

**INTERVENTO DI RIQUALIFICAZIONE ARCHITETTONICA, IMPIANTISTICA E ADEGUAMENTO
NORMATIVO DEL COMPENDIO IMMOBILIARE DEL CASTELLO DI MIASINO**

COMUNI DI MIASINO E AMENO (NO)


PROGETTO ESECUTIVO

00	PRIMA EMISSIONE		4 SETTEMBRE 2020	
REV.		DESCRIZIONE REVISIONE	DATA	CONTROLLATO / APPROVATO
00			4 SETTEMBRE 2020	REVISIONE 00
REV.	SUPPORTO AL R.U.P. Arch. Roberta Romeo	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Sandra Beltramo		SCALA: -

**CASTELLO - STRUTTURE - LOTTO 1
RELAZIONE DI CALCOLO E SISMICA**
STR.01
RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI

STUDIO PESSION ASSOCIATO - Arch. Carlo Pession

STUDIO GIORGIO MONTIGLIO DI DANTE - Ing. Giorgio Montiglio

STUDIO RENATO LAZZERINI - Ing. Marco Lazzerini

PROGETTI VERDI DARIO GRUA - Agr. Dario Grua

Arch. Daniela Viviani


Giorgio Montiglio
Sandra Viviani


1.	Premessa	4
2.	Normativa di riferimento	5
3.	Caratteristiche materiali	6
3.1.	Stato di fatto	6
3.2.	Stato di progetto	7
3.3.	Livelli di conoscenza e fattori di confidenza	9
4.	Caratterizzazione geotecnica.....	10
5.	Caratterizzazione sismica	10
6.	Analisi de carichi	11
6.1.	Carichi permanenti	11
6.1.1.	Pesi elementi strutturali	11
6.1.1.1.	Murature portanti	11
6.1.1.2.	Calcestruzzo armato	11
6.1.1.3.	Acciaio	11
6.1.1.4.	Legno.....	11
6.1.1.5.	Pietra.....	12
6.1.2.	Solai	12
6.1.2.1.	Solai in legno (esistenti).....	12
6.1.2.2.	Solai in latero-cemento (nuovi)	12
6.1.2.3.	Solai metallici (esistenti).....	12
6.1.3.	Copertura.....	12
6.1.4.	Ascensore e passavivande	12
6.2.	Carichi variabili	13
6.2.1.	Sovraccarichi di esercizio	13
6.2.2.	Neve.....	19
6.2.3.	Altri sovraccarichi – ascensore e passavivande.....	19

6.2.4. Vento	19
6.3. Azione sismica	20
6.3.1. Verifiche di regolarità	20
6.3.2. Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D. e fattore di struttura	22
7. Modelli di calcolo globale	23
7.1. Software di calcolo	23
7.2. Ipotesi di calcolo	24
7.3. Sintesi delle funzionalità generali del software	25
7.3.1. Sistemi di Riferimento	26
7.3.1.1. Riferimento globale	26
7.3.1.2. Riferimento locale per pareti	27
7.3.2. Modello di Calcolo	28
7.4. Sintesi dei risultati	29
7.4.1. Modello stato di fatto	29
7.4.2. Modello stato di progetto	36
7.4.2.1. Verifiche murature sotto combinazioni statiche e sismiche: coefficienti di sicurezza a SLU	36
7.4.2.2. Calcolo accelerazioni di collasso (SLV)	37
Verifica murature a presso-flessione fuori dal piano maschi murari	37
Verifica a presso-flessione nel piano maschi murari	37
Verifica a taglio maschi murari	38
Verifica a pressoflessione strutture in C.A.	38
Verifica a taglio strutture in C.A.	39
7.4.2.3. Cinematismi locali facciate in muratura	39
7.4.2.4. Miglioramento sismico: indicatori di rischio sismico	40
7.4.2.5. Verifiche nuovi elementi in C.A.	41
8. Verifiche strutturali locali: solai	41

8.1.	Solai in legno	41
8.2.	Nuovi solai in C.A.....	41
8.2.1.	Caratteristiche, carichi, sollecitazioni	41
8.2.2.	Verifiche travetto tipo.....	43
8.2.2.1.	Verifica a flessione	43
8.2.2.2.	Verifica a taglio	45
9.	Verifiche di resistenza al fuoco	46
9.1.	Premessa	46
9.2.	Analisi strutture principali	46
9.2.1.	Murature portanti e volte in muratura	46
9.2.2.	Solai	47
9.2.2.1.	Solai in legno	47
9.2.2.2.	Struttura principale.....	47
	Solaio ordinario.....	49
	Solaio sulla hall (massimo carico).....	52
9.2.2.3.	Controsoffitti	54
9.3.	Conclusioni verifiche di resistenza al fuoco.....	54

1. Premessa

Oggetto della presente relazione di calcolo sono le strutture di nuova realizzazione, di consolidamento statico e di miglioramento sismico da effettuarsi nell'ambito dei lavori di riqualificazione architettonica, impiantistica e adeguamento normativo del Compendio immobiliare denominato "Castello di Miasino", sito tra i Comuni di Miasino e Ameno in provincia di Novara.

I vari interventi di tipo strutturali sono descritti nel documento REL.ST Oggetto in particolare del presente documento sono:

- Verifica strutture principali di nuova realizzazione, da verificarsi ai sensi delle NTC vigenti (D.M. 17/01/2018)
 - nuova scala in C.A.;
 - nuovi vani ascensore e passavivande in C.A.;
 - nuovi solai, solette e travi in C.A.
- valutazione della sicurezza ai sensi del §8.3 delle vigenti NTC ovvero:
 - Verifica della vulnerabilità sismica dell'edificio nelle attuali condizioni;
 - Verifica della vulnerabilità sismica dell'edificio post-interventi di miglioramento;
 - Verifica delle condizioni statiche e/o sismiche di strutture esistenti (comprese quelle non oggetto di interventi diretti)
- Verifiche di resistenza al fuoco delle strutture portanti principali.

La verifica di vulnerabilità sismica sarà svolta sia in termini globali, mediante l'analisi di un modello agli elementi finiti, sia in termini di meccanismi locali di collasso (ribaltamento e spanciamento delle facciate).

Come si vedrà meglio di seguito, l'edificio attualmente presenta delle carenze sia dal punto di vista statico che dal punto di vista sismico. Gli interventi di consolidamento hanno lo scopo di migliorare la risposta sismica dell'edificio, in maniera che il rapporto tra la capacità e la domanda sia maggiore o uguale a 0,6 nonché il comportamento statico, che deve garantire gli standard previsti dalle NTC.

Gli interventi di consolidamento statico e miglioramento sismico sono i seguenti:

- consolidamenti in intonaco armato;
- predisposizione di catene interne (tiranti in acciaio);

- cappa di rinforzo estradossale della volta in sommità della torretta mediante malta di calce e rete in fibra di vetro.

Le opere finalizzate a garantire la resistenza al fuoco delle strutture non hanno valenza strutturale, in quanto riguardano la protezione delle strutture con sistemi certificati.

