delle catene. Tali aspetti fanno presumere una vulnerabilità dell'edificio ai fenomeni di ribaltamento semplice e composto, interessanti uno o più piani delle pareti considerate. Dato che il ribaltamento semplice richiede una inferiore intensità della sollecitazione sismica per l'attivazione rispetto al ribaltamento composto, si è scelto di analizzarlo quale riferimento alla vulnerabilità della parete e valutarlo sia per le pareti perimetrali nella loro interezza che per ogni piano delle pareti stesse.

#### 4.1 Relazione di calcolo dei meccanismi locali di collasso

Negli edifici esistenti in muratura spesso avvengono collassi parziali per cause sismiche, in genere per perdita dell'equilibrio di porzioni murarie; la verifica nei riguardi di questi meccanismi, secondo le modalità descritte nel seguito, assume significato se è garantita una certa monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura.

Le verifiche con riferimento ai meccanismi locali possono essere svolte tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo.

L'applicazione del metodo di verifica presuppone quindi l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica; inoltre saranno tenute presenti la qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura muraria, la presenza di catene, le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti.

L'approccio cinematico permette inoltre di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- Trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili in grado di ruotare o scorrere tra loro.
- Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha_0$  che comporta l'attivazione del meccanismo mediante l'impiego del principio dei lavori virtuali (par. C8.7.1.2.1).
- Individuare l'accelerazione sismica spettrale di attivazione  $a^*0$  a partire dal moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha_0$  (assumendo  $FC=1.35$ ).

Per i meccanismi di collasso coinvolgenti pareti su cui appoggiano i due puntone della copertura a mezzo padiglione costituente il blocco principale a tre livelli prospiciente su piazza G. Matteotti, si considera l'azione spingente che questi esercitano sui cantonali stessi, la quale viene calcolata come riportato di seguito, e scomposta nella sua componente verticale e nella sua componente orizzontale ortogonale alla parete in esame. Entrambe le componenti di tale azione contribuiscono infatti al cinematismo.

#### CANTONALE ANGOLO VIA SANTO STEFANO - PIAZZA MATTEOTTI

INCLINAZIONE	
FALDA	18
$\alpha$ radianti	0,314159
$\sin\alpha$	0,309017
$\cos\alpha$	0,951057

CARICHI AGENTI (Q)	
G1	90 kg/m <sup>2</sup>
G2	65 kg/m <sup>2</sup>
Qk	100 kg/m <sup>2</sup>

Luce puntone 1,8 m

$Q =$  combinazione quasi permanente dei carichi  $G1+G2+\psi_{21}^*Qk$

$\psi_{21}$  neve 0Q 155 kg/m<sup>2</sup>Area influenza puntone 2 m<sup>2</sup>

q 172,22 kg/m

## REAZIONI VINCOLARI CERNIERA

Ha 95,80 kg

Va 147,41 kg

## SCOMPOSIZIONE REAZIONI VINCOLARI CERNIERA

Haorizz 91,11 kg

Havert 29,60 kg

Vaorizz 45,55 kg

Vavert 140,20 kg

Rorizz 45,55 kg

Rvvert 169,80 kg

Componente Rorizz. Perpendicolare alla parete 32,21 kg

(suppongo puntone inclinato a 45°)

## CANTONALE ANGOLO PIAZZA MATTEOTTI – CORTE INTERNA

## INCLINAZIONE FALDA

 $\alpha$  gradi 18 $\alpha$  radianti 0,314159265sin $\alpha$  0,309016994cos $\alpha$  0,951056516

## CARICHI AGENTI (Q)

G1 90 kg/m<sup>2</sup>G2 65 kg/m<sup>2</sup>Qk 100 kg/m<sup>2</sup>

Luce puntone 2,15 m

Q = combinazione quasi permanente dei carichi G1+G2+ $\psi_{21}$ \*Qk $\psi_{21}$  neve 0Q 155 kg/m<sup>2</sup>Area influenza puntone 3 m<sup>2</sup>

q 216,28 kg/m

## REAZIONI VINCOLARI CERNIERA

Ha 143,69 kg

Va 221,12 kg

## SCOMPOSIZIONE REAZIONI VINCOLARI CERNIERA

Haorizz 136,66 kg

Havert	44,40 kg
Vaorizz	68,33 kg
Vavert	210,30 kg

Rorizz	68,33 kg
Rvert	254,70 kg

Componente Rorizz. Perpendicolare alla parete	48,32 kg
---	----------

(suppongo puntone inclinato a 45°)

La parete è caricata nel nodo di cantonale con Rvert e la sua componente di Rorizz.

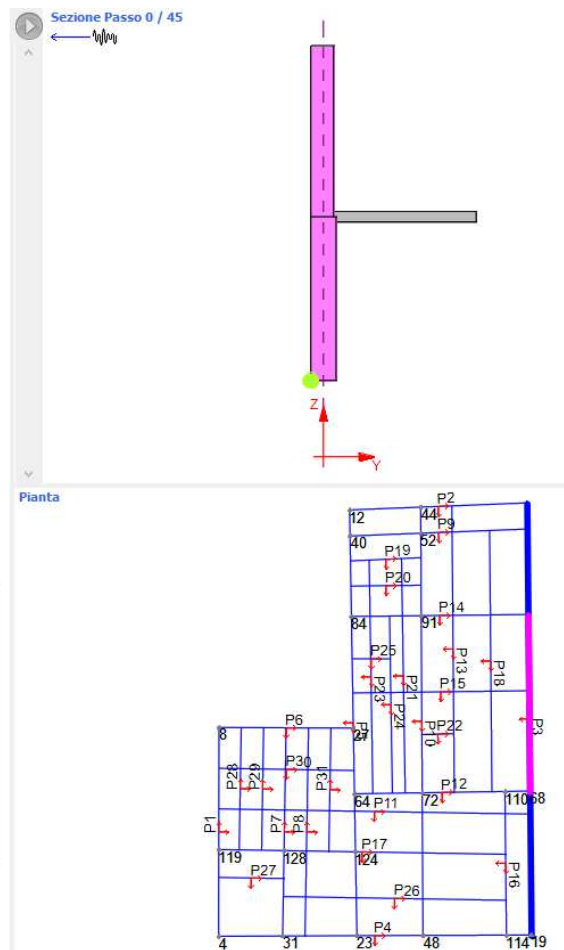
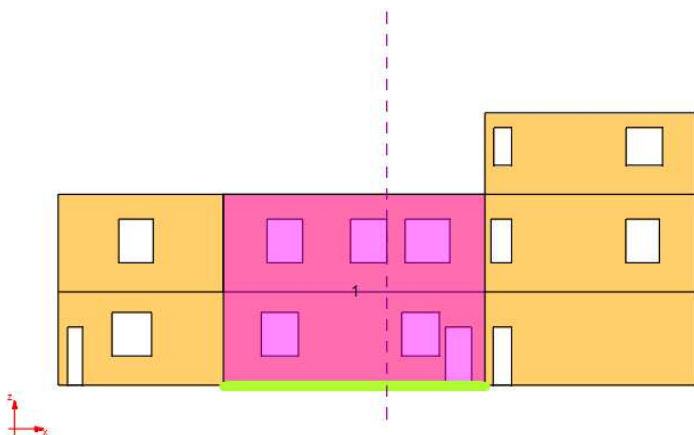
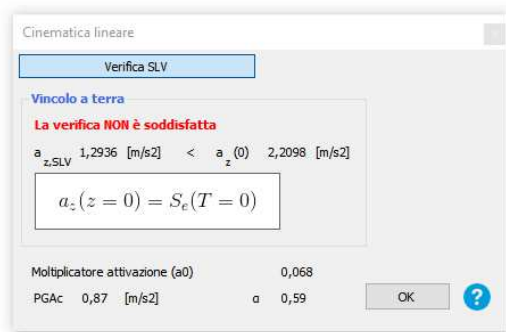
### Cinematismo: P3-CIN1

Sul fronte principale su via Santo Stefano, si ipotizza una cerniera esterna alla base della parete, poiché lungo il suo sviluppo altimetrico non sono presenti elementi che possano fornire un vincolo al ribaltamento della parete stessa. In sommità la parete presenta un minor carico verticale poiché il solaio è ordito parallelamente al pannello. Si ipotizza una mancata connessione efficace tra la porzione di parete su due livelli e la porzione di parete a tre livelli.

Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso[daN]	Parete
1	999	0	320	-42.448	3

Tipo vincolo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	0	3	0

Moltiplicatore attivazione (a0)	0,068
az,SLV [m/s <sup>2</sup> ]	1,2936
az(0) (SLV) [m/s <sup>2</sup> ]	2,2098
Coefficiente sicurezza (SLV)	0,59
Verifica superata	No



Per questo cinematicismo non si è considerata la condizione di verifica relativa alla rimozione dell'ipotesi di infinita rigidezza a compressione della muratura, ovvero di arretramento della cerniera esterna, poiché già in questo caso la verifica risulta non soddisfatta.

### Cinematismo: P3-CIN2

Sul fronte principale su via Santo Stefano, si ipotizza una cerniera esterna alla base della parete, poiché lungo il suo sviluppo altimetrico non sono presenti elementi che possano fornire un vincolo al ribaltamento della parete stessa. Si ipotizza una mancata connessione efficace tra la porzione di parete su due livelli e la porzione di parete a tre livelli.

La parete oggetto del cinematicismo in esame fa parte del cantonale del fabbricato costituito dall'intersezione dei due prospetti principali su via Santo Stefano e su piazza G. Matteotti. Si considera la componente dell'azione spingente del puntone di copertura ortogonale alla parete in esame, così come anche la sua componente verticale.

Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso[daN]	Parete
2	1.843	0	413	-50.215	3
16	2.202	-69	601	-6.466	4
17	1.469	-101	625	-10.171	12

Tipo vincolo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	0	3	0

Carico Concentrato	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]
1	-1.571	-613	935	0,00	0,00	-170,00
2	-1.571	-613	935	33,00	-0,33	0,00

Moltiplicatore attivazione (a0)	0,069
az,SLV [m/s <sup>2</sup> ]	1,3268
az(0) (SLV) [m/s <sup>2</sup> ]	2,2098
Coefficiente sicurezza (SLV)	0,60

Parete

Cinematica lineare

Verifica SLV

**Vincolo a terra**

La verifica **NON** è soddisfatta

$a_{z,SLV}$  1,3268 [m/s<sup>2</sup>] <  $a_z(0)$  2,2098 [m/s<sup>2</sup>]

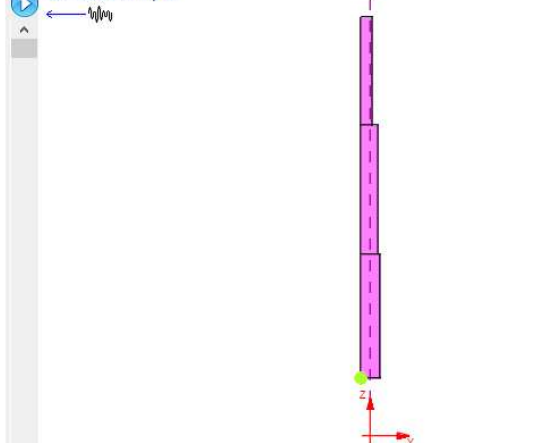
$$a_z(z=0) = S_e(T=0)$$

Moltiplicatore attivazione (a0) 0,069

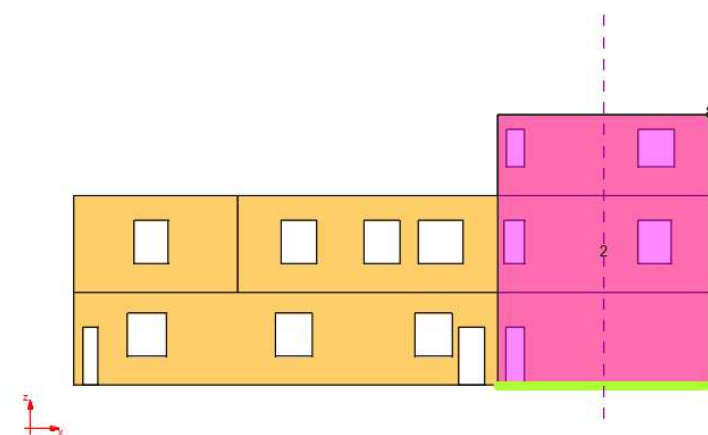
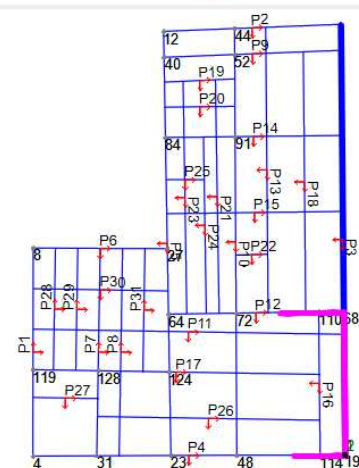
PGAc 0,90 [m/s<sup>2</sup>]      $\alpha$  0,60

OK ?

Sezione Passo 0 / 65



Pianta



Per questo cinematismo non si è considerata la condizione di verifica relativa alla rimozione dell'ipotesi di infinita rigidezza a compressione della muratura, ovvero di arretramento della cerniera esterna, poiché già in questo caso la verifica risulta non soddisfatta.



**Cinematismo: P4-CIN1**

Sul fronte principale su piazza G. Matteotti, si ipotizza una cerniera esterna alla base della parete, poiché lungo il suo sviluppo altimetrico non sono presenti elementi che possano fornire un vincolo al ribaltamento della parete stessa.

La parete oggetto del cinematismo in esame fa parte del cantonale del fabbricato costituito dall'intersezione dei due prospetti principali su via Santo Stefano e su piazza G. Matteotti, e del cantonale tra il prospetto principale su piazza Matteotti e la corte interna. Si considera la componente dell'azione spingente dei puntoni di copertura ortogonali alla parete in esame, così come anche le loro componenti verticali.

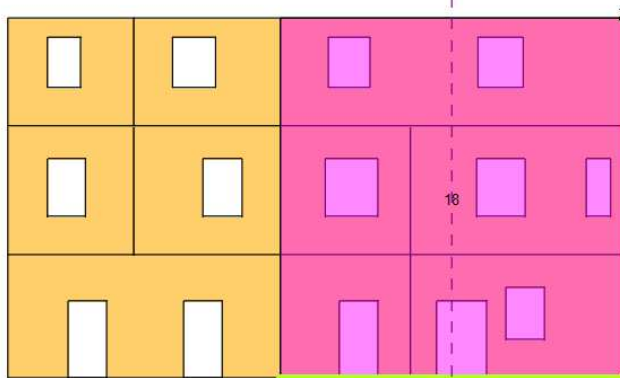
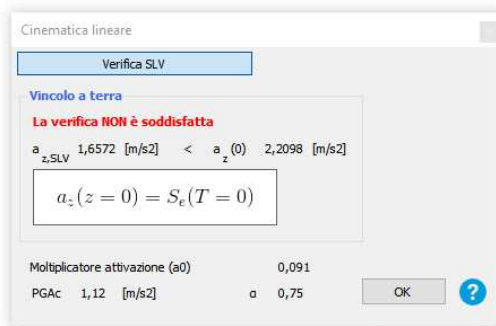
Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso[daN]	Parete
20	1.595	74	549	-8.213	3
18	1.183	0	447	-52.194	4
19	705	97	616	-10.137	5

Tipo vincolo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	0	4	0

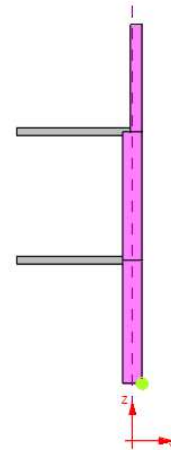
Carico Concentrato	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]
1	1.596	0	935	0,00	0,00	-170,00
2	1.596	0	935	0,14	33,00	0,00

Moltiplicatore attivazione (a0)	0,091
az,SLV [m/s <sup>2</sup> ]	1,6572
az(0) (SLV) [m/s <sup>2</sup> ]	2,2098
Coefficiente sicurezza (SLV)	0,75
Verifica superata	No

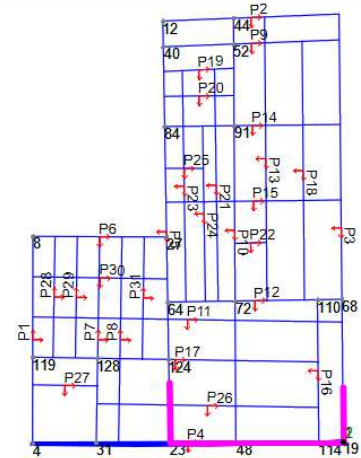
Parete



Sezione Passo 0 / 89



Pianta



Per questo cinematicismo non si è considerata la condizione di verifica relativa alla rimozione dell'ipotesi di infinita rigidezza a compressione della muratura, ovvero di arretramento della cerniera esterna, poiché già in questo caso la verifica risulta non soddisfatta.

### Cinematismo: P4-CIN2

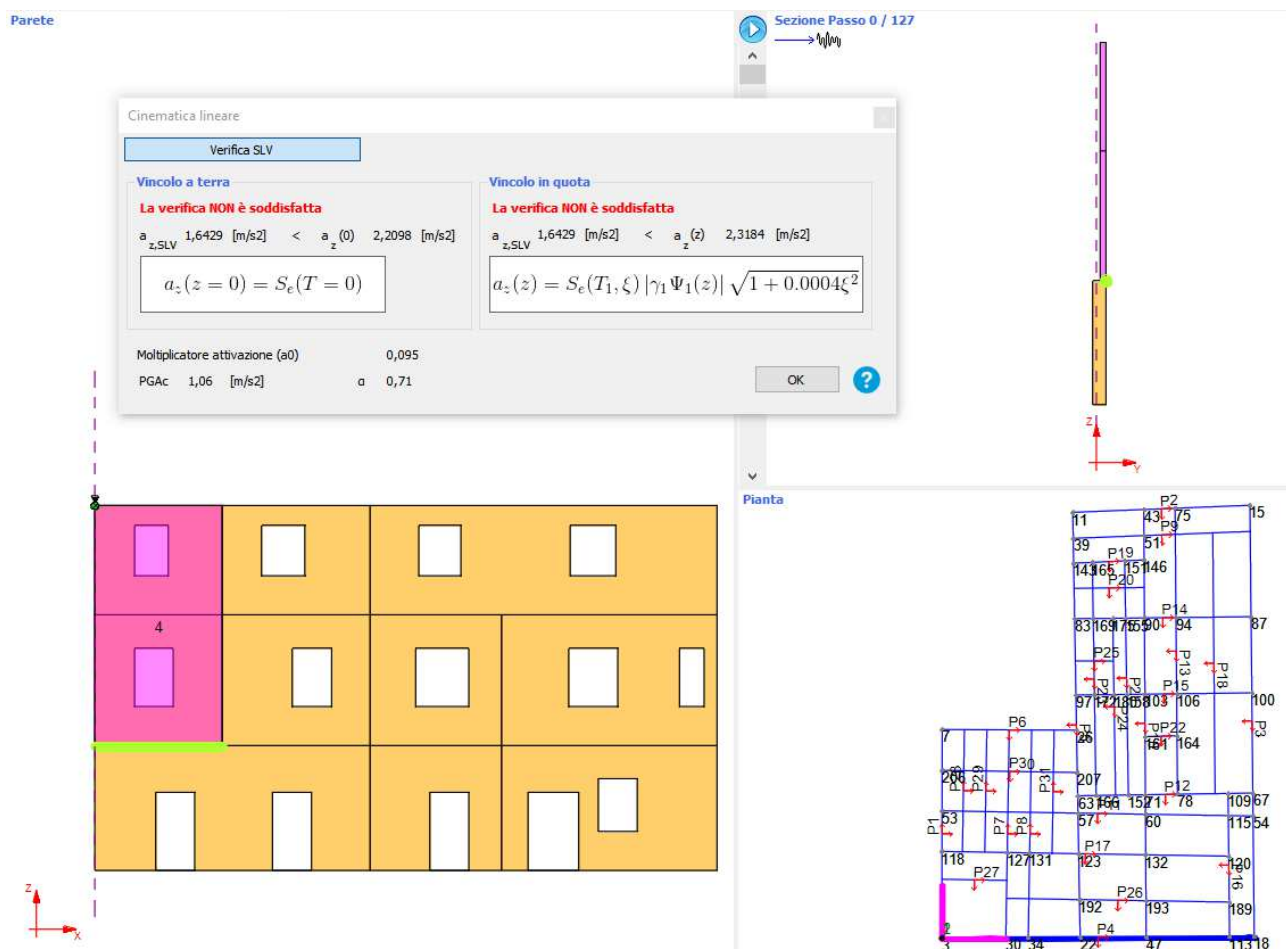
Sul fronte principale su piazza G. Matteotti, si ipotizza una cerniera esterna alla base della parete del primo impalcato, poiché da quella quota lo spessore della muratura si riduce in maniera importante rispetto a quello della muratura sottostante. I due livelli interessati si considerano come un blocco continuo poiché lungo lo sviluppo altimetrico non sono presenti elementi che possano fornire un vincolo al ribaltamento della parete stessa.

Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso[daN]	Parete
21	1	101	718	-6.085	1
4	166	0	626	-5.454	4

Tipo vincolo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	320	4	0

Carico Concentrato	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]
1	0	0	935	0,00	0,00	-255,00
2	0	0	935	-0,21	-50,00	0,00

Moltiplicatore attivazione (a0)	0,095
az,SLV [m/s <sup>2</sup> ]	1,6429
az(z) (SLV) [m/s <sup>2</sup> ]	2,3184
Coefficiente sicurezza (SLV)	0,71
Verifica superata	No



Per questo cinematicismo non si è considerata la condizione di verifica relativa alla rimozione dell'ipotesi di infinita rigidezza a compressione della muratura, ovvero di arretramento della cerniera esterna, poiché già in questo caso la verifica risulta non soddisfatta.

### Cinematicismo: P4-CIN3

Sul fronte principale su piazza G. Matteotti, si ipotizza una cerniera esterna alla base della parete, poiché lungo il suo sviluppo altimetrico non sono presenti elementi che possano fornire un vincolo al ribaltamento

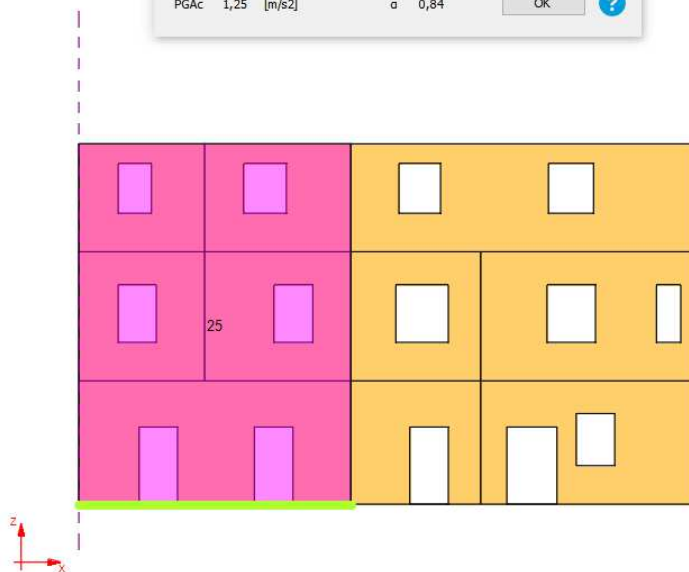
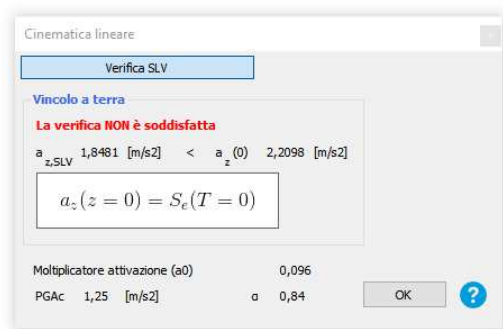
della parete stessa. Si è ipotizzata la presenza di un buon ammortamento tra la parete oggetto di cinematicismo e la parete ortogonale della stessa qualità muraria, mentre in accordo con le lesioni riscontrate si ipotizza che la parte di muratura di differente tessitura non partecipi a tale meccanismo.

26	1	127	581	-12.381	1
25	371	0	414	-28.232	4

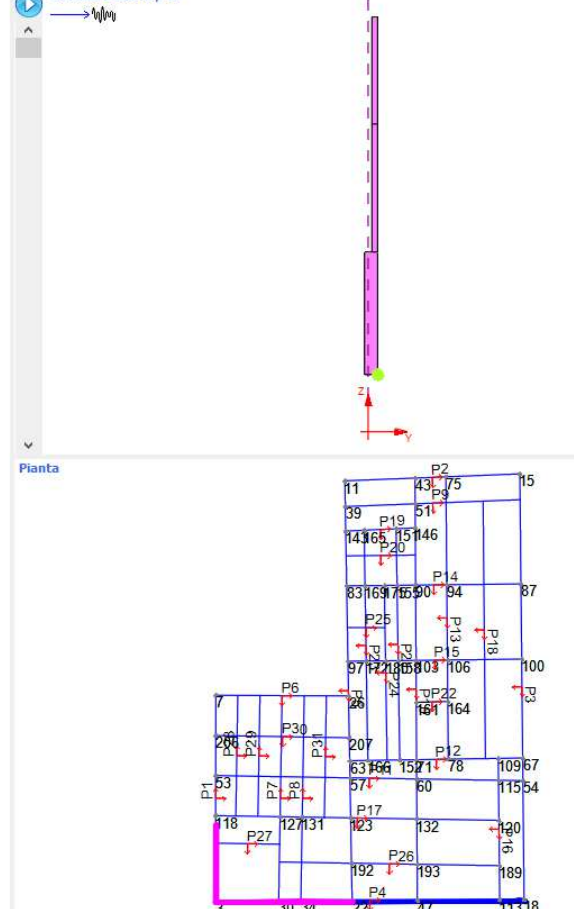
Tipo vincolo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	0	4	0

Moltiplicatore attivazione (a0)	0,096
az,SLV [m/s <sup>2</sup> ]	1,8481
az(0) (SLV) [m/s <sup>2</sup> ]	2,2098
Coefficiente sicurezza (SLV)	0,84
Verifica superata	No

Parete



Sezione Passo 0 / 90



Per questo cinematicismo non si è considerata la condizione di verifica relativa alla rimozione dell'ipotesi di infinita rigidità a compressione della muratura, ovvero di arretramento della cerniera esterna, poiché già in questo caso la verifica risulta non soddisfatta.

**Cinematismo: P1-CIN1**

Sul fronte principale della corte interna adiacente all'edificio prospiciente su piazza G. Matteotti, si ipotizza una cerniera esterna alla base della parete, poiché lungo il suo sviluppo altimetrico non sono presenti elementi che possano fornire un vincolo al ribaltamento della parete stessa.

Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso[daN]	Parete
9	529	0	436	-64.673	1
23	1	-95	519	-5.464	4
22	1.064	-94	621	-14.065	6

Tipo vincolo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	0	1	0

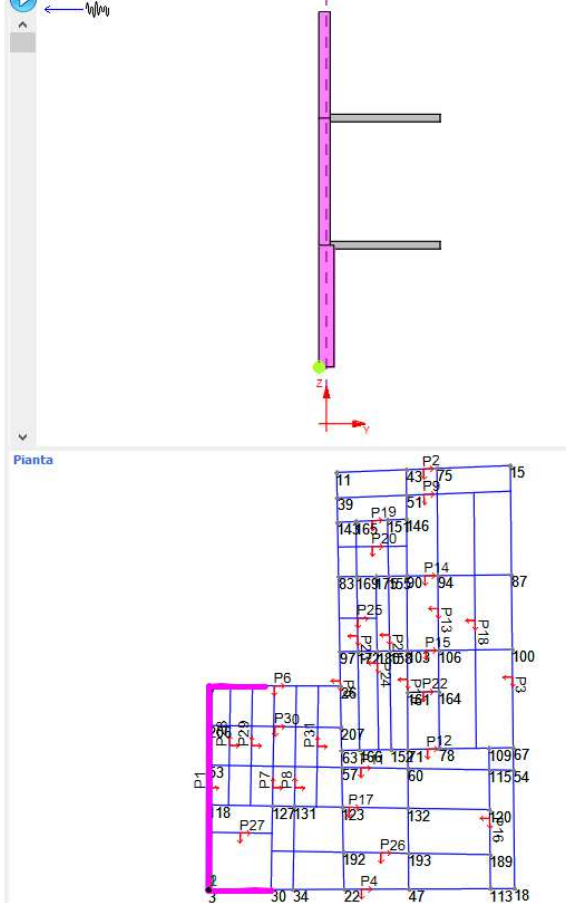
Carico Concentrato	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]
1	0	-6	935	0,00	0,00	-255,00
2	0	-6	935	-50,00	-0,09	0,00

Moltiplicatore attivazione (a0)	0,079
az,SLV [m/s <sup>2</sup> ]	1,5315
az(0) (SLV) [m/s <sup>2</sup> ]	2,2098
Coefficiente sicurezza (SLV)	0,69
Verifica superata	No

Parete



Sezione Passo 0 / 76



Per questo cinematicismo non si è considerata la condizione di verifica relativa alla rimozione dell'ipotesi di infinita rigidezza a compressione della muratura, ovvero di arretramento della cerniera esterna, poiché già in questo caso la verifica risulta non soddisfatta.

## Cinematismo: CANTONALE P3,P4-CIN1

Sul cantonale di intersezione delle due facciate principali del fabbricato si ipotizza il distacco del cantonale coinvolgente tutta la muratura.

Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso[daN]	Parete
12	-52	-52	550	-8.231	3
11	61	-61	622	-7.433	4

Tipo vincolo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	0	3	226

Carico Concentrato	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]
1	-1.168	2.682	935	0,00	0,00	-170,00
2	-1.168	2.682	935	23,57	23,10	0,00
3	-1.168	2.682	935	-23,10	23,57	0,00

Moltiplicatore attivazione (a0)	0,148
az,SLV [m/s <sup>2</sup> ]	2,4712
az(0) (SLV) [m/s <sup>2</sup> ]	2,2098
Coefficiente sicurezza (SLV)	1,12
Verifica superata	Si

Parete

Cinematica lineare

Verifica SLV

Vincolo a terra

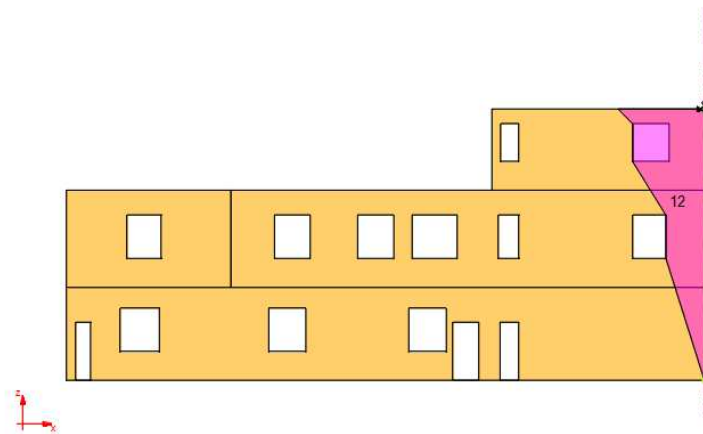
La verifica è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 2,4712 \ [m/s^2] \ >= \ a_z(0) \ 2,2098 \ [m/s^2]$

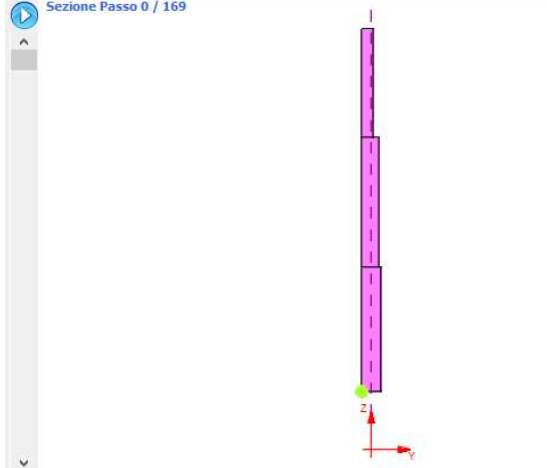
$a_z(z=0) = S_c(T=0)$

Moltiplicatore attivazione (a0) 0,148

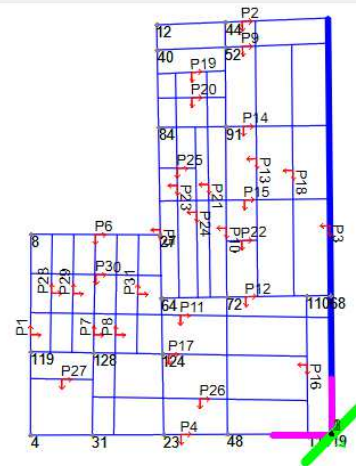
PGAc 1,67 [m/s<sup>2</sup>]     $\alpha$  1,12    OK ?