Per la verifica dei vari elementi, sia esistenti, che di nuova realizzazione o oggetto di consolidamento sono stati implementati dei modelli tridimensionali globali di calcolo, sia nelle condizioni di stato di fatto che di stato di progetto. Mediante quest'ultimo modello sono state verificate, oltre alle strutture esistenti nelle condizioni finali, anche altri elementi di nuova realizzazione:

- nuova scala in C.A.;
- nuovi vani ascensore e passavivande in C.A. e relativa fondazione su pali;
- solette e travi in C.A.

Saranno considerati a parte:

- solai esistenti in legno;
- nuovi solai in C.A.

In un capitolo a parte saranno svolte le verifiche di resistenza al fuoco.

2. Normativa di riferimento

- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321) "*Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*".
- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76) "*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*".

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica
- Roma 1981.

- **D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018** (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8) "*Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni*".
- **Circolare C.S.L.P. 21/01/2019 n.7** - *Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018*

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

- **D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.) "*Norme tecniche per le Costruzioni*".
- **Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.) "*Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008*".
- **Eurocodice 6** - "*Progettazione delle strutture di muratura*" - ENV 1996-1-1.

3. Caratteristiche materiali

Di seguito si riportano le caratteristiche principali dei materiali: per i dettagli si faccia riferimento ai tabulati di calcolo allegati.

3.1. Stato di fatto

MURATURA

In base alle indagini svolte (si veda il documento "*Relazione tecnica sullo stato di consistenza delle strutture del Castello*") si è assunta la seguente tipologia di muratura tra quelle proposte dalla *Circolare 2 febbraio 2009 n. 617*(tabella C8A.2.1).

Caratteristiche Muratura															
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	γ _{m,v} / γ _{m,s}	f _{cm(k)} / f _{cd,v} / f _{cd,s}	f _{tk} / f _{td,v} / f _{td,s}	f _{ck,0} / f _{cd,0,v} / f _{cd,0,s}	f _{vk0} / f _{vd0,v} / f _{vd0,s}	μ	λ	TRT	
														M	F
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]			[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]				
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura - con malta di caratteristiche scarse - (M.B.L.S.)															
005	21.000	0,000010	1.740	584	60	F	2,50	3,20	0,065	3,20	0,065	0,40	20	1	2
							2,00	0,95	0,019	0,95	0,019				
								1.19	0.024	1.19	0.024				

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k	Peso specifico.
α_{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C_{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E _{sisma} = E · C _{Erid}].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
γ_{m,s}	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV della muratura nel caso di combinazioni SISMICHE.
γ_{m,v}	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU della muratura nel caso di combinazioni a carichi VERTICALI (NON sismiche).
f_{cm(k)}	f _{cm(k)} = Resistenza a compressione: media nel caso di muri "di Fatto" (Esistenti); caratteristica nel caso di muri "di Progetto"
f_{cd,v}	(Nuovi). f _{cd,v} = Resistenza di calcolo a compressione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ _{m,v} e LC/FC). f _{cd,s} =
f_{cd,s}	Resistenza di calcolo a compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di γ _{m,s} e LC/FC).
f_{tk}	f _{tk} = Resistenza caratteristica a trazione. f _{td,v} = Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione
f_{td,v}	di γ _{m,v} e LC/FC). f _{td,s} = Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni SISMICHE (funzione di γ _{m,s} e LC/FC).
f_{td,s}	
f_{ck,0}	f _{ck,0} = Resistenza caratteristica a compressione orizzontale. f _{cd,0,v} = Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per
f_{cd,0,v}	combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ _{m,v} e LC/FC). f _{cd,0,s} = Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per
f_{cd,0,s}	combinazioni SISMICHE (funzione di γ _{m,s} e LC/FC).
f_{vk0}	f _{vk0} = Resistenza caratteristica a taglio senza compressione. f _{vd0,v} = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per
f_{vd0,v}	combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ _{m,v} e LC/FC). f _{vd0,s} = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per
f_{vd0,s}	combinazioni SISMICHE (funzione di γ _{m,s} e LC/FC).
μ	Coefficiente di attrito.
λ	Snellezza.
TRT M	Tipo rottura a taglio dei MASCHI: [1] = per scorrimento; [2] = per fessurazione diagonale; [3] = per scorrimento e fessurazione.
TRT F	Tipo rottura a taglio delle FASCE: [1] = per scorrimento; [2] = per fessurazione diagonale; [3] = per scorrimento e fessurazione; [-] = parametro NON significativo per il materiale.

Le caratteristiche principali sono in linea con quelle dedotte dalle indagini in situ mediante martinetti piatti (vedere anche rapporto n°121/19 del 01/03/2019 del laboratorio ufficiale Tecnesconsult s.r.l.).

3.2. Stato di progetto

MURATURA

Le murature non soggette a interventi diretti sono invariate, mentre quelle posizionate nelle zone interessate dagli interventi principali (nuove scale, nuovi solai e nuovi vani ascensore e passavivande) risultano con caratteristiche migliorate. Sono poi presenti delle murature nuove.

Caratteristiche Muratura															
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	γ _{m,v} / γ _{m,s}	f _{cm(k)} / f _{cd,v} / f _{cd,s}	f _{tk} / f _{td,v} / f _{td,s}	f _{ck,0} / f _{cd,0,v} / f _{cd,0,s}	f _{vk0} / f _{vd0,v} / f _{vd0,s}	μ	λ	TRT	
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]			M	F
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura - con malta di caratteristiche scarse - (M.B.L.S.)															
006	21.000	0,000010	1.740	584	60	F	2,50	3,20	0,065	3,20	0,065	0,40	20	1	2
							2,00	0,95	0,019	0,95	0,019				
								1,19	0,024	1,19	0,024				
Muratura nuova in Laterizio con malta ordinaria Resistenza 5 N/mm ² [M5] - (Mur)															
008	16.000	0,000010	3.300	1.320	60	F/P	2,50	3,30	0,200	2,50	0,200	0,40	20	1	2
							2,00	0,98	0,059	0,74	0,059				
								1,22	0,074	0,93	0,074				
Muratura nuova in Pietra squadrata - (M.P.)															
009	20.000	0,000010	6.960	2.784	60	F	2,50	6,96	0,200	6,96	0,200	0,40	20	1	2
							2,00	2,06	0,059	2,06	0,059				
								2,58	0,074	2,58	0,074				

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k	Peso specifico.
α_{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C_{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E _{sisma} = E·C _{Erid}].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
γ_{m,s}	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV della muratura nel caso di combinazioni SISMICHE.
γ_{m,v}	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU della muratura nel caso di combinazioni a carichi VERTICALI (NON sismiche).
f_{cm(k)}/	f _{cm(k)} = Resistenza a compressione: media nel caso di muri "di Fatto" (Esistenti); caratteristica nel caso di muri "di Progetto" (Nuovi).
f_{cd,v}/	f _{cd,v} = Resistenza di calcolo a compressione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ _{m,v} e LC/FC). f _{cd,s} =
f_{cd,s}	Resistenza di calcolo a compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di γ _{m,s} e LC/FC).
f_{tk}/	f _{tk} = Resistenza caratteristica a trazione. f _{td,v} = Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione
f_{td,v}/	di γ _{m,v} e LC/FC). f _{td,s} = Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni SISMICHE (funzione di γ _{m,s} e LC/FC).
f_{td,s}	
f_{ck,0}/	f _{ck,0} = Resistenza caratteristica a compressione orizzontale. f _{cd,0,v} = Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per
f_{cd,0,v}/	combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ _{m,v} e LC/FC). f _{cd,0,s} = Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per
f_{cd,0,s}	combinazioni SISMICHE (funzione di γ _{m,s} e LC/FC).
f_{vk0}/	f _{vk0} = Resistenza caratteristica a taglio senza compressione. f _{vd,0,v} = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per
f_{vd,0,v}/	combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ _{m,v} e LC/FC). f _{vd,0,s} = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per
f_{vd,0,s}	combinazioni SISMICHE (funzione di γ _{m,s} e LC/FC).
μ	Coefficiente di attrito.
λ	Snellezza.
TRT M	Tipo rottura a taglio dei MASCHI: [1] = per scorrimento; [2] = per fessurazione diagonale; [3] = per scorrimento e fessurazione.
TRT F	Tipo rottura a taglio delle FASCE: [1] = per scorrimento; [2] = per fessurazione diagonale; [3] = per scorrimento e fessurazione; [-] = parametro NON significativo per il materiale.