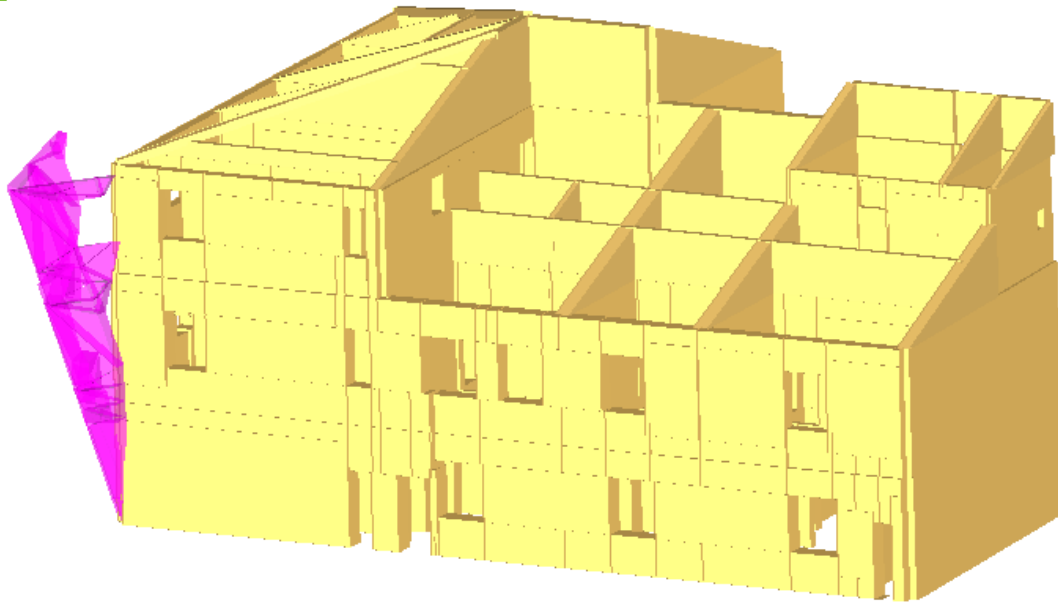


Sezione Passo 0 / 169



Pianta



**Cinematismo: CANTONALE P3,P4-CIN2**

Sul cantonale di intersezione delle due facciate principali del fabbricato si ipotizza il distacco del cantonale coinvolgente esclusivamente le murature del cantonale del secondo livello della costruzione.

Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso[daN]	Parete
14	19	19	842	-651	3
13	-23	23	842	-768	4

Tipo vincolo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	655	4	45

Carico Concentrato	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]
1	662	-2.266	935	0,00	0,00	-170,00
2	662	-2.266	935	23,24	-23,43	0,00
3	662	-2.266	935	23,43	23,24	0,00

Moltiplicatore attivazione (a0)	0,238
az,SLV [m/s <sup>2</sup> ]	3,6973
az(z) (SLV) [m/s <sup>2</sup> ]	4,7731
Coefficiente sicurezza (SLV)	0,77
Verifica superata	No



Parete

Sezione Passo 0 / 335

Cinematica lineare

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica è soddisfatta

$a_{z,SLV}$  3,6973 [m/s<sup>2</sup>]  $>=$   $a_z$  (0) 2,2098 [m/s<sup>2</sup>]

$a_z(z=0) = S_e(T) = S_e(T=0)$

Vincolo in quota

La verifica NON è soddisfatta

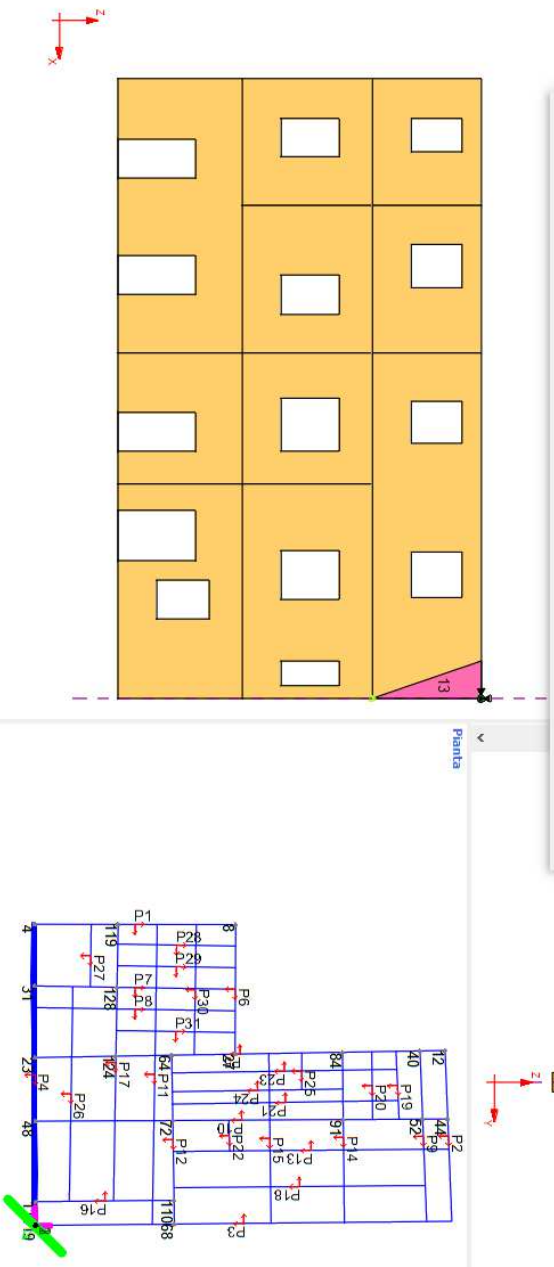
$a_{z,SLV}$  3,6973 [m/s<sup>2</sup>]  $<$   $a_z(z)$  4,7731 [m/s<sup>2</sup>]

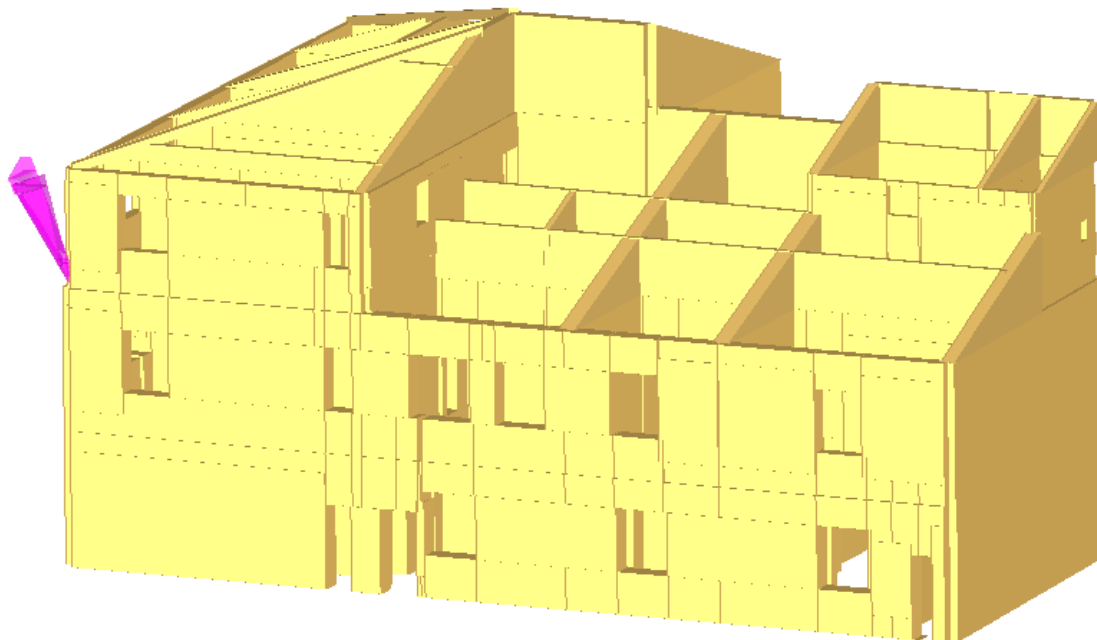
$a_z(z) = S_e(T_1, \xi) |\gamma_1 \Psi_1(z)| \sqrt{1 + 0,0004z^2}$

Moltiplicatore attivazione (a0) 0,238

PGAc 1,16 [m/s<sup>2</sup>]  $\sigma$  0,77

OK





### Cinematismo: P6-CIN1

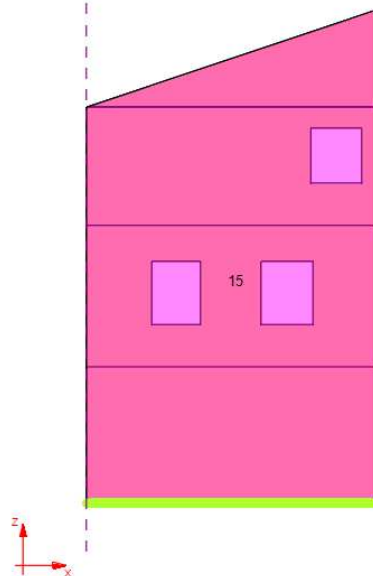
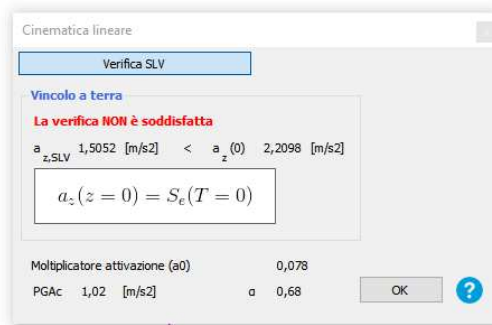
Sul cantonale di intersezione delle due facciate principali del fabbricato si ipotizza il distacco del cantonale coinvolgente esclusivamente le murature del cantonale del secondo livello della costruzione.

Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso[daN]	Parete
24	0	-125	584	-12.493	1
15	350	0	506	-66.658	6

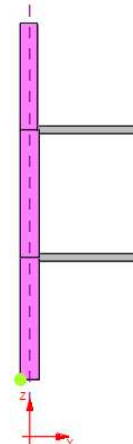
Tipo vincolo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	0	6	0

Moltiplicatore attivazione (a0)	0,078
az,SLV [m/s <sup>2</sup> ]	1,5052
az(0) (SLV) [m/s <sup>2</sup> ]	2,2098
Coefficiente sicurezza (SLV)	0,68
Verifica superata	No

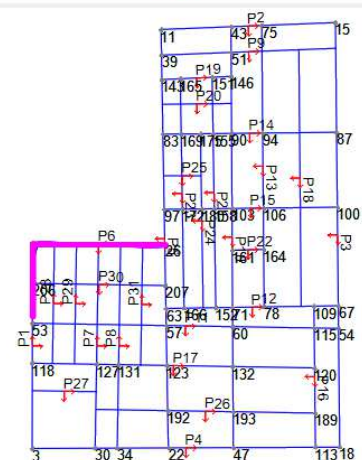
Parete



Sezione Passo 0 / 82



Pianta



Vengono analizzati anche alcuni meccanismi locali di collasso del torrino prospiciente su piazza G.Matteotti, il quale per la sua posizione, la sua geometria e le sue caratteristiche costruttive, costituisce un elemento di criticità rispetto ai meccanismi locali di ribaltamento fuori piano e di distacco dei cantonali.

Per condurre queste analisi si è ricorso ad un modello semplificato della struttura principale, in testa alla quale è stato posizionato il torrino, al fine di collocarlo alla giusta quota. Il modello del torrino è stato realizzato modellando i puntoni e la capriata.

Anche per il torrino si considera l'azione spingente dei puntoni di copertura, la quale viene modellata attraverso l'inserimento di carichi concentrati in corrispondenza degli spigoli della torretta. Si considera anche l'azione concentrata fornita dalla capriata, sulla quale gravano i quattro puntoni delle falde, e che scarica la sua azione verticale in corrispondenza della mezzeria delle pareti parallele alla facciata principale del fabbricato.

**CANTONALE TORRETTA E REAZIONE DI APOGGIO CAPRIATA**

<b>INCLINAZIONE FALDA</b>	
α gradi	20
α radianti	0,349066
sinα	0,34202

<b>CARICHI AGENTI (Q)</b>	
G1	40 kg/m <sup>2</sup>
G2	120 kg/m <sup>2</sup>
Qk	100 kg/m <sup>2</sup>

cos $\alpha$  0,939693

Luce puntone 1,7 m

**Q = combinazione quasi permanente dei carichi G1+G2+ $\psi$ 21\*Qk** $\psi$ 21 neve 0Q 160 kg/m<sup>2</sup>Area influenza puntone 0,7 m<sup>2</sup>

q 65,88 kg/m

**REAZIONI VINCOLARI CERNIERA**

Ha 38,31 kg

Va 52,62 kg

**SCOMPOSIZIONE REAZIONI VINCOLARI CERNIERA**

Haorizz 36,00 kg

Havert 13,10 kg

Vaorizz 18,00 kg

Vavert 49,45 kg

Rorizz 18,00 kg

Rvert 62,55 kg

Componente Rorizz. Perpendicolare alla parete 12,73 kg

(suppongo puntone inclinato a 45°)

La parete è caricata nel nodo di cantonale con Rvert e la sua componente di Rorizz.

La reazione di appoggio ai due appoggi della capriata è pari a 2 volte la componente verticale della reazione Vb=Va

P = 2\*Vb\*cos $\alpha$ = 98,90 kg**Cinematismo: Ribaltamento semplice parete**

Si considera il ribaltamento semplice della parete del torrino che affaccia su piazza Matteotti, e che coinvolge dei cunei della muratura ortogonale solidali con essa.

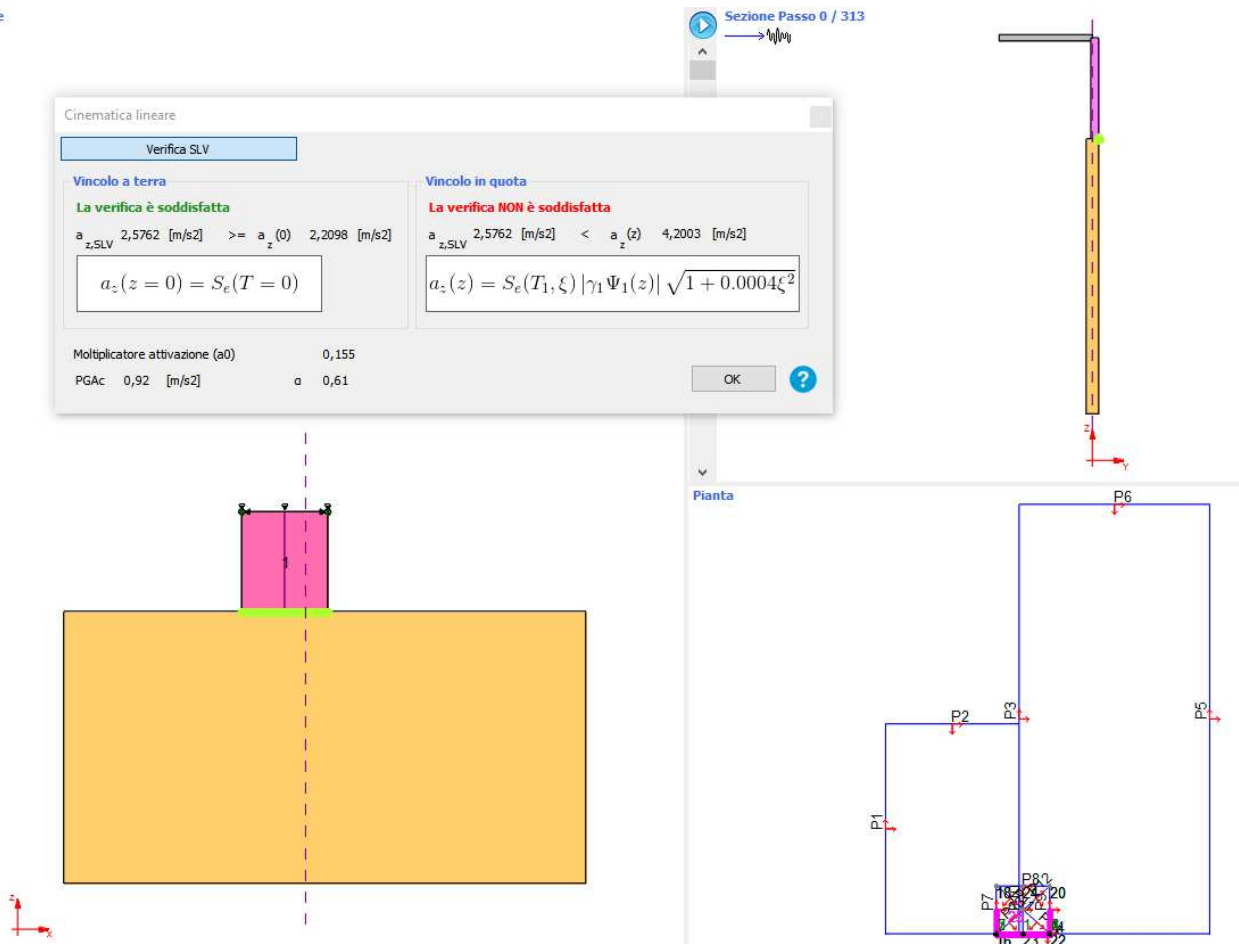
Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso[daN]	Parete
1	720	0	1.047	-4.309	4
2	580	42	1.101	-654	7
3	860	42	1.101	-654	9

Tipo vincolo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	885	4	0

Carico Concentrato	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]
1	720	0	1.209	0,00	0,00	-100,00
2	580	0	1.209	0,00	0,00	-62,00
3	860	0	1.209	0,00	0,00	-62,00
4	860	0	1.209	0,00	-13,00	0,00
5	580	0	1.209	0,00	-13,00	0,00
6	860	0	1.209	13,00	0,00	0,00
7	580	0	1.209	-13,00	0,00	0,00

Moltiplicatore attivazione (a0)	0,155
az,SLV [m/s <sup>2</sup> ]	2,5762
az(z) (SLV) [m/s <sup>2</sup> ]	4,2003
Coefficiente sicurezza (SLV)	0,61
Verifica superata	No

Parete



### Cinematismo: Distacco del cantonale

Si considera il distacco di uno dei cantonali del torrino che affaccia su piazza Matteotti.

Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso[daN]	Parete
--------	---------	---------	---------	-----------	--------

4	33	33	1.101	-1.077	4
5	-29	29	1.101	-654	7

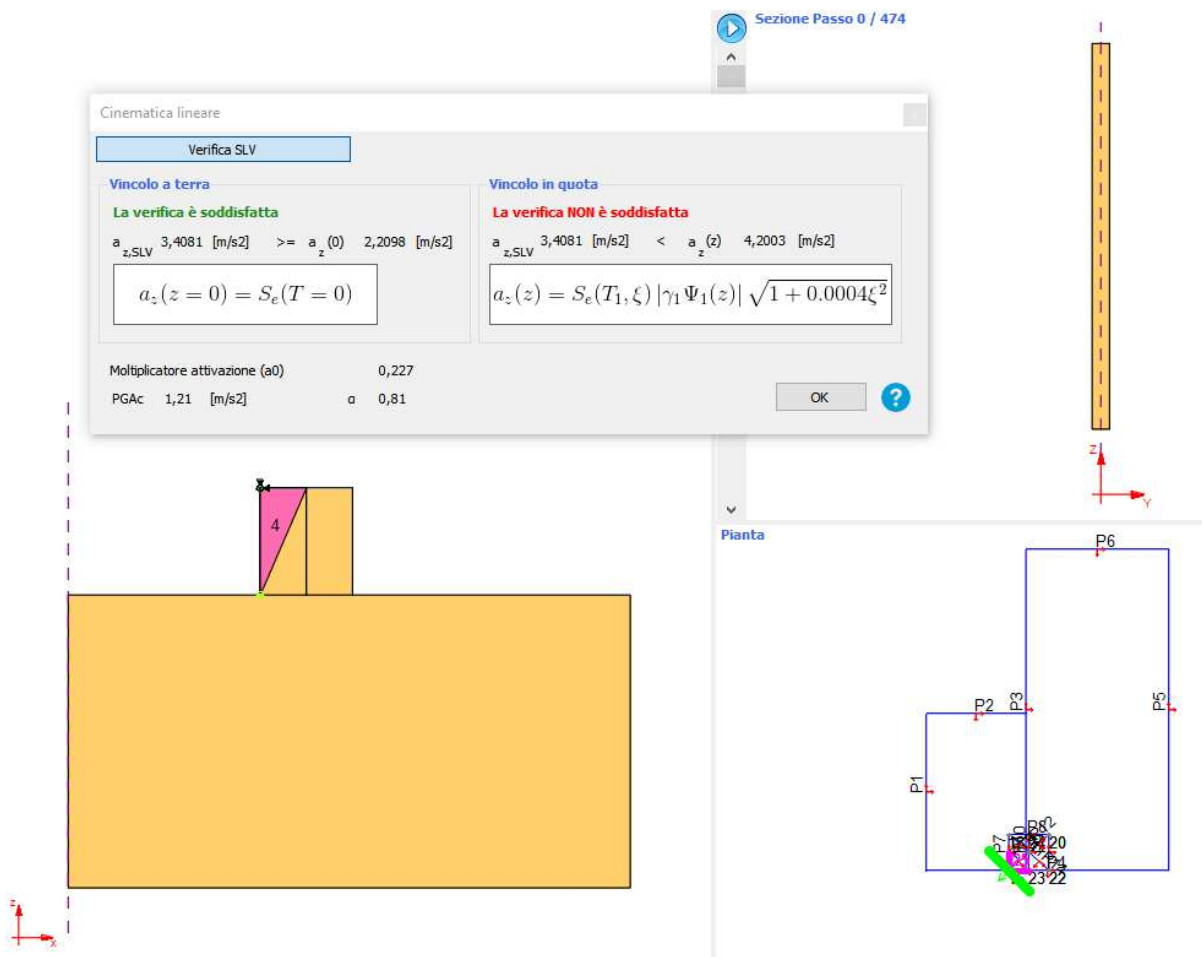
Tipo vincolo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	885	4	-45

Carico Concentrato	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]
1	238	821	1.209	0,00	0,00	-62,00
2	238	821	1.209	-9,19	-9,19	0,00
3	238	821	1.209	9,19	-9,19	0,00

Moltiplicatore attivazione (a0)	0,227
az,SLV [m/s <sup>2</sup> ]	3,4081
az(z) (SLV) [m/s <sup>2</sup> ]	4,2003
Coefficiente sicurezza (SLV)	0,81
Verifica superata	No

Parete

Sezione Passo 0 / 474



I meccanismi locali di collasso appena analizzati sono stati individuati in relazione al quadro fessurativo riscontrato e ad ipotesi legate alla geometria ed alle caratteristiche meccaniche dei maschi componenti il fabbricato. I risultati ottenuti dimostrano come tali meccanismi si attivino per accelerazioni in alcuni casi significativamente minori delle minime accelerazioni di progetto corrispondenti allo SLV che

necessiterebbero di essere sopportate. In questo caso la crisi del fabbricato o di parti di esso avviene senza che venga significativamente mobilitato un comportamento scatolare d'insieme tale da ripartire le azioni sismiche in maniera proporzionale alle rigidità dei vari elementi resistenti.

In sede di progetto sono stati previsti degli interventi che vanno a ridurre in maniera sostanziale i possibili meccanismi locali di collasso che possono interessare il fabbricato. I possibili meccanismi analizzati precedentemente riguardano per lo più il ribaltamento fuori piano delle pareti perimetrali o parti di esse. Questi sono stati considerati per l'effettiva assenza di elementi strutturali di ritegno dei maschi murari rispetto a tale cinematismo.

Allo stato di progetto si prevede l'inserimento ad ogni impalcato di una soletta armata all'estradosso di ogni solaio, la quale risulterà connessa alle murature perimetrali del fabbricato mediante degli inghisaggi o la realizzazione di tasche armate. Questo intervento crea di fatto un piano rigido su ogni impalcato, ed un vincolo diffuso al ribaltamento fuori piano della muratura interessata in corrispondenza dell'impalcato stesso. Oltre a questo si prevede l'inserimento in copertura (sia per la copertura principale sia per la copertura del torrino) di un cordolo perimetrale formato da una piastra in acciaio che colleghi la testa delle murature perimetrali con la nuova copertura, costituita quest'ultima da uno strato di pannelli in OSB che ricreano un piano rigido e rilegano la copertura, ritenendo in testa le murature con un vincolo a presidio del ribaltamento.

A monte di questi interventi i possibili cinematismi residui si costituiscono dello spanciamiento fuori piano del maschio murario in corrispondenza della luce libera tra i due impalcati successivi, che fungono allo stato di progetto da vincoli al ribaltamento stesso.

Allo stato di progetto si esaminano alcuni cinematismi residui, al fine di determinare l'efficacia dei vincoli posti con gli interventi previsti.

Rispetto al cinematismo P3-CIN1 precedentemente analizzato (il quale risultava il cinematismo più critico tra quelli analizzati), si esamina il cinematismo di spanciamiento della porzione di parete di piano primo, che grazie ai vincoli posti con gli interventi di cui sopra risulta vincolata sia alla sua base che in sommità, e può spanciare fuori dal proprio piano solo ad una quota compresa tra i due vincoli, che si ipotizza essere posta su un piano corrispondente alla testa delle aperture presenti.

In riferimento dallo schema grafico relativo al ribaltamento riportato di seguito, le linee verde e gialla corrispondono ai vincoli di cerniera esterna e di appoggio dati dai piani rigidi degli impalcati, mentre la linea celeste corrisponde al possibile piano di taglio che può verificarsi durante il cinematismo.

## Cinematismo: P3-CIN2 PROG

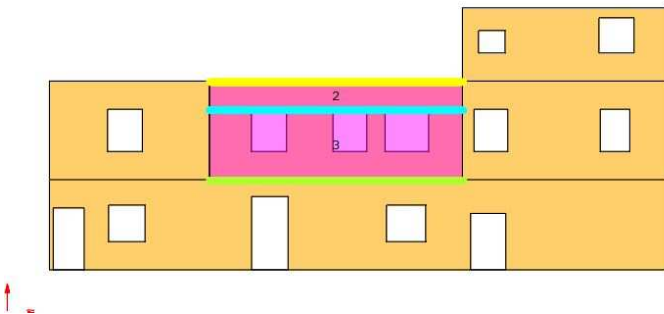
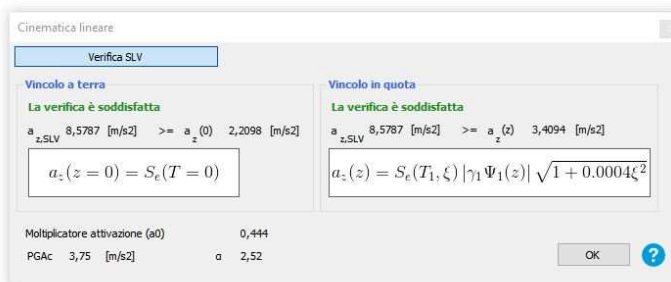
Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso[daN]	Parete
2	1 019	0	620	-8 099	3
3	1 006	0	427	-14 881	3

Tipo vincolo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	320	3	0

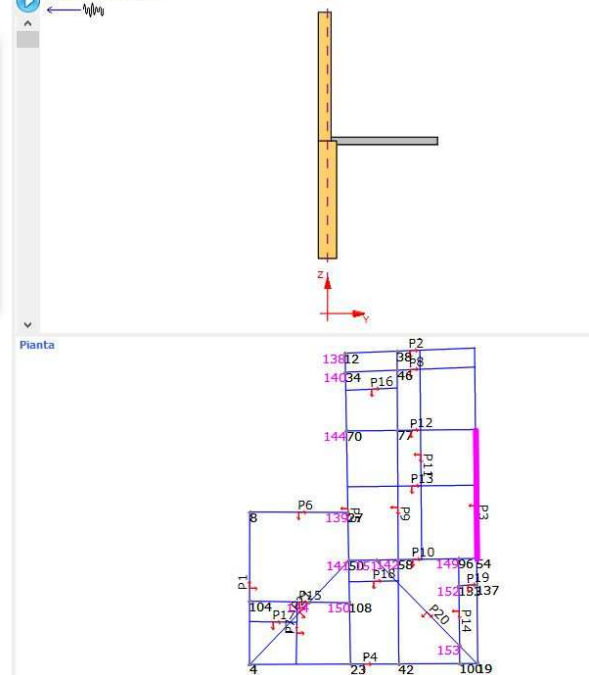
Cerniera interna	570	3	-
Appoggio esterno	670	3	-

Moltiplicatore attivazione (a0)	0,444
az,SLV [m/s <sup>2</sup> ]	8,5787
az(z) (SLV) [m/s <sup>2</sup> ]	3,4094
Coefficiente sicurezza (SLV)	2,52
Verifica superata	Si

Parete



Sezione Passo 0 / 35



Come si vede dall'output del modello 3Muri, la verifica rispetto a tale cinematicismo risulta soddisfatta.

## 5. Modellazione della struttura

A partire dal rilievo geometrico della struttura e da un'attività di sopralluoghi in sito, nonché grazie ai saggi ed alle prove effettuate dalla ditta Laboratorio Sigma già citata, è stato creato un modello strutturale del manufatto attraverso l'utilizzo del software TREMURI di S.T.A. DATA s.r.l. versione 12.5.0.0.

Allo stato di progetto esecutivo, gli interventi previsti sugli elementi strutturali hanno portato alcune modifiche sul modello rispetto a quello utilizzato in sede di verifica di vulnerabilità sismica. Le principali modifiche hanno riguardato la variazione delle caratteristiche meccaniche e geometriche dei maschi murari conseguenti agli interventi di rinforzo progettati e la variazione della quota e della rigidità dei solai di interpiano e di copertura, nonché modifiche locali come l'inserimento di cerchiature ed architravi, e la modifica delle aperture.

Partendo dallo stato di progetto architettonico, l'edificio è stato modellato su tre livelli: il piano terra alla quota 0.00 m, il piano primo alla quota unitaria di +3.20 m, ed il piano secondo alla quota unitaria di +6.70 m. L'altezza media di



piano secondo è stata presa sottogronda pari a 2,60 m. Le varie altezze di piano sono state ricavate da medie delle altezze dei vari locali, in quanto le due porzioni principali affaccianti su via Santo Stefano e su piazza G. Matteotti hanno altezze diverse.

Le murature sono state caratterizzate in accordo con le categorie definite nella tab. C8.5.I delle NTC2018 prendendo in considerazione i rilievi visivi effettuati ed i saggi sulle murature eseguiti dalla ditta Laboratorio Sigma. Per i muri per i quali non si avevano fotografie o saggi, per l'assegnazione delle caratteristiche meccaniche si è considerata l'analisi storica del fabbricato ed altri criteri di similitudine con muri di spessore simile o muri sottostanti al muro in esame. In particolare nel modello si editano queste nuove murature (coincidenti con le murature definite nelle NTC):

- M1 - Muratura di pietrame disordinata;
- M2 - Muratura in pietre a spacco con buona tessitura;
- M3 - Muratura di mattoni pieni e malta di calce;
- M4 - Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo.
- M5 - Muratura di mattoni semipieni con malta cementizia;
- M7 - Muratura di mattoni pieni + intonaco armato (LC2);
- M9 - Muratura di pietrame disordinata (LC2).

Tipo	Nome
Nome	1 - Muratura di pietrame disordinata
Colore materiale	
Texture	

E [N/mm <sup>2</sup> ]	870
Eh [N/mm <sup>2</sup> ]	870
G [N/mm <sup>2</sup> ]	290
w [kN/m <sup>3</sup> ]	19
f <sub>m</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	100
f <sub>tm</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	75
f <sub>k</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	51,85
τ [N/cm <sup>2</sup> ]	1,8
FC	1,35
γ <sub>m</sub>	3
Maschio drift taglio	0,005
Maschio drift flessione	0,01
Fascia drift taglio	0,015
Fascia drift flessione	0,015
Fascia accoppiata drift	0,02

**Condizione del materiale**

Esistente  Nuovo

Rigidezza fessurata

Definizione utente

Limita spostamento ultimo

**Tipo legame**

Fascia

Degrado di resistenza a un valore residuo

Taglio

Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)

Considera contributo a trazione fascia

Parametri muratura

Parametri di miglioramento

**Nome** M2 - Muratura in pietre a spacco

**Condizione del materiale**  Esistente  Nuovo

Rigidezza fessurata  
 Definizione utente

Limita spostamento ultimo

**Tipo legame**

Fascia  
 Degradato di resistenza a un valore residuo

Taglio  
 Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)

Considera contributo a trazione fascia

Parametri muratura

Parametri di miglioramento

E [N/mm <sup>2</sup> ]	1740
Eh [N/mm <sup>2</sup> ]	1740
G [N/mm <sup>2</sup> ]	580
w [N/m <sup>3</sup> ]	21
f <sub>m</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	260
f <sub>hm</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	195
f <sub>k</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	134,81
τ [N/cm <sup>2</sup> ]	5,6
FC	1,35
γ m	3
Maschio drift taglio	0,005
Maschio drift flessione	0,01
Fascia drift taglio	0,015
Fascia drift flessione	0,015
Fascia accoppiata drift	0,02

**Nome** M3 - Mur mattoni LC2

**Condizione del materiale**  Esistente  Nuovo

Rigidezza fessurata  
 Definizione utente

Limita spostamento ultimo

**Tipo legame**

Fascia  
 Degradato di resistenza a un valore residuo

Taglio  
 Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)


Considera contributo a trazione fascia


Parametri muratura

Parametri di miglioramento

E [N/mm <sup>2</sup> ]	1500
Eh [N/mm <sup>2</sup> ]	1500
G [N/mm <sup>2</sup> ]	500
w [N/m <sup>3</sup> ]	18
f <sub>m</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	345
f <sub>hm</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	258,75
f <sub>k</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	201,25
τ [N/cm <sup>2</sup> ]	9
FC	1,2
γ m	3
Maschio drift taglio	0,005
Maschio drift flessione	0,01
Fascia drift taglio	0,015
Fascia drift flessione	0,015
Fascia accoppiata drift	0,02

**Nome** M4 - Muratura a conci sbalzati

**Colore materiale** 

**Texture** 

**Condizione del materiale**  Esistente  Nuovo

Rigidezza fessurata

Definizione utente

Limita spostamento ultimo

**Tipo legame**

Fascia  Degrado di resistenza a un valore residuo


Taglio  Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)  Considera contributo a trazione fascia


**Parametri muratura**

**Parametri di miglioramento**

E [N/mm <sup>2</sup> ]	1230
Eh [N/mm <sup>2</sup> ]	1230
G [N/mm <sup>2</sup> ]	410
w [kN/m <sup>3</sup> ]	20
fm [N/cm <sup>2</sup> ]	200
f <sub>tm</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	150
f <sub>k</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	103,7
t [N/cm <sup>2</sup> ]	3,5
FC	1,35
v m	3
Maschio drift taglio	0,005
Maschio drift flessione	0,01
Fascia drift taglio	0,015
Fascia drift flessione	0,015
Fascia accoppiata drift	0,02

**Nome** M5-Mattori semip con malta cem

**Colore materiale** 

**Texture** 

**Condizione del materiale**  Esistente  Nuovo

Rigidezza fessurata

Definizione utente

Limita spostamento ultimo

**Tipo legame**

Fascia  Degrado di resistenza a un valore residuo

Taglio  Muratura regolare nuova (Mohr/Columb)

**Parametri muratura**

E [N/mm <sup>2</sup> ]	9700
Eh [N/mm <sup>2</sup> ]	9700
G [N/mm <sup>2</sup> ]	3880
w [kN/m <sup>3</sup> ]	18
fm [N/cm <sup>2</sup> ]	1386
f <sub>tm</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	693
f <sub>k</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	970,2
f <sub>b</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	20
f <sub>v0</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	42,86
f <sub>vlm</sub> /f <sub>b</sub>	0,093
v m	3
Maschio drift taglio	0,005
Maschio drift flessione	0,01
Fascia drift taglio	0,015
Fascia drift flessione	0,015
Fascia accoppiata drift	0,02

**Nome** M7-mati pieni-ht am LC2

**Condizione del materiale**  
 Esistente  Nuovo

**Modifica**

**Nome** M3-pietrame dis LC2

**Condizione del materiale**  
 Esistente  Nuovo

**Modifica**

E [N/mm <sup>2</sup> ]	2250
Eh [N/mm <sup>2</sup> ]	2250
G [N/mm <sup>2</sup> ]	750
w [‰/m <sup>3</sup> ]	18
f <sub>m</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	517,5
f <sub>hm</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	388,13
f <sub>k</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	301,88
t [N/cm <sup>2</sup> ]	13,5
FC	1,2
γ m	3

**Parametri muratura**

**Parametri di miglioramento**

**Taglio**  
 Considera contributo a trazione fascia

**Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)**

**Nome** M3-pietrame dis LC2

**Condizione del materiale**  
 Esistente  Nuovo

**Modifica**

E [N/mm <sup>2</sup> ]	870
Eh [N/mm <sup>2</sup> ]	870
G [N/mm <sup>2</sup> ]	290
w [‰/m <sup>3</sup> ]	19
f <sub>m</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	150
f <sub>hm</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	112,5
f <sub>k</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	87,5
t [N/cm <sup>2</sup> ]	2,5
FC	1,2
γ m	3

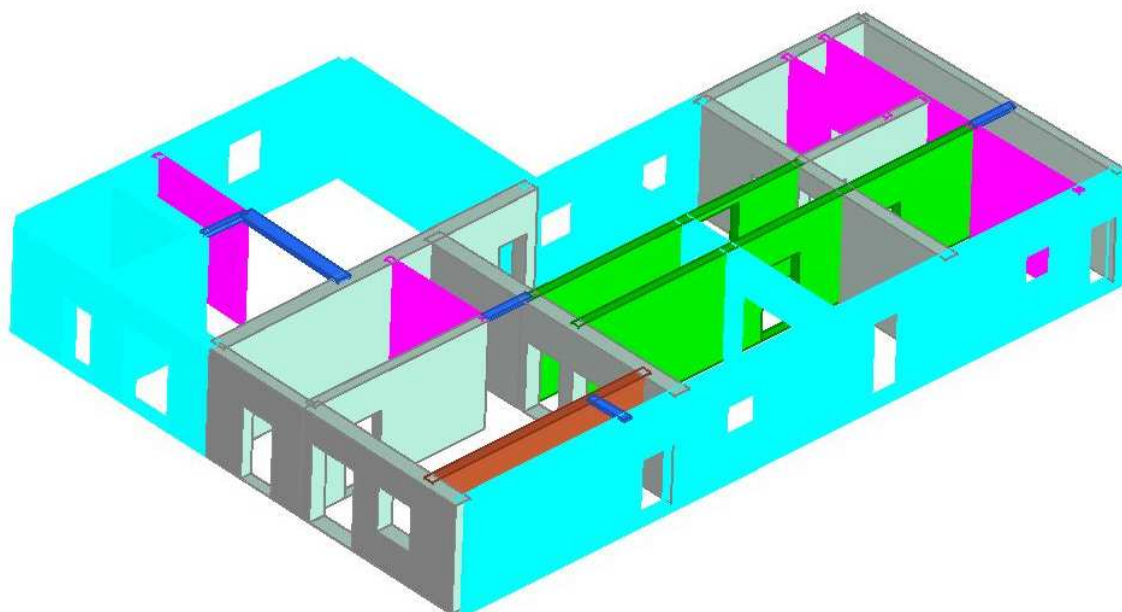
**Parametri muratura**

**Parametri di miglioramento**

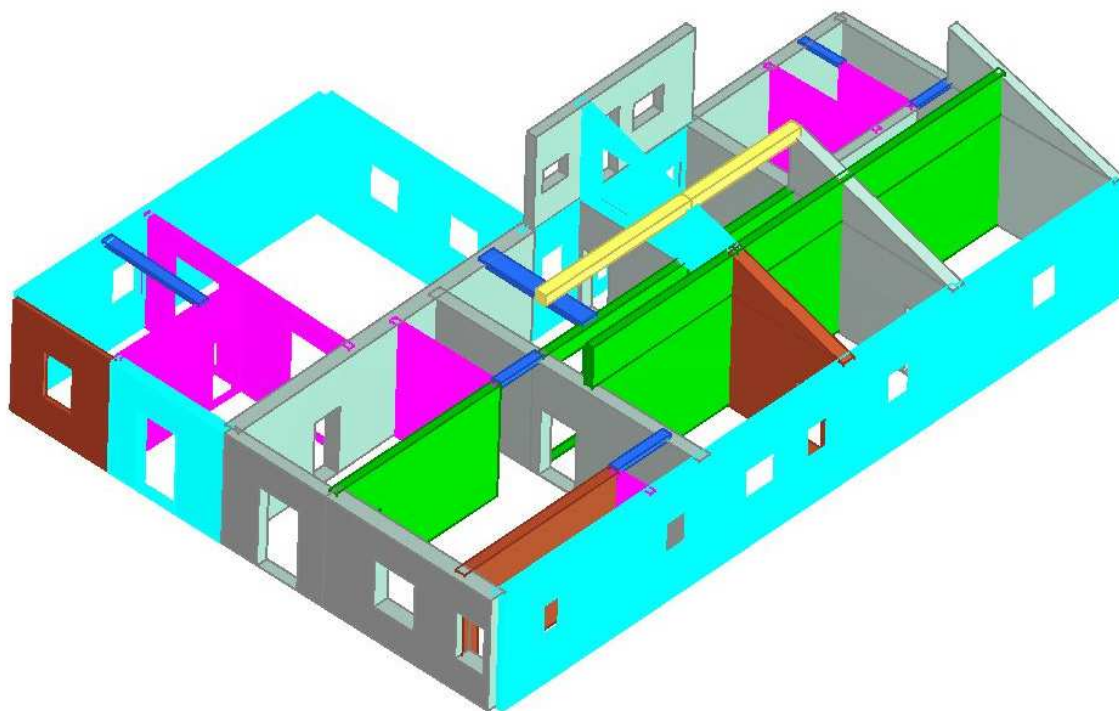
**Taglio**  
 Considera contributo a trazione fascia

**Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)**

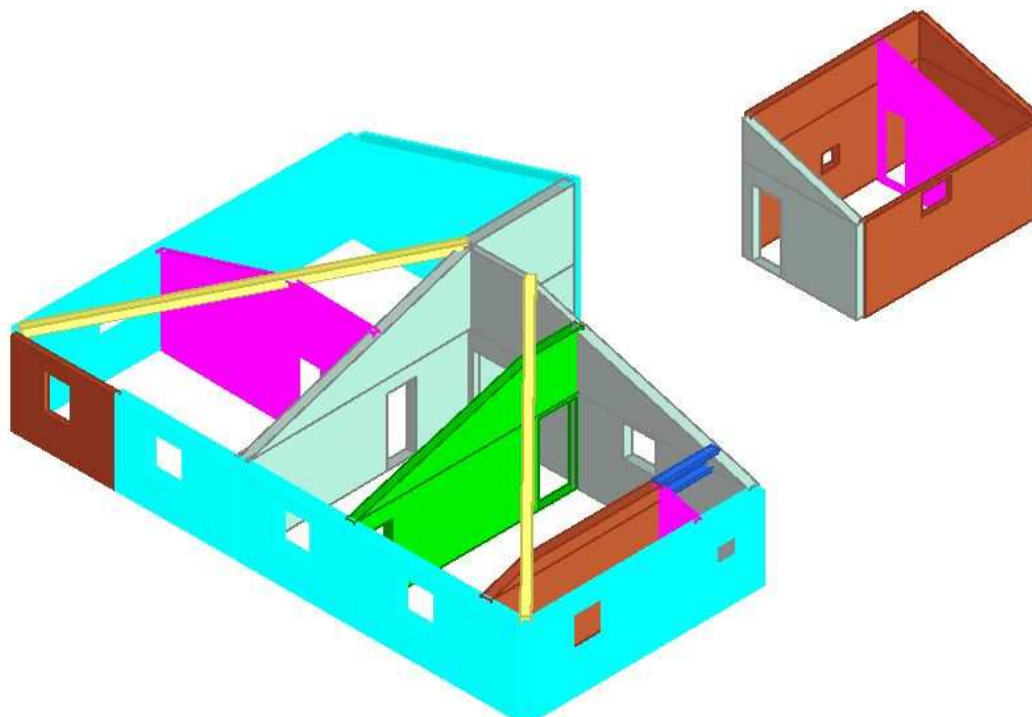
In particolare, delle murature definite, la muratura M3 e la muratura M9 sono state definite per modellare le murature esistenti rispettivamente in mattoni pieni ed in pietrame con caratteristiche meccaniche relative ad un livello di conoscenza LC2, che si intende di poter raggiungere a valle delle prove previste. La muratura M7 è stata definita per caratterizzare i maschi murari in mattoni pieni rinforzati con la tecnica dell'intonaco armato con fibra di vetro. Le figure sottostanti riportano il modello diviso per piani, dove si evidenziano le murature modellate riconoscibili per colore.



*Livello 1 - Murature di piano terreno*



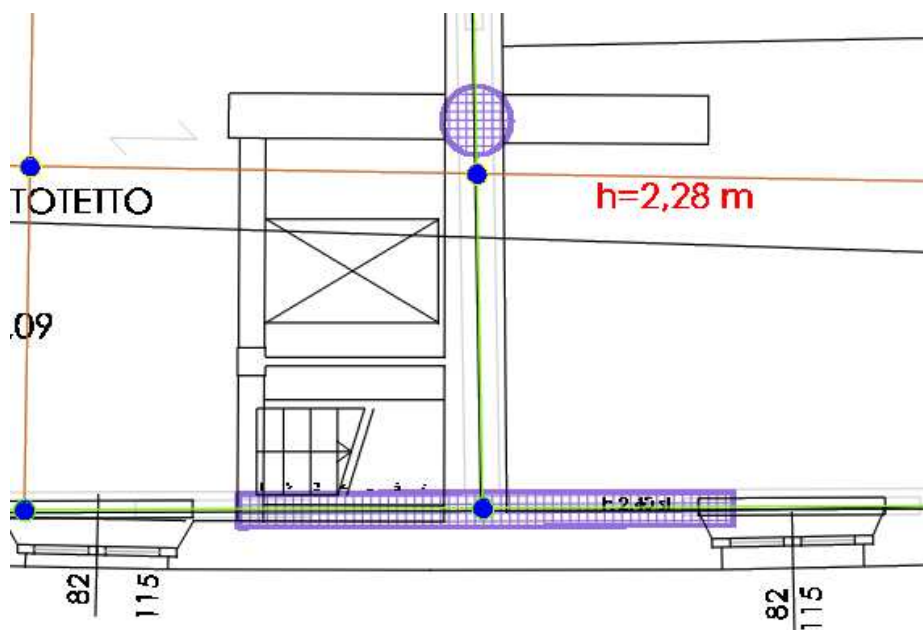
*Livello 2 - Murature di piano primo*



*Livello 3 - Murature di piano secondo*

In corrispondenza delle porte interne insistenti sulle murature principali sono state considerate delle architravi costituite da profili IPE100.

Come per il modello dello stato di fatto relativo all'analisi di vulnerabilità sismica, poiché la torretta dell'orologio si trova in posizione intermedia rispetto alla quota di base del piano secondo, essa non è stata modellata all'interno del modello, ma è stata considerata come carico gravante sulla muratura di spina e sulla muratura perimetrale su cui insiste, come si vede dall'immagine sottostante, in cui i carichi assegnati sono segnati attraverso le evidenziazioni retinate in viola.



L'entità di tale carico è stata determinata a partire dall'analisi dei carichi precedentemente effettuata per il torrino stesso, ed è stata aggiornata con l'inserimento del pannello OSB e della trave di rinforzo in legno di abete.

CARICHI TOTALI		
G1:		
Peso muratura	17160	kg
Peso travi in legno di quercia	366	kg
Peso capriata	88	kg
Peso copertura (travetti e puntoni)	464	kg
Peso OSB	190	kg
Peso solaio (travetti e tavolato)	210	kg
Peso trave di rinforzo in legno	50	kg
tot. parziale	18634	kg
G2:		
Peso copertura (pianelle e coppi)	1160	kg
Peso solaio (massetto e pav.)	630	kg
tot. parziale	1790	kg
Qk:		

Carico acc. sola manutenzione	1050	kg	
tot. parziale	1050	kg	
TOT.	21129	kg	
per modello 3MURI			
Carico concentrato sul muro di spina			
Gk1	9317	kg	
Gk2	895	kg	
Qk	525	kg	
Carico ripartito sul muro perimetrale			considero sviluppo di 2,75m
Gk1	3388	kg/m	
Gk2	325	kg/m	
Qk	191	kg/m	

Sono inoltre stati inseriti elementi fittizi in alcuni punti del modello per eliminare labilità dovute alle particolari caratteristiche del software, tali elementi, perlopiù profili metallici, non hanno, per dimensione e tipologia, influenza sul comportamento globale del fabbricato.