CALCESTRUZZO ARMATO

Caratteristiche calcestruzzo armato															
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{cfm}	N	n Ac
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]		[N/mm²]	[N/mm²]			[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]		
Cls C25/30_B450C - (C25/30)															
003	25.000	0,000010	31.447	13.103	60	F	30,00	-	0,85	1,50	10,45	0,88	2,27	15	004

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k	Peso specifico.
α_{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C_{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E _{sisma} = E·C _{Erid}].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
R_{ck}	Resistenza caratteristica cubica.
R_{cm}	Resistenza media cubica.
%R_{ck}	Percentuale di riduzione della R _{ck}

Caratteristiche calcestruzzo armato														
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{cfm}	N n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
γ _c	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.													
f _{cd}	Resistenza di calcolo a compressione.													
f _{ctd}	Resistenza di calcolo a trazione.													
f _{cfm}	Resistenza media a trazione per flessione.													
n Ac	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.													

Classe di esposizione:

- fondazioni: XC2;
- elevazioni: XC3;

ACCIAIO

Caratteristiche acciaio																
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	Stz	f _{yk,1} / f _{yk,2}	f _{tk,1} / f _{tk,2}	f _{yd,1} / f _{yd,2}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SLV}	γ _{M3,SLE}	NCn t	γ _{M7} Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]							
Acciaio B450C - (B450C)																
002	78.500	0,00001 0	210.0 00	80.76 9	P	450,0 0	-	391,30 -	-	1,15	-	-	-	-	-	-

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k Peso specifico.
α_{T, i} Coefficiente di dilatazione termica.
E Modulo elastico normale.
G Modulo elastico tangenziale.
Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
f_{tk,1} Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con t ≤ 40 mm).
f_{tk,2} Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
f_{td} Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
γ_s Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
γ_{M1} Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
γ_{M2} Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
γ_{M3,SLV} Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
γ_{M3,SLE} Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
γ_{M7} Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCn = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
f_{yk,1} Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con t ≤ 40 mm).
f_{yk,2} Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
f_{yd,1} Resistenza di calcolo (per profili con t ≤ 40 mm).
f_{yd,2} Resistenza di calcolo (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
NOTE [-] = Parametro non significativo per il materiale.

3.3. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Sono state svolte indagini a campione sulle caratteristiche dei vari elementi strutturali, tuttavia al momento il livello di conoscenza, è basso, pertanto cautelativamente si classifica **livello LC1**, cui corrisponde un fattore di confidenza (FC) pari a:

$$FC = 1,35$$

4. Caratterizzazione geotecnica

Dalla relazione geologica agli atti, redatta dal Dott. Geol. Riccardo Daniele si evince che l'area in oggetto non presenta evidenti fenomeni di dissesto in atto, anche se si rimarca la necessità di porre attenzione alla regimentazione delle acque superficiali in maniera da evitare fenomeni di erosione.

Per quanto riguarda la tipologia di terreno, sempre dalla relazione geologica si evince che il terreno su cui sorge il Compendio di Miasino è di tipo morenico, abbastanza compatto, prevalentemente di tipo granulare (sabbioso), le cui caratteristiche medie sono le seguenti:

- angolo di attrito interno: $\phi' = 30^\circ$;
- peso specifico: $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
- coesione drenata: $c' = 0,00 \text{ kPa}$
- Falda: profondità circa 10 m da piano campagna

5. Caratterizzazione sismica

Il Compendio di Miasino sorge tra i Comuni di Miasino e Ameno, in Provincia di Novara. Entrambi i Comuni sono classificati sismici di categoria 4. I parametri sismici, ai sensi delle NTC 17/01/2018, sono i seguenti:

Zona sismica	4	
Miasino-Ameno		
Latitudine	45,796813 °	
Longitudine	8,430173 °	
Categoria di suolo	C	
Categoria topografica	T1	superficie con inclinazione < 15°
Tipo costruzione:	2	ordinaria
$V_N =$	50 anni	vita nominale
Classe d'uso	II	affollamenti normali
$C_u =$	1	coefficiente funzione della classe d'uso
$V_R =$	50 anni	periodo di riferimento

Stato Limite	a_g/g	F_0	Parametri di pericolosità sismica					
			T^*_c [s]	C_c	T_B [s]	T_c [s]	T_D [s]	S_s
SLO	0.0160	2.577	0.160	1.92	0.103	0.308	1.664	1.50
SLD	0.0200	2.562	0.176	1.86	0.109	0.328	1.680	1.50
SLV	0.0425	2.683	0.280	1.60	0.149	0.447	1.770	1.50
SLC	0.0513	2.753	0.300	1.56	0.156	0.469	1.805	1.50

6. Analisi de carichi

Le tipologie di carico principali e i relativi coefficienti di combinazione sono riportati di seguito. Per i dettagli si faccia riferimento ai tabulati di calcolo per i modelli globali e ai capitoli dedicate alle verifiche locali.

6.1. Carichi permanenti

6.1.1. Pesi elementi strutturali

6.1.1.1. Murature portanti

Le murature portanti sono calcolate con il seguente peso specifico (come indicato nelle precedenti tabelle):

$$\gamma_{mur_es} = 21 \text{ kN/m}^3 \text{ - murature esistenti in pietra}$$

$$\gamma_{mur_es} = 16 \text{ kN/m}^3 \text{ - nuove murature esistenti in laterizio}$$

Il peso delle tramezzature e murature non portanti è preso in conto nel carico equivalente dei solai, che si vedranno di seguito.