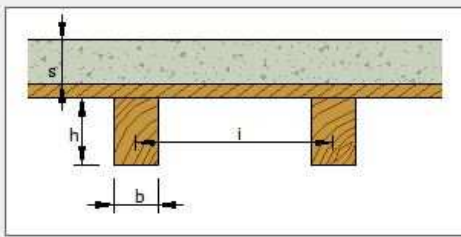
Differentemente dal precedente modello utilizzato per l'analisi di vulnerabilità sismica, nel quale le travi dell'orditura principale dei solai di piano erano state modellate singolarmente, in questo caso i solai sono stati completamente modellati inserendo ogni elemento come carico, ed ordendo i vari impalcati parallelamente alle travi principali. Tra i tipi di solaio disponibili nella libreria del programma per modellare gli impalcati di piano si è scelto quello tipo in "legno con travetti affiancati e soletta in c.a.".

Orizzontamenti

- Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
- Legno con travetti affiancati e tavolato doppio
- Legno con travetti affiancati e soletta in c.a.**
- Legno con soletta
- Putrelle e tavelloni
- Putrelle e voltini
- Latero cemento

**Valori calcolati**

Spessore	<b>5,0</b>	[cm]
G	<b>8 333,33</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Ex	<b>20 000,00</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Ey	<b>20 000,00</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
V	<b>0,2</b>	



Soletta in c.a. ammassata nella muratura perimetrale

Travetti ben collegati alla muratura

**Parametri**

S [cm]	5
E calcestruzzo [N/mm <sup>2</sup> ]	20000



Per ognuno degli impalcati le dimensioni dei travetti ed il loro interasse sono state inserite come da rilievo delle strutture lignee effettuato, i carichi dei vari impalcati sono stati inseriti considerando per ognuno la stratigrafia di progetto ipotizzata, incrementando il valore dei carichi G1 del peso delle orditure principali esistenti e delle travi di rinfianco in acciaio inserite, come riportato nella tabella seguente.

	LUCE TRAVI LEGNO (m)	N° TRAVI LEGNO	PESO TRAVI LEGNO (kg/m)	LUCE TRAVI ACCIAIO (m)	N° TRAVI ACCIAIO	PESO TRAVI ACCIAIO (kg/m)	SUPERFICIE SOLAIO (m <sup>2</sup> )	SOVRACCARICO G1 (kg/m <sup>2</sup> )
<b>SOLAI PIANO PRIMO</b>								
S5	3,35	1	25	3,35	2	43	8,2	<b>45,35</b>
S7,S9,S14	5	1	19	5	2	61	15,7	<b>44,90</b>
S8	3,5	2	19	3,7	2	27	10,9	<b>30,53</b>
S12				5,8	1	51	16,5	<b>17,93</b>
S13	4,9	1	28	4,9	2	61	14,4	<b>51,04</b>
<b>SOLAI PIANO SECONDO</b>								
S10	2,8	1	30	2,8	2	43	8,7	<b>37,33</b>
S16	3,2	3	14	3,2	3	43	16,6	<b>32,96</b>
S18	3,8	1	27				12	<b>8,55</b>
S19	4,4	3	24	4,4	3	61	27,9	<b>40,22</b>

I carichi assegnati ai vari impalcati di piano sono riportati nella seguente tabella:

Solaio	Carico G1 (kg/m <sup>2</sup> )	Carico G2 (kg/m <sup>2</sup> )	Carico Qk (kg/m <sup>2</sup> )
Impalcato di piano primo			
S1	105	265	300
S2	105	265	300
S5	210	340	300
S6	175	280	300
S7	200	240	300
S8	195	260	300
S9	200	240	300
S11	85	260	300
S12	185	160	300
S13	220	240	300
S14	200	240	300
S15	175	280	300

Impalcati piano secondo			
S3	105	265	300
S4	105	265	300
S10	210	160	300
S16	205	180	300
S17	180	280	300
S18	185	180	300
S19	210	180	300

La copertura del fabbricato è stata modellata come “strutturale” per ognuno dei due livelli in cui questa insiste. Tale scelta corrisponde a considerare la rigidezza di questo elemento, che nella condizione di progetto si considera capace di costituire un piano rigido che migliori il comportamento dinamico della costruzione. I carichi assegnati alle falde della copertura sono i seguenti.

PESO APPROSSIMATO PER TUTTI I SOLAI DI COPERTURA					
solaio	spessore (cm)	G1 (kg/m <sup>2</sup> )	G2 (kg/m <sup>2</sup> )	G1+G2 (kg/m <sup>2</sup> )	Qk (kg/m <sup>2</sup> )
TUTTE LE COPERTURE		90	75	165	80

Il solaio scelto per la modellazione della copertura è del tipo “legno con travetti affiancati e tavolato doppio”, per tenere conto dello strato di ripartizione in OSB.

Orizzontamenti

- Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
- Legno con travetti affiancati e tavolato doppio**
- Legno con travetti affiancati e soletta in c.a.
- Legno con soletta
- Putrelle e tavelloni
- Putrelle e voltini
- Latero cemento

Tavolato ammassato nella muratura perimetrale  
 Travetti ben collegati alla muratura

**Valori calcolati**

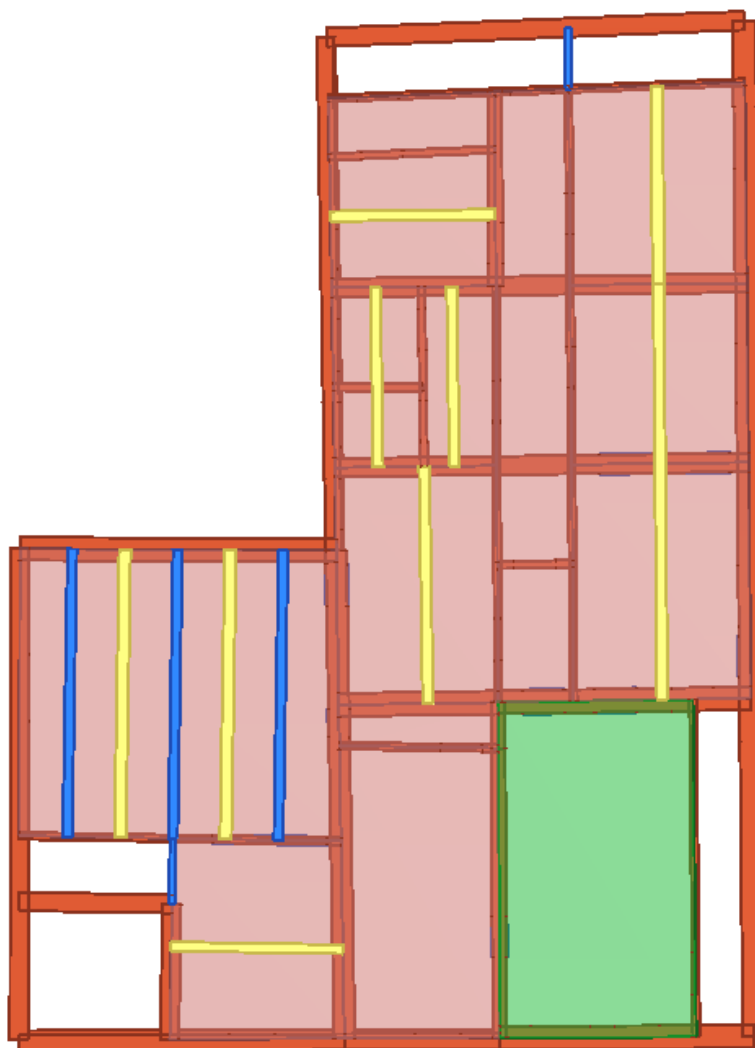
Spessore	<b>3,0</b>	[cm]
G	<b>1 400,00</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Ex	<b>5 000,00</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Ey	<b>5 000,00</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
V	<b>0</b>	

**Parametri**

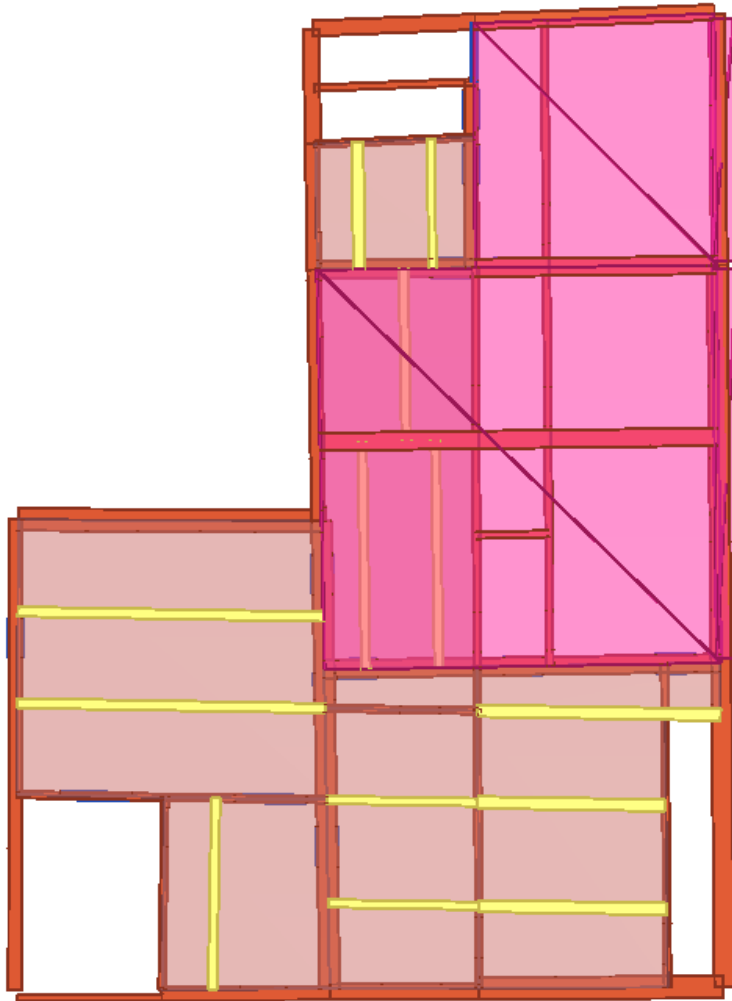
T [cm]	3
E tavolato [N/mm <sup>2</sup> ]	5000
G tavolato [N/mm <sup>2</sup> ]	1400

Le scale sono state aggiunte come carico distribuito in testa alle murature ad esse adiacenti. I carichi sono stati determinati considerando ogni rampa come composta da gradini in pietra serena.

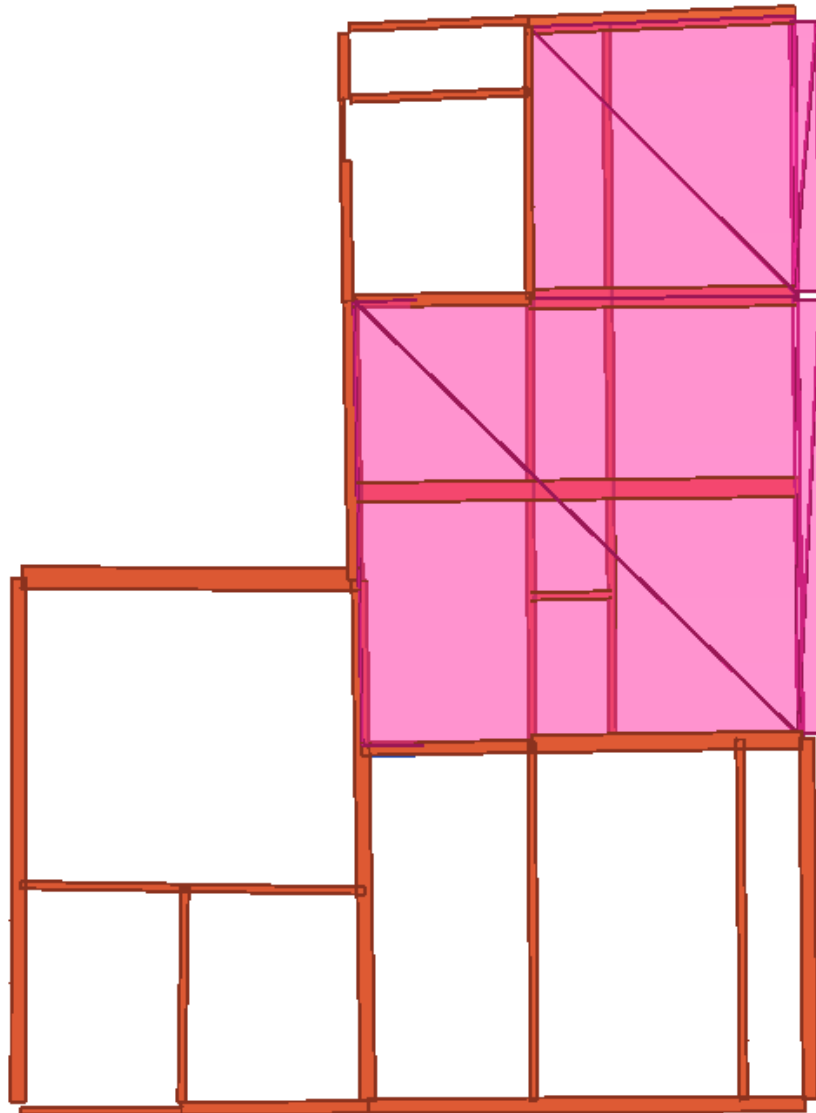
Seguono le piante con le indicazioni dei solai e le immagini del modello tridimensionale:



*Livello 1 – solaio di piano primo e pareti di piano terra*



*Livello 2 – solai di piano secondo, coperture e pareti piano primo*



*Livello 3, falde – coperture di piano primo e pareti di piano secondo*

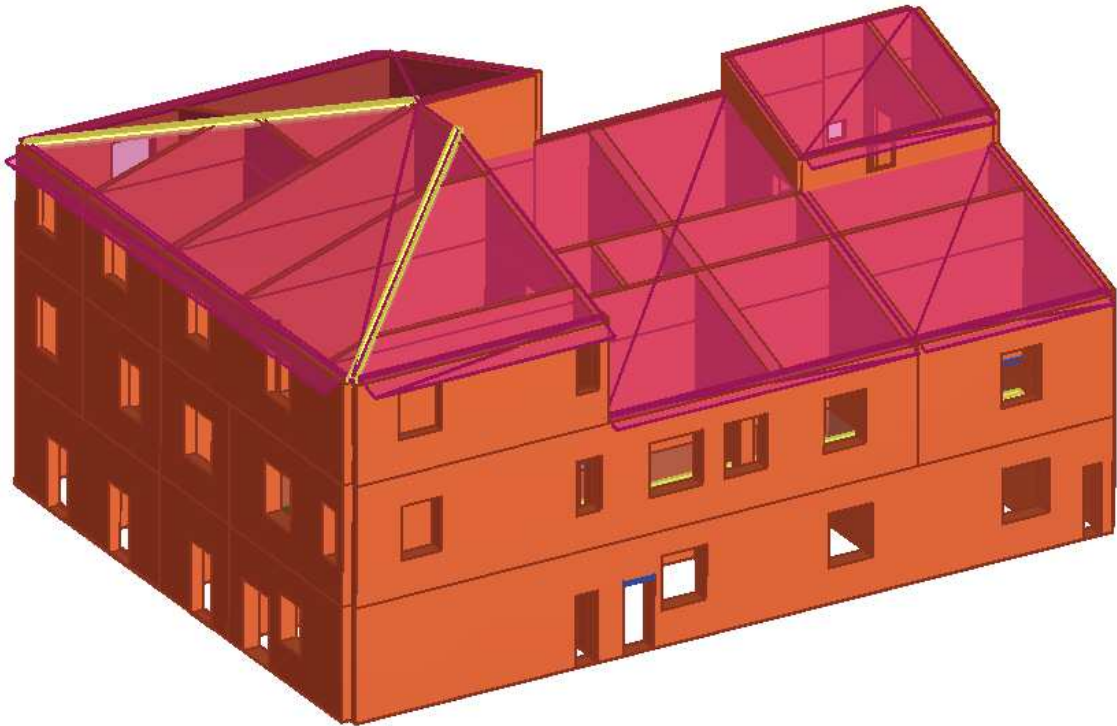


Fig. 2. Vista assonometrica

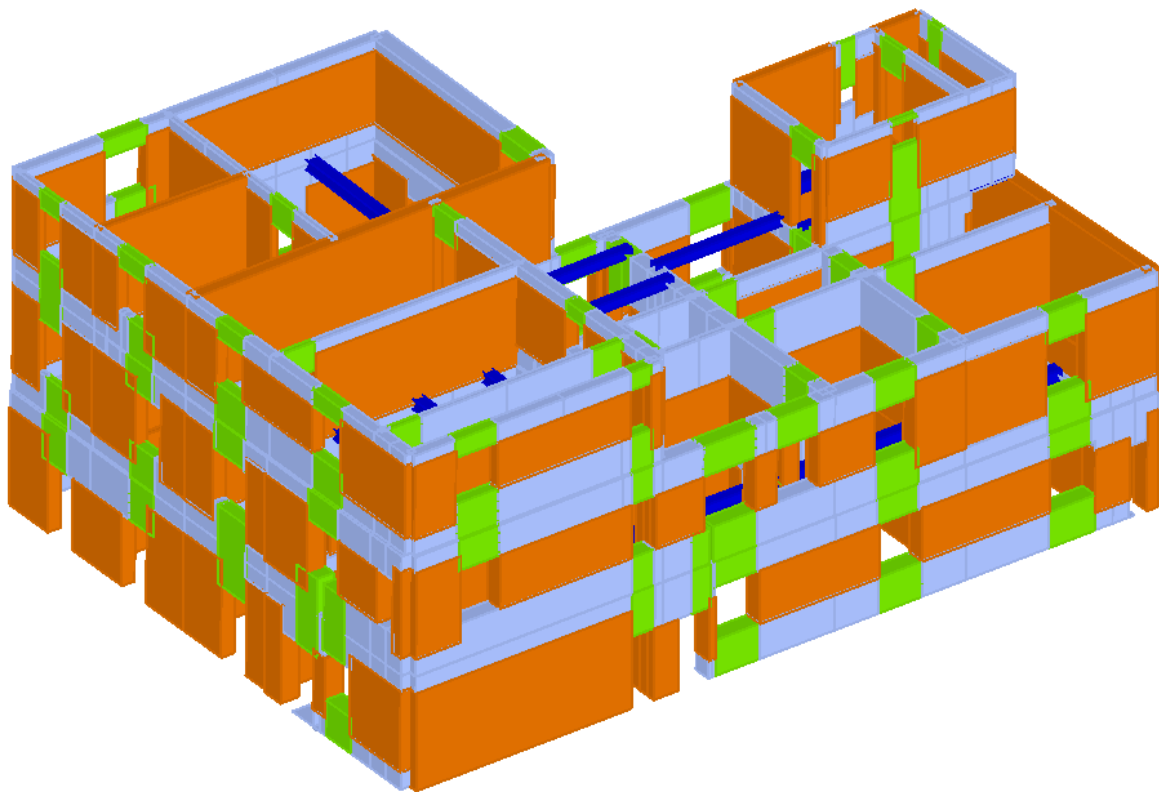


Fig. 3. Vista assonometrica

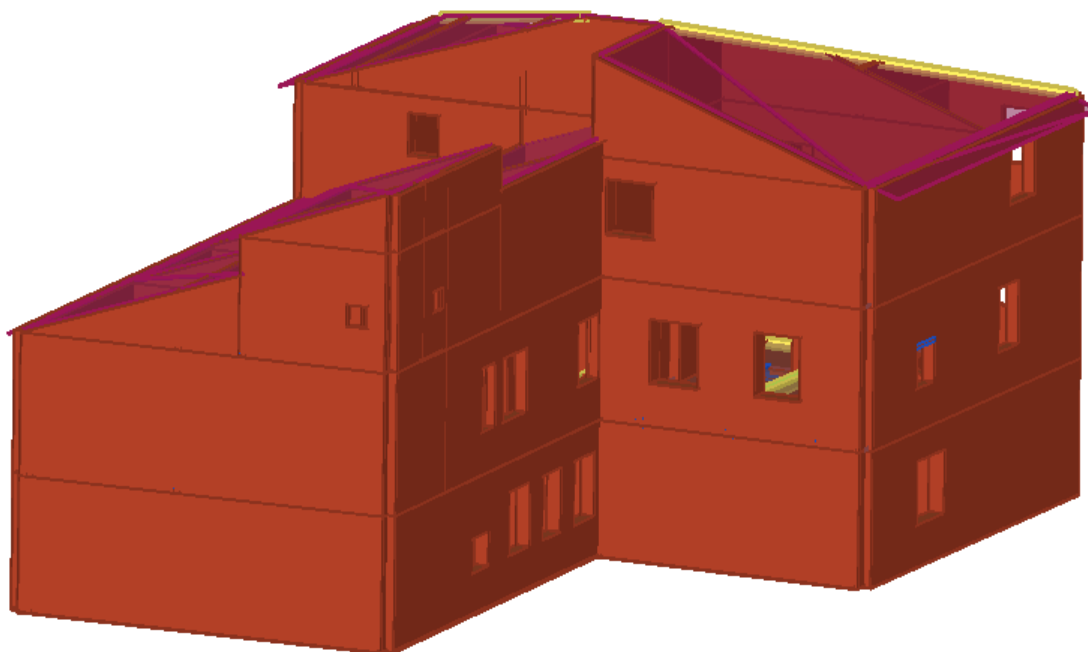


Fig. 4. Vista assonometrica

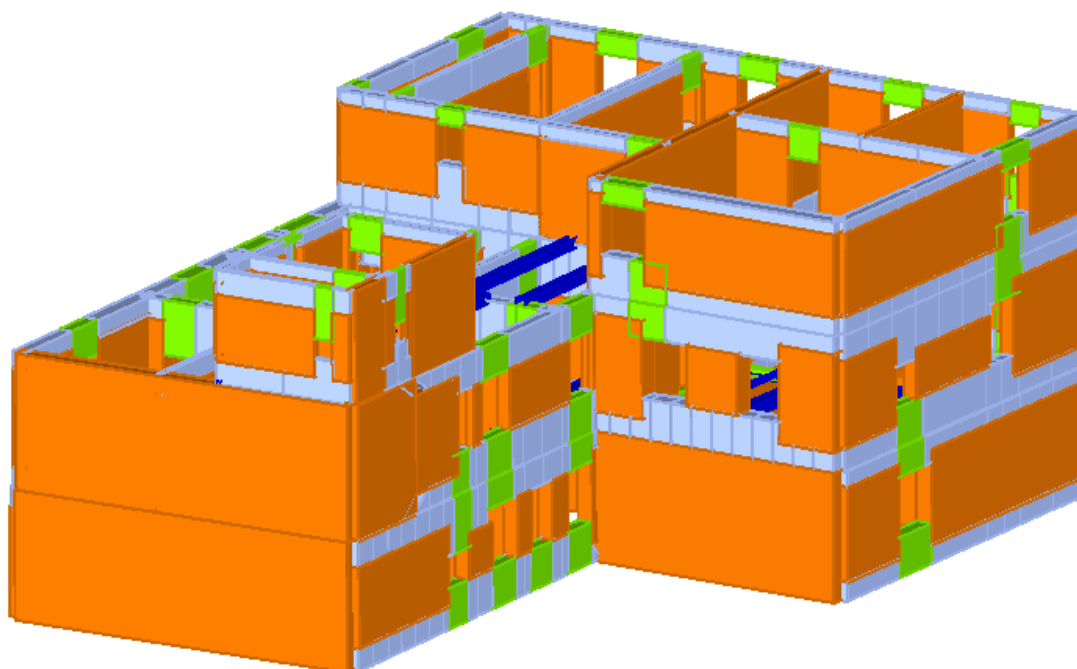


Fig. 5. Vista assonometrica

All'interno del fascicolo dei calcoli si riporta l'output del modello 3Muri utilizzato per il calcolo delle verifiche statiche degli elementi murari del fabbricato, e per l'analisi del comportamento sismico globale dello stesso. Come si vede dal report allegato, alcuni maschi del modello non risultano soddisfare le verifiche statiche a causa dei parametri di modellazione del programma. Per questi sono state eseguite le verifiche statiche tramite foglio di calcolo excel (anch'esse contenute nel fascicolo dei calcoli), dalle quali risulta una completa verifica anche di questi maschi rispetto ai carichi verticali. Gli interventi di rinforzo sui solai di piano e di copertura, nonché i nuovi solai da realizzare ex novo, sono stati calcolati utilizzando fogli di calcolo excel. In particolare per gli elementi lignei esistenti costituenti i solai di piano rinforzati mediante di rinterzo con travi in acciaio sono state eseguite le seguenti verifiche:

- Verifica di resistenza a flessione retta;
- Verifica di resistenza a taglio;
- Verifica di stabilità flesso torsionale per elementi inflessi;
- Verifica di compressione ortogonale alle fibre nella sezione di appoggio;
- Verifiche di deformabilità.

Per le travi in acciaio di rinforzo dei solai di piano sono state eseguite le seguenti verifiche:

- Verifica di resistenza a flessione retta;
- Verifica di resistenza a taglio;
- Verifica di stabilità flesso torsionale per elementi inflessi;
- Verifiche di deformabilità;
- Verifica della muratura in corrispondenza delle sezioni di appoggio, con inserimento di dormienti in acciaio.

Per i solai in legno di piano secondo realizzati ex novo sono state eseguite le seguenti verifiche:

- Verifica di resistenza a flessione retta;
- Verifica di resistenza a taglio;
- Verifica di stabilità flesso torsionale per elementi inflessi;
- Verifica tensione di compressione ortogonale alle fibre nella sezione di appoggio;
- Verifiche di deformabilità;
- Verifica della muratura in corrispondenza delle sezioni di appoggio, con inserimento di dormienti in acciaio.

Rispetto agli elementi strutturali lignei della nuova copertura sono state eseguite le seguenti verifiche:

- Verifica di resistenza a flessione deviata;
- Verifica di resistenza a taglio;
- Verifica di stabilità flesso torsionale per elementi inflessi;



- Verifica tensione di compressione ortogonale alle fibre nella sezione di appoggio;
- Verifica della muratura in corrispondenza delle sezioni di appoggio, con inserimento di dormienti in acciaio.
- Verifica di resistenza a compressione (puntone);
- Verifica di stabilità per elementi presso inflessi (puntone);
- Verifiche di deformabilità.

In merito alle verifiche relative al dimensionamento dei dormienti sottostanti i profili in acciaio di rinforzo ai solai di piano esistenti, ed alle nuove travi in legno dei solai da realizzare ex novo, si sono effettuati alcuni calcoli preliminari al dimensionamento dei dormienti, circa la capacità portante della muratura in corrispondenza delle sedi di appoggio degli elementi principali dei solai esistenti. In particolare si è stimata la tensione di esercizio che allo stato di fatto le travi esistenti in legno trasmettono alla muratura su cui poggiano. La stima è stata eseguita a campione sui solai S8, S13, S14, S16 ed S17, considerando le stratigrafie dei solai effettivamente rilevate, e considerando un sovraccarico d'uso minimo di 50 kg/m<sup>2</sup>, poiché allo stato attuale l'edificio risulta inutilizzato e privo di carichi sui solai particolarmente gravosi.

La muratura che caratterizza principalmente il fabbricato è riconducibile alla "Muratura in pietrame disordinata" caratterizzata in tab. C8.5.I NTC2018, per la quale rispetto ad un livello di conoscenza LC2 si assume una resistenza a compressione caratteristica di 1.5 N/mm<sup>2</sup>. Applicando un fattore di confidenza relativo all'LC2 pari a 1,2, ed applicando un coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M$  pari a 3, si ottiene una resistenza a compressione di progetto pari a circa 0.417 N/mm<sup>2</sup>.

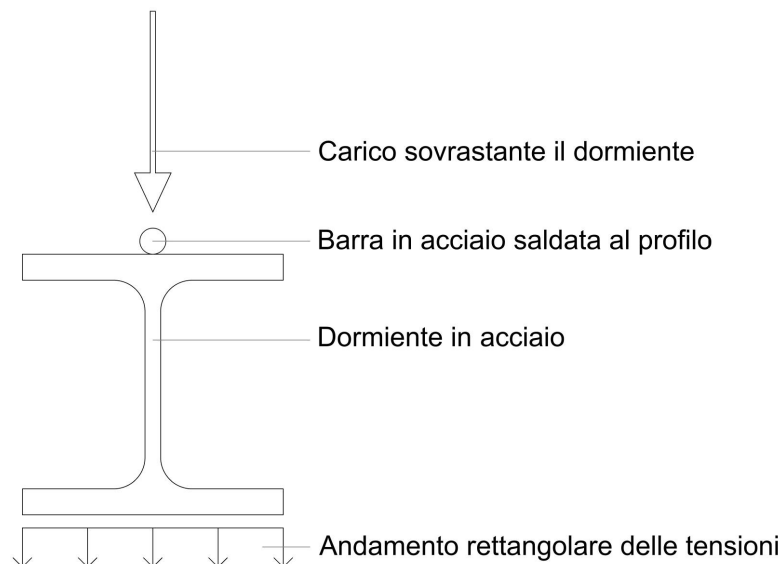
Dai calcoli effettuati sui solai sopra elencati (allegati alla presente relazione) si può vedere come le tensioni di esercizio all'interfaccia tra le travi principali e la muratura siano in alcuni casi significativamente maggiori, come riportato nella tabella riassuntiva sottostante:

SOLAIO	Resistenza a compressione caratteristica $f_k$ (tab. C8.5.I NTC2018) (N/mm <sup>2</sup> )	Resistenza a compressione di progetto $f_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	Tensione di esercizio trave-muratura allo stato di fatto (N/mm <sup>2</sup> )
Solaio S8	1.5	0.417	0.626
Solaio S13	1.5	0.417	0.739
Solaio S14	1.5	0.417	1.077
Solaio S16	1.5	0.417	1.113
Solaio S17	1.5	0.417	0.370

Dato che non si evidenziano segni di cedimento o di lesioni in corrispondenza delle zone di connessione tra le travi principali dei solai e la muratura su cui queste poggiano, si ritiene lecito ipotizzare che la muratura, almeno

localmente, sia in grado di sopportare una tensione di esercizio apprezzabilmente maggiore di quella di progetto ricavabile dalla tabella C8.5.I NTC2018. Per questo motivo si è deciso, limitatamente alle verifiche relative al dimensionamento dei dormienti e per la muratura inizialmente assunta come “Muratura in pietrame disordinata”, di assegnare alla muratura le caratteristiche di resistenza a compressione relative alla “Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo” contenuta in tab. C8.5.I NTC2018, considerando una resistenza a compressione caratteristica pari a 2 N/mm<sup>2</sup>.

Al fine di ridurre la massima tensione sollecitante sull’interfaccia tra dormiente e muratura si prevede di utilizzare come dormienti dei profili in acciaio del tipo HEA, ai quali sia saldata in estradosso una barra di acciaio, come rappresentato nello schema tipologico di figura sottostante, in modo da ottenere una ripartizione delle tensioni sottostante al dormiente di tipo costante lungo la profondità dello stesso.



Seguendo questo criterio sono state calcolate le lunghezze minime dei dormienti eventualmente da prevedere in corrispondenza delle sezioni di appoggio dei vari elementi strutturali indagati, costituiti in ogni caso da profili HEA100.

I calcoli relativi ai solai di piano ed alla copertura sono riportati all’interno del fascicolo dei calcoli.

## 6. Verifica sul nodo di copertura arcareccio-puntone

In corrispondenza della falda a padiglione prospiciente su piazza G. Matteotti, si prevede di eseguire le connessioni tra puntone ed arcarecci in legno della nuova copertura mediante una connessione testa testa tra il puntone e l’arcareccio stesso, realizzata con viti a testa svasata. L’unione prevista viene dimensionata facendo riferimento al nodo di connessione tra il puntone P1 e l’arcareccio T5 (si vedano per maggiore chiarezza le tavole allegate al presente deposito), e poi estesa agli altri nodi arcareccio-puntone.

Le verifiche su questa unione vengono eseguite in accordo con la norma CNR DT 206 R1 2018, utilizzando il software di calcolo Rothoblaas My Project per la verifica delle connessioni in legno con viti, di cui si riporta in allegato il relativo output all'interno del fascicolo dei calcoli.

Come si evince dai particolari esecutivi, la connessione in oggetto viene realizzata disponendo due file parallele di viti Rothoblaas HBS 10x340 disposte in accordo con le limitazioni geometriche di Normativa. I calcoli relativi a tale connessione sono riportati all'interno del fascicolo dei calcoli.

## 7. Verifiche sulla platea di fondazione

Per quanto riguarda la platea di fondazione del nuovo ascensore posto nella corte interna del Palazzo, non avendo a disposizione un progetto dell'ascensore tipo o dei carichi effettivamente presenti sulla platea, si ipotizza che la platea sia gravata da una struttura in acciaio che gravi puntualmente sulla fondazione su quattro appoggi disposti come meglio indicato negli elaborati progettuali allegati. Su ognuno dei quattro appoggi si ipotizzano presenti i seguenti carichi:

- Sforzo normale  $N = 25 \text{ kN}$ ;
- Momento flettente in direzione  $x$ ,  $M_x = 25 \text{ kNm}$ ;
- Momento flettente in direzione  $y$ ,  $M_y = 25 \text{ kNm}$ .