6.1.1.2. Calcestruzzo armato

Gli elementi in calcestruzzo armato quali setti, solette piene, travi si determinano con il seguente peso specifico:

$$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3 \text{ - peso specifico calcestruzzo armato}$$

6.1.1.3. Acciaio

$$\gamma_s = 78,5 \text{ kN/m}^3 \text{ - peso specifico acciaio}$$

6.1.1.4. Legno

$$\gamma_l = 8 \text{ kN/m}^3 \text{ - peso specifico legno}$$

6.1.1.5. Pietra

$$\gamma_p = 28 \text{ kN/m}^3 - \text{peso specifico pietra}$$

6.1.2. Solai

6.1.2.1. Solai in legno (esistenti)

$$Q_{pp} = 0,25 \text{ kN/m}^2 \quad \text{carico di peso proprio - equivalente struttura portante: travi}$$

6.1.2.2. Solai in latero-cemento (nuovi)

I solai in latero-cemento prevalenti sono di altezza 20 cm (16+4) e presentano il seguente peso proprio:

$$Q_{pp} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \quad \text{carico peso proprio solaio latero-cemento}$$

6.1.2.3. Solai metallici (esistenti)

$$Q_{pp} = 0,22 \text{ kN/m}^2 \quad \text{carico di peso proprio - equivalente struttura portante: travi}$$

6.1.3. Copertura

I carichi in copertura sono i seguenti:

$Q_m =$	0,80 kN/m ²	carico manto di copertura (tegole marsigliesi)
$Q_{strl_s} =$	0,40 kN/m ²	carico equivalente struttura lignea leggera (sostegno manto di copertura)
$Q_{strl_tav} =$	0,24 kN/m ²	carico tavolato (s=3cm)
$Q_{strl_p} =$	0,40 kN/m ²	carico equivalente struttura lignea principale (terzere)
$Q_{strl_c} =$	0,25 kN/m ²	carico equivalente struttura lignea principale (capriate)
$Q_{tot_perm\ COP} =$	2,09 kN/m²	carico distribuito totale copertura

Nel modello tridimensionale i carichi della copertura sono stati considerati come carichi esterni sulle murature perimetrali.

6.1.4. Ascensore e passavivande

Il carico permanente di ascensore e passavivande si assumono pari a:

$P_{perm_asc} =$	10,00 kN	carico permanente ascensore
$P_{perm_mont} =$	2,00 kN	carico permanente motacarichi

6.2. Carichi variabili

6.2.1. Sovraccarichi di esercizio

I sovraccarichi si esercizio considerati sono i seguenti:

Spazi adibiti alla ristorazione e sala convegni

$Q_{\text{sovr_es}} = 3,00 \text{ kN/m}^2$ sovraccarico di esercizio (Cat. C1 - scuole - D.M. 17/01/2018)

Scale comuni, zona sbarco ascensori

$Q_{\text{sovr_es}} = 4,00 \text{ kN/m}^2$ sovraccarico di esercizio (scale, balconi, sbalzi)

Camere adibite ad attività ricettiva

$Q_{\text{sovr_es}} = 2,00 \text{ kN/m}^2$ sovraccarico di esercizio (Cat. A - D.M. 17/01/2018)

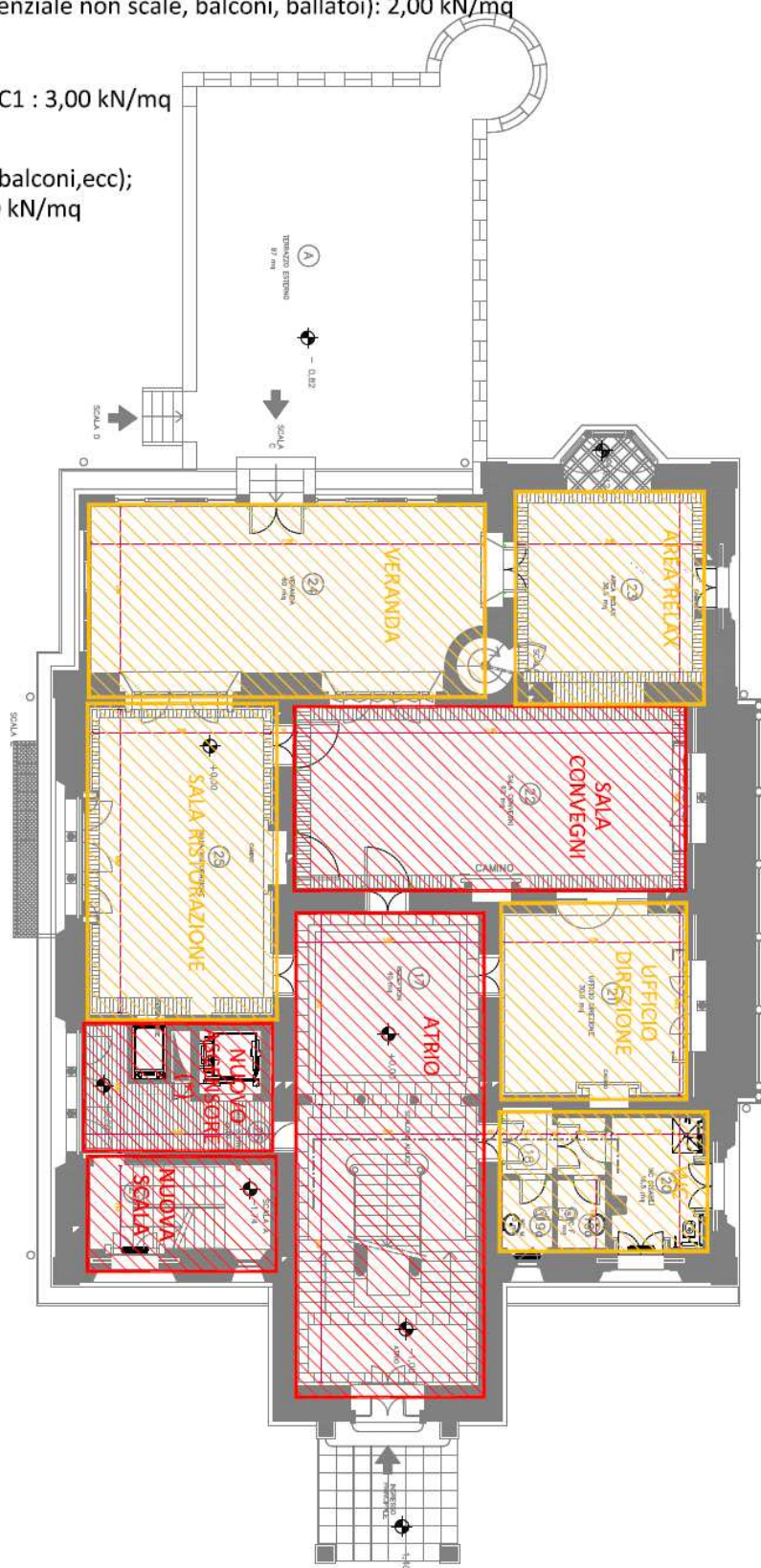
Sottotetto accessibile per sola manutenzione

$Q_{\text{sovr_es}} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ sovraccarico di esercizio

Di seguito si riporta un riepilogo dei carichi

Piano rialzato

-  Cat. A (residenziale non scale, balconi, ballatoi): 2,00 kN/mq
-  Cat. B2; Cat.C1 : 3,00 kN/mq
-  Cat.A (scale,balconi,ecc);
Cat. C2: 4,00 kN/mq



Piano primo



Cat. A (residenziale non scale, balconi, ballatois): 2,00 kN/mq



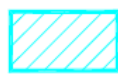
Cat. B2; Cat.C1 : 3,00 kN/mq

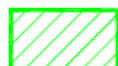



Cat. A (scale, balconi, ecc);
 Cat. C2: 4,00 kN/mq




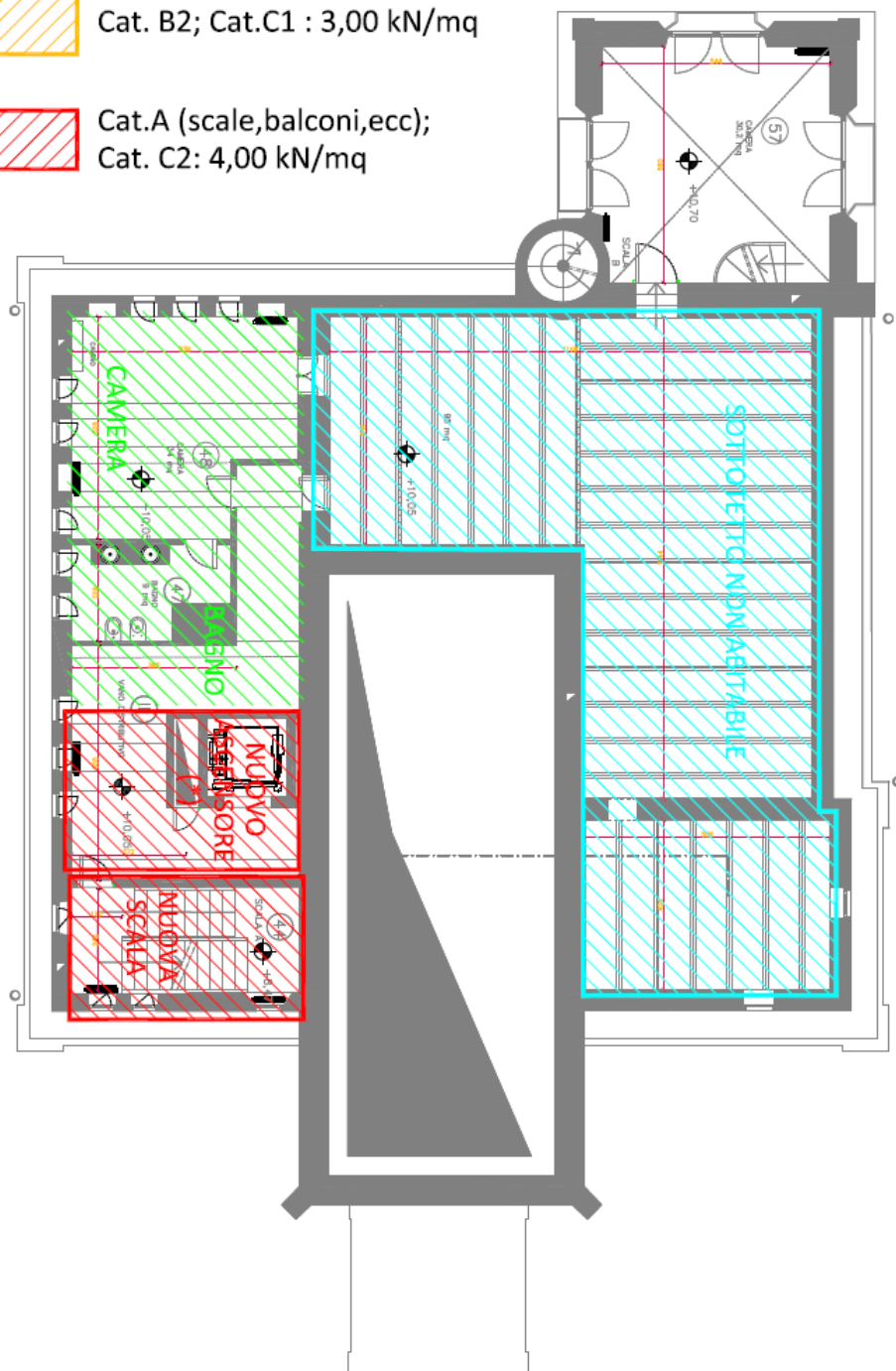
Piano secondo

 Sottotetto non abitabile: 1,50 kN/mq (N.B. ipotizzato: caso non disciplinato da D.M. 17/01/2018)


 Cat. A (residenziale non scale, balconi, ballatoi): 2,00 kN/mq


 Cat. B2; Cat.C1 : 3,00 kN/mq


 Cat.A (scale,balconi,ecc);
Cat. C2: 4,00 kN/mq



Piano terzo

 Cat. A (residenziale non scale, balconi, ballatoi): 2,00 kN/mq

 Cat. B2; Cat.C1 : 3,00 kN/mq

 Cat.A (scale,balconi,ecc);
Cat. C2: 4,00 kN/mq



Terrazzo



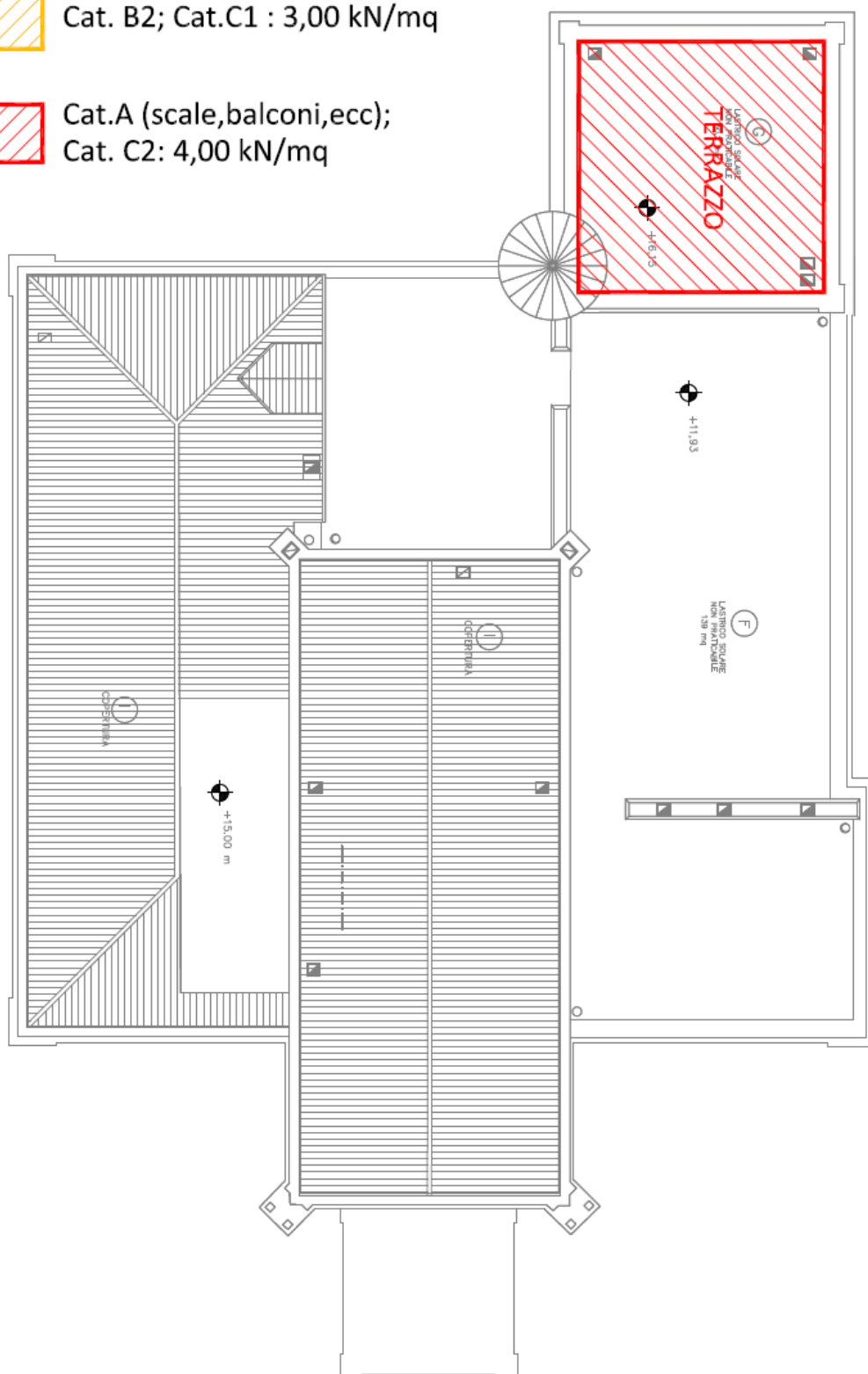
Cat. A (residenziale non scale, balconi, ballatoi): 2,00 kN/mq