Per la determinazione dello stato tensionale del terreno di fondazione e della platea si è realizzato un modello utilizzando il software Modest di Technisoft, versione 8.22. La platea è stata modellata come elementi shell gravati dai carichi puntuali sopra descritti, come meglio indicato nella relazione allegata al fascicolo dei calcoli.

La platea si ipotizza realizzata con calcestruzzo C25/30, armata con ferri armatura longitudinale inferiore e superiore composta da ferri  $\emptyset 16/20$  in ognuna delle due direzioni principali.

Dalla Relazione Geologica del. Geol. Gianni Focardi (Allegato VII) si sono assunte le seguenti caratteristiche geotecniche principali del terreno:

- Peso di volume  $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$ ;
- Coesione drenata  $c' = 0 \text{ kPa}$ ;
- Angolo di attrito interno drenato  $\phi' = 25^\circ$ ;
- Coesione non drenata  $c_u = 50 \text{ kPa}$ ;
- Modulo edometrico  $E_{ed} = 4000 \text{ kPa}$ .

Come riportato nel fascicolo dei calcoli allegato, dati i sopra riportati parametri geotecnici, si ricava un valore massimo di tensione ammissibile sul terreno pari a  $3.01 \text{ kg/cmq}$ , maggiore della tensione sollecitante massima ricavata dal modello di calcolo, pari a circa  $0.34 \text{ kg/cmq}$ .

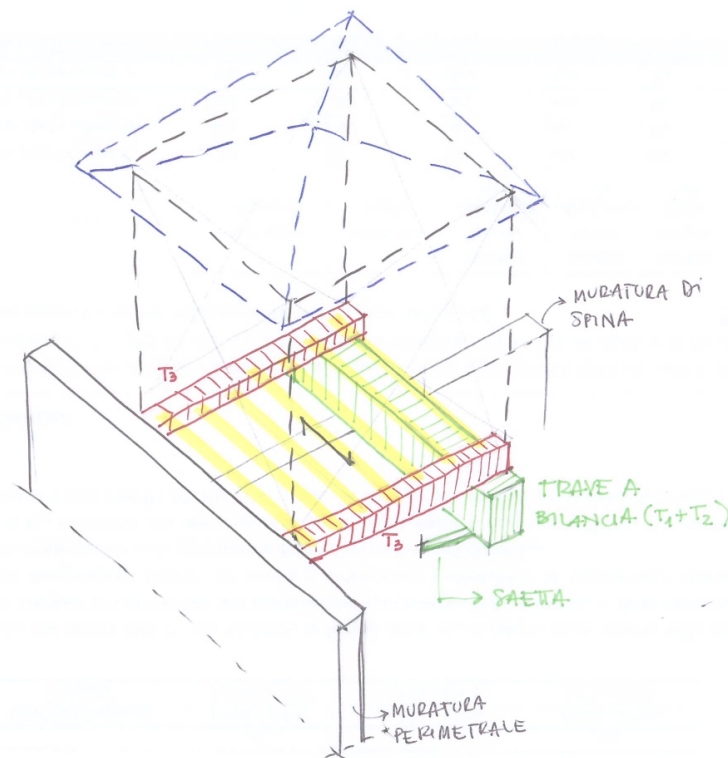
Si sono inoltre eseguite sulla platea di fondazione le verifiche a punzonamento e flessione, ipotizzando per la prima una impronta del carico di compressione concentrato pari ad un quadrato di lato 0.25m. La verifica di resistenza a flessione è stata eseguita in relazione ad una sezione resistente di 100x30cm in cls C25/30, armata con 5Ø16 in acciaio B450C.

## 8. Verifiche sugli elementi lignei della torretta

Sono state condotte verifiche statiche sugli elementi della torretta, al fine di indagarne il rispetto delle limitazioni imposte dalla Normativa vigente in termini di resistenza e deformabilità. In particolare sono state eseguite verifiche di resistenza rispetto alle azioni sollecitanti in accordo con le NTC2018 e relativa Circolare Applicativa rispetto agli Stati Limite Ultimi, e le verifiche di deformabilità in condizioni di esercizio rispetto a quanto prescritto dalla norma CNR-DT 206 R1/2018 "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il controllo delle Strutture di Legno".

La torretta dell'orologio dell'edificio in questione è costituita da un unico vano accessibile mediante una scala in legno dai locali del piano secondo. La torretta poggia su due travi in legno di quercia (T3) ortogonali al muro costituente la facciata prospiciente su piazza G. Matteotti, le quali poggiano a loro volta sul muro della facciata e su una trave a bilancia (T1+T2) costituita da due travi l'una sopra l'altra, anch'esse in legno di quercia. La trave a bilancia poggia centralmente sulla muratura di spina del fabbricato ortogonale alla facciata principale, e su due saette in legno di pioppo, che collegano le estremità della trave a bilancia con la muratura di spina, ad una quota inferiore rispetto all'appoggio centrale.

Il solaio di calpestio della torretta è ordito parallelamente alla trave a bilancia, e scarica dunque il suo peso sulle travi T3. La copertura del torrino è di tipo a padiglione, ed è sostenuta da una capriata disposta sul piano ortogonale alla facciata principale.



Le normative di riferimento utilizzate per la determinazione delle caratteristiche dei materiali sono le NTC2108 e relativa Circolare Applicativa del 21/01/2019 n. 7 e la UNI 11119:2004, mentre per le verifiche eseguite sugli elementi analizzati le normative utilizzate sono state le NTC2108 e relativa Circolare Applicativa del 21/01/2019 n. 7 e la CNR-DT 206 R1/2018 "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture in Legno".

Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche degli elementi lignei oggetto di verifica si è seguito quanto prescritto al par. C8.5.3.3 della Circolare Applicativa n.7 del 21/01/2019, ovvero utilizzando la norma UNI 11119, così come riportato anche nel report del Laboratorio Sigma del 24/10/2019.

Le caratteristiche meccaniche del legno sono state determinate sulla base della Relazione Tecnica sull'Indagine diagnostica su elementi lignei strutturali di copertura e di solaio fornita dal Dott. Forestale Massimiliano Lenzi. In tale relazione le caratteristiche meccaniche degli elementi lignei sono tabulate secondo la UNI 11119:2004 – "Beni culturali. Manufatti lignei. Strutture portanti per edifici – Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera", in relazione alla specie legnosa ed alla "categoria in opera" dell'elemento ligneo analizzato.

La "categoria in opera" viene definita nella UNI 11119:2004 in base alle caratteristiche geometriche e biologiche del legno, nonché rispetto alla presenza ed all'entità di lesioni e di imperfezioni presenti nell'elemento ligneo oggetto di indagine, secondo la tabella riportata di seguito.

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

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

In base alla suddetta categoria in opera ed alla specie legnosa, le caratteristiche meccaniche dell'elemento ligneo sono determinabili mediante la tabella riportata di seguito.

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

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

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

Le indagini eseguite dal Dott. Lenzi risultano caratterizzare gli elementi oggetto della presente verifica sia dal punto di vista dell'essenza legnosa che rispetto alla categoria in esercizio. Queste caratteristiche sono riportate nella tabella seguente.

Elemento analizzato	Specie legnosa	Categoria in esercizio
Travi ortogonali alla muratura perimetrale (T3)	Quercia	III
Trave a bilancia (T1+T2)	Quercia	II
Saette	Pioppo	I

I valori delle caratteristiche meccaniche del legno sono stati ulteriormente ridotti tramite il fattore di confidenza  $FC = 1,2$  definito al capitolo 8 delle NTC2018 in relazione ad un livello di conoscenza LC2, il quale si considera raggiunto grazie alle indagini e prove eseguite (par. C8.5.4 Circolare Applicativa n.7 del 21/01/2019).

Le caratteristiche meccaniche della muratura su cui gli elementi lignei oggetto di verifica sono appoggiati sono state determinate in accordo alla tab. C8.5.I della Circolare Applicativa n.7 del 21/01/2019, in riferimento ad una "Muratura di pietrame disordinata". Le caratteristiche meccaniche ricavate dalla suddetta tabella sono state ridotte adottando un coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M$  pari a 3, in accordo con il par. C8.7.1 della Circolare Applicativa n.7 del 21/01/2019, il quale rimanda alla tab. 4.5.II del par. 4.5.6.1 delle NTC2018, relativo a "Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta", e ad una classe di esecuzione 2. La resistenza di progetto si è ottenuta riducendo poi il valore ottenuto mediante l'applicazione di un Fattore di Confidenza  $FC=1,35$ , relativo al Livello di Conoscenza LC1 definito al par. 8.5.4 NTC2018.

Per i carichi agenti sugli elementi analizzati si è adottato un coefficiente parziale di sicurezza pari ad 1,3 per i G1, ed un coefficiente 1,5 per i G2 ed i Qk. Per i carichi del solaio in legno gravante sulle travi T3, il quale non è stato saggiato durante le indagini condotte sul fabbricato, si è considerata la seguente stratigrafia:

G1: Travetti e tavolato in legno	40 kg/m2
G2: Massetto e pavimentazione	120 kg/m2
Qk: Accesso per sola manutenzione dell'orologio (cat. B1)	200 kg/m2

I carichi dovuti agli elementi strutturali della torretta sono riportati nella seguente analisi dei carichi.

PALAZZO PRETORIO - CALCOLO PESO DELLA TORRETTA DELL'OROLOGIO			
PESI			note
Muratura	2200	kg/m3	
Legno di quercia	760	kg/m3	
Carico accidentale	200	kg/m2	sola manutenzione dell'orologio

COPERTURA			
G1:			
Puntoni in legno	20	kg/m <sup>2</sup>	
Travetti in legno	20	kg/m <sup>2</sup>	
G2:			
Pianelle	40	kg/m <sup>2</sup>	
Coppi ed embrici	60	kg/m <sup>2</sup>	
tot.	140	kg/m <sup>2</sup>	
SOLAIO			
G1:			
Travetti in legno	20	kg/m <sup>2</sup>	
Tavolato in legno	20	kg/m <sup>2</sup>	
G2:			
Massetto	80	kg/m <sup>2</sup>	
Pavimentazione	40	kg/m <sup>2</sup>	
tot.	160	kg/m <sup>2</sup>	

Per le travi T3 ortogonali alla muratura perimetrale si è considerato uno schema di calcolo di trave appoggiata agli estremi.

La trave a bilancia è stata schematizzata ad una trave appoggiata su tre appoggi, due laterali dati dalle saette in legno, ed uno in mezzzeria dato dalla muratura di spina. Non essendo stato possibile attestare il tipo e la qualità del collegamento tra le due travi sovrapposte che compongono la sezione totale della trave a bilancia, si è considerata la trave superiore come carico ulteriore gravante sulla trave inferiore, oggetto di verifica.

La saetta è stata considerata come un'asta incernierata agli estremi.

I carichi agenti sulla trave T3 sono i pesi propri dovuti agli elementi strutturali che su di essa gravano, i carichi derivanti dal solaio di calpestio della torretta, e un carico concentrato relativo alla trave del solaio di copertura che poggia sulla trave T3.

La trave a bilancia è gravata dai pesi propri degli elementi strutturali che su di essa gravano, e da carichi concentrati corrispondenti ai carichi trasmessi dalle travi T3 che su di essa poggiano.

La saetta si considera caricata dalla reazione vincolare data dall'appoggio laterale dello schema statico della trave a bilancia.

La trave T3 appoggiata agli estremi è stata verificata a flessione ed a taglio rispetto agli Stati Limite Ultimi, e sono state condotte le verifiche di deformabilità rispetto ai carichi di esercizio.

Allo stato attuale, la trave T3 non risulta soddisfare le verifiche di Normativa eseguite. Pertanto per essa si prevede di eseguire un intervento di rinforzo mediante l'affiancamento della stessa con due piastre di acciaio S275 di spessore 8mm ed altezza pari all'altezza della trave stessa. Tali elementi verranno applicati per tutta la lunghezza della trave e



fissati ad essa mediante collegamento bullonato realizzato con bulloni M12 classe 8.8 passanti da una parte all'altra della sezione resistente di progetto, disposti a quinconce con passo costante 12cm. In questa configurazione i carichi agenti vengono ripartiti tra la sezione in legno ed i due profili in acciaio in maniera proporzionale alle rigidezze flessionali degli elementi, come meglio descritto nel fascicolo dei calcoli allegato.

Oltre alla trave T3, allo stato di fatto non risultano soddisfatte le verifiche a compressione della muratura di spina esistente al di sotto della trave a bilancia e delle saette del torrino. In queste zone la muratura risulta caratterizzabile come in pietrame disordinato, in accordo con la tab. C8.5.I della Circolare Applicativa delle NTC2018. Per tale motivo si prevede di eseguire una demolizione della muratura in oggetto in corrispondenza delle zone di appoggio e di ricostruirla con muratura di mattoni pieni e malta cementizia, per aumentarne la capacità resistente.

In particolare, in corrispondenza della sezione di appoggio centrale della trave a bilancia sulla muratura di spina si prevede di inserire una piastra metallica al di sotto della trave stessa, sotto alla quale realizzare la nuova muratura in mattoni pieni e malta cementizia, per una larghezza almeno pari alla larghezza della base della trave a bilancia, ed una altezza pari a circa 50cm.

Per quanto riguarda il trasferimento dei carichi di appoggio della trave a bilancia sulle saette in legno, si prevede di utilizzare delle piastre in acciaio di spessore 8mm e larghezza pari alla larghezza delle saette, collegate a queste ultime mediante unione con viti, che permettano di trasferire il carico di compressione agente sulle saette ad una piastra inferiore anch'essa in acciaio S275 e spessore 8mm, inghisata alla muratura di spina del fabbricato mediante ancoraggi chimici di barre filettate  $\varnothing 12$ mm, come meglio descritto negli elaborati grafici allegati al presente deposito. Anche in corrispondenza di tale connessione si prevede di sostituire la muratura in pietrame esistente con muratura di mattoni pieni e malta cementizia.

## 9. Sovraccarico solaio piattaforma disabili

Riguardo al solaio S13 di piano primo, questo risulta gravato per la sua parte adiacente al vano ....., da una piattaforma elevatrice per disabili, che permetta di superare il dislivello tra il locale .....ed il locale ....., Il carico dato da questa piattaforma è stato stimato a 50 kg/m<sup>2</sup>, posti a favore di sicurezza su tutta la superficie del solaio in oggetto. Il solaio risulta verificato, come si meglio descritto nel fascicolo dei calcoli allegato.

### 9. Solaio con cambio di quota del piano strutturale

Al piano secondo, in corrispondenza del corridoio adiacente al punto di sbarco dell'ascensore esterno in direzione degli uffici prospicienti su piazza G. Matteotti, si ha una differenza di quota di circa 30cm, la quale viene superata mediante una rampa che permetta l'accesso a queste zone anche alle persone disabili. Nella stessa posizione, al piano sottostante, la differenza di quota tra le due parti del fabbricato risulta maggiore, e viene superata tramite l'inserimento di una piattaforma elevatrice fruibile dai portatori di handicap. Il solaio di piano secondo (solaio S17) viene in questa zona rialzato rispetto alla quota di imposta della restante parte del solaio, per poter garantire il rispetto delle altezze minime di piano, e compatibilmente con il dislivello realizzato con la rampa inclinata del piano secondo. Tale solaio viene realizzato interamente ex novo, per esso si prevede il posizionamento, in corrispondenza

del cambio di quota, di una trave principale in legno di abete C24, la quale avrà sezione 30x50cm, e sulla quale poggerà l'orditura minuta del solaio stesso, costituita da travetti in legno di abete di sezione 10x10cm. Per la parte rialzata del solaio i travetti poggeranno sull'estradosso della trave, mentre per la parte a quota più bassa si prevede di realizzare l'appoggio dell'orditura minuta su un profilo a L 120x120x13 in acciaio S275 avvitato alla trave principale con viti a passo costante di 15cm. Anche i travetti verranno fissati al profilo in acciaio mediante collegamento avvitato.

Allegati:

- Allegato IV\_Risposta quesiti classe d'uso del Comune di Campi Bisenzio;
- Allegato V\_Relazione Tecnica elementi lignei;
- Allegato VI\_Bozza relazione indagini Palazzo Pretorio – Campi Bisenzio;
- Allegato VII\_Relazione geologica;

Firenze, dicembre 2021

Il tecnico incaricato  
Ing. Stefano Bertagni