Cat. B2; Cat.C1 : 3,00 kN/mq



Cat.A (scale,balconi,ecc);
Cat. C2: 4,00 kN/mq



6.2.2. Neve

Carichi neve (D.M. 17/01/2018)

Regione:	Piemonte => Zona I	Comune di Miasino
$Q_{slm} =$	700 m	quota sul livello del mare
$Q_{sk} =$	2,69 kN/m ²	carico dovuto alla neve su superficie piana
$\mu_1 =$	0,80	coefficiente di forma
$C_E =$	1,00	coefficiente di esposizione
$C_T =$	1,00	coefficiente termico
$Q_s =$	2,15 kN/m²	carico neve effettivo

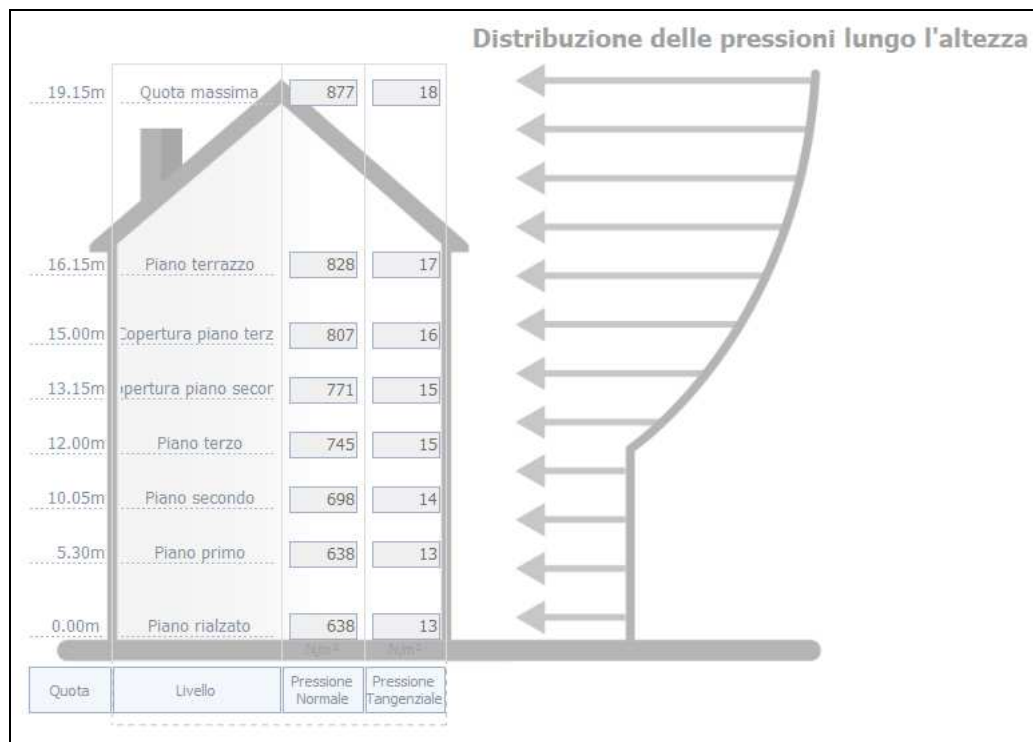
6.2.3. Altri sovraccarichi – ascensore e passavivande

Il sovraccarico variabile di ascensore e passavivande si assumono pari a:

$P_{sovr_asc} =$	6,30 kN	sovraccarico variabile ascensore
$P_{sovr_mont} =$	1,00 kN	sovraccarico variabile passavivande

6.2.4. Vento

In base alle prescrizioni delle NTC 17/01/2018 (§3.3), si determinano le seguenti pressioni del vento, alle varie quote.



6.3. Azione sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni".

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
45.804722	8.427500	479

6.3.1. Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura. tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento	NO
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	NO
Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione	SI

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio	NO
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	NO
Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti [non significativo per le strutture in muratura]	-
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	NO

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e δ , spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato). I valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei "Tabulati di calcolo" nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

in pianta	in altezza
NON REGOLARE	NON REGOLARE

6.3.2. Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D. e fattore di struttura

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale pari a 50** e per **Classe d'Uso pari a 2**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria C, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	a_g/g	F_0	T_c^*	C_c	Parametri di pericolosità sismica			
			[s]		T_B	T_C	T_D	S_s
SLO	0.0160	2.577	0.160	1.92	0.103	0.308	1.664	1.50
SLD	0.0200	2.562	0.176	1.86	0.109	0.328	1.680	1.50
SLV	0.0425	2.683	0.280	1.60	0.149	0.447	1.770	1.50
SLC	0.0513	2.753	0.300	1.56	0.156	0.469	1.805	1.50

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione (a_g) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura (q).

Il Fattore di struttura q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza. Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica (S_T) pari a 1,00**.

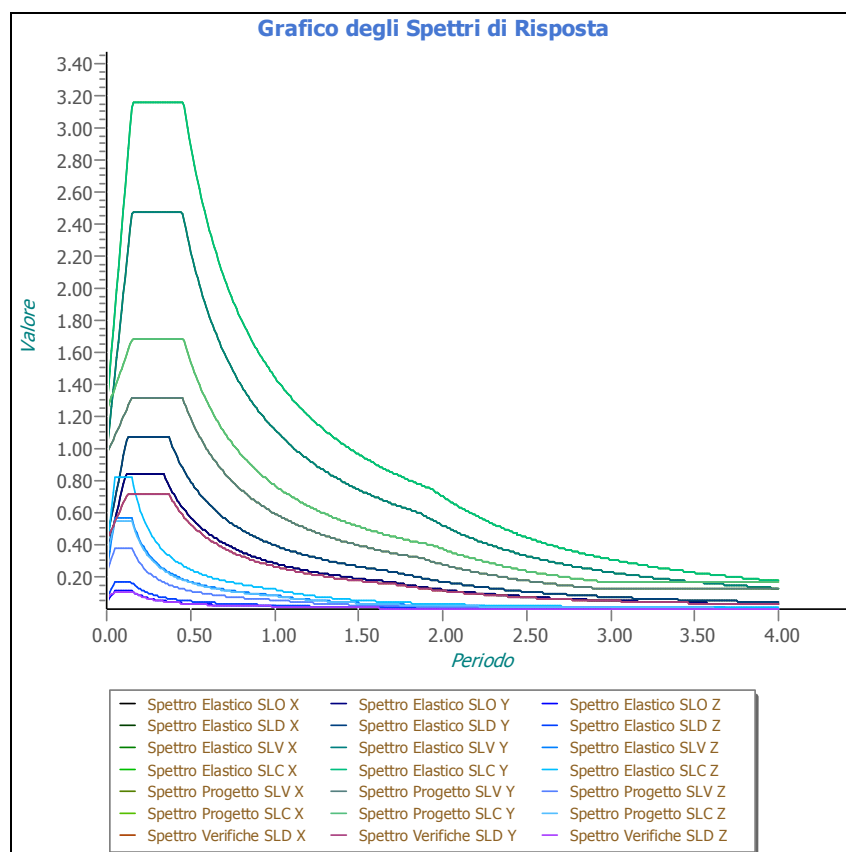
Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati "Tabulati di calcolo" al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Struttura (q_x) per sisma orizzontale in direzione X:	1,875;
Fattore di Struttura (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y:	1,875;
Fattore di Struttura (q_z) per sisma verticale:	1,50.

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.



7. Modelli di calcolo globale

L'analisi è svolta in maniera analoga sia nel caso stato di fatto che di progetto, naturalmente nel secondo caso vengono considerati tutti gli interventi previsti, ovvero le nuove strutture (nuovi vani ascensore e passavivande, nuovi solai, nuove scale) e i vari interventi di rinforzo previsti, per i quali si rimanda agli elaborati grafici per i dettagli.

7.1. Software di calcolo

Il modello è stato implementato mediante il seguente software agli elementi finiti:

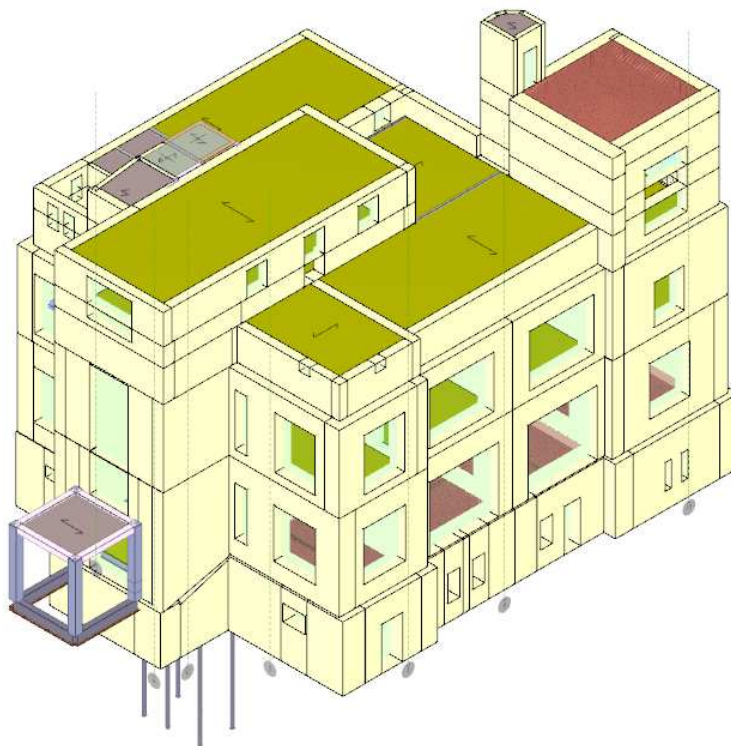
Nome del Software	EdiLus
Versione	BIM(d)
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	18110405
Intestatario Licenza	MONTIGLIO ing. GIORGIO
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Contrada Rosole 13 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

7.2. Ipotesi di calcolo

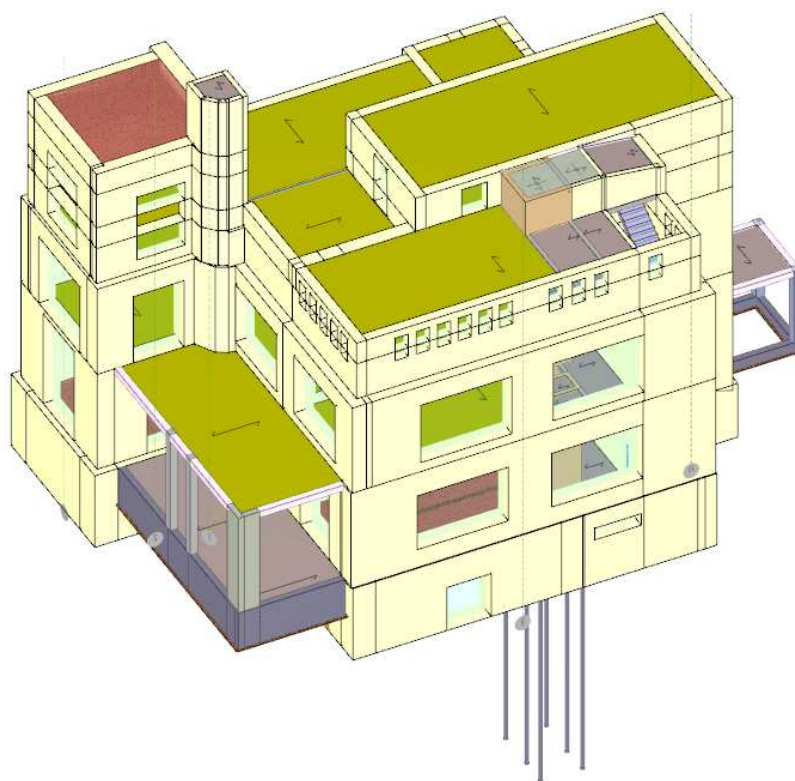
Il modello, sia di stato di fatto che di progetto, è stato implementato con le seguenti ipotesi:

- modellazione di tutte le murature portanti secondo i parametri indicati in precedenza dal piano seminterrato ai piani dei terrazzi, alle rispettive quote, o al piano sottotetto, ove presente;
- solai infinitamente rigidi nel loro piano (solai in latero-cemento o in legno: essendo questi ultimi realizzati con travi di notevole dimensione, con tavolato e getto d sottofondo la loro rigidezza si può considerare infinita nel loro piano);
- copertura in struttura lignea, ove presente, modellato in termini di carichi e masse sismiche equivalenti (sia di carichi permanenti che variabili, ovvero la neve);
- sono considerati come carichi esterni, con masse sismiche equivalenti, quelli indotti da:
 - balconi
 - aggetti vari (es. bow-window al piano rialzato)

Vista lato sud-ovest



Vista lato nord-est



Le immagini si riferiscono alla condizione di **progetto**.

7.3. Sintesi delle funzionalità generali del software

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

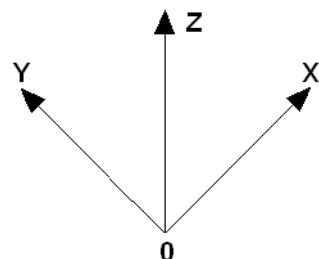
- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti MICROSAP prodotto dalla società TESYS srl.

7.3.1. Sistemi di Riferimento

7.3.1.1. Riferimento globale

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O, X, Y, Z (X, Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).



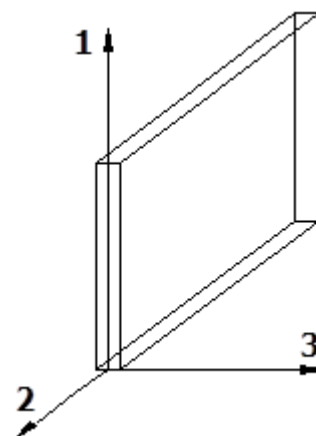
7.3.1.2. Riferimento locale per pareti

Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

asse 1, coincidente con l'asse globale Z;

asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;

asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.

Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

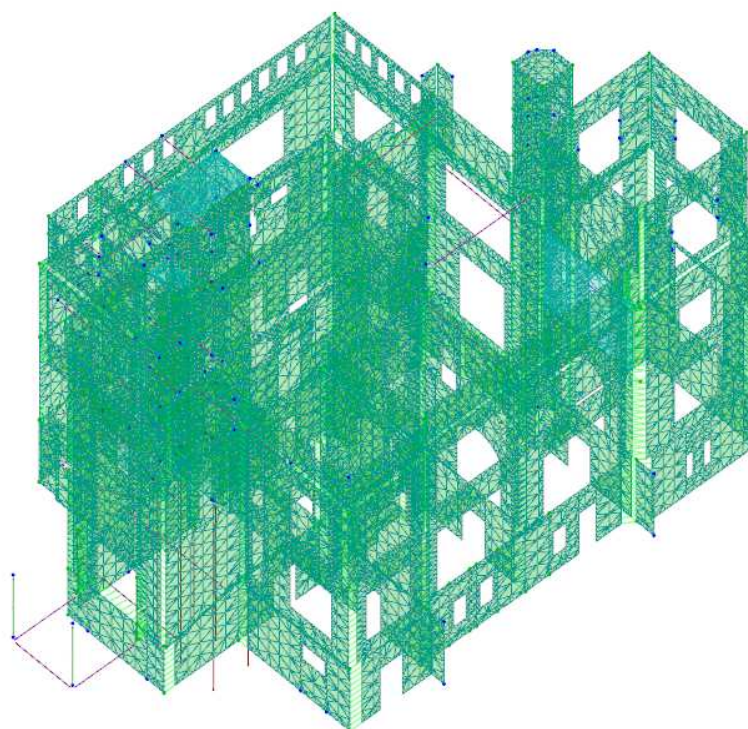
La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

7.3.2. Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "Tabulati di calcolo".

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.



L'immagine si riferisce alla condizione di progetto.

Nei vari tabulati di calcolo allegati sono riportati i dettagli su implementazione di carichi, modelli, sollecitazioni e verifiche.

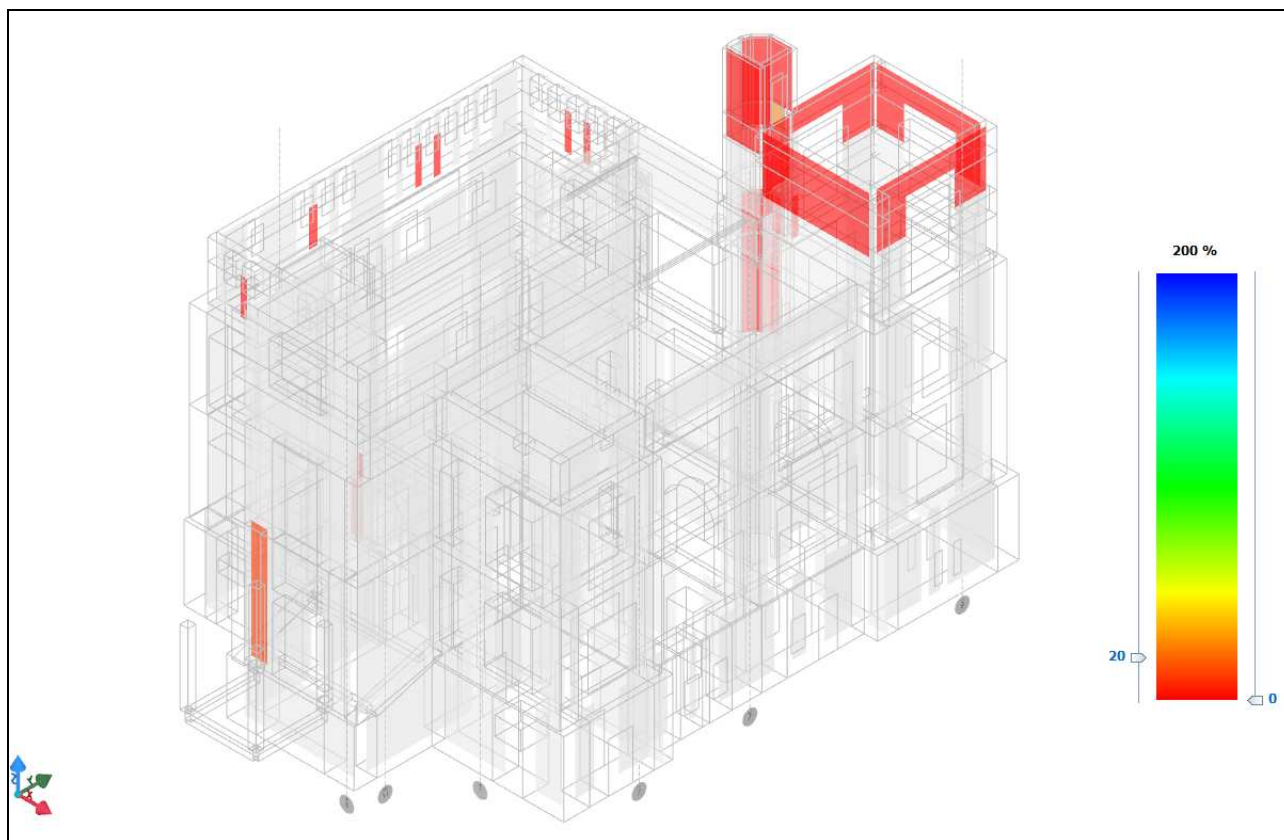
7.4. Sintesi dei risultati

Nei tabulati di calcolo (allegati A e B) sono riportati tutti i risultati sia dell'analisi globale dello stato di fatto (allegato A) che della situazione di progetto, post-interventi (allegato B). Di seguito si riporta una sintesi delle verifiche principali nella situazione di progetto, più significativa, sia riguardo la verifica sismica che quella statica. Per la situazione di stato di fatto si riepilogano i risultati principali con cui si mettono in evidenza le criticità.

7.4.1. Modello stato di fatto

Analizzando il modello è possibile ottenere le accelerazioni di collasso degli elementi murari per meccanismi locali e globali di collasso oltre che i coefficienti di sicurezza nei confronti di azioni statiche e sismiche dei vari elementi. Di seguito si riepilogano e si commentano i risultati.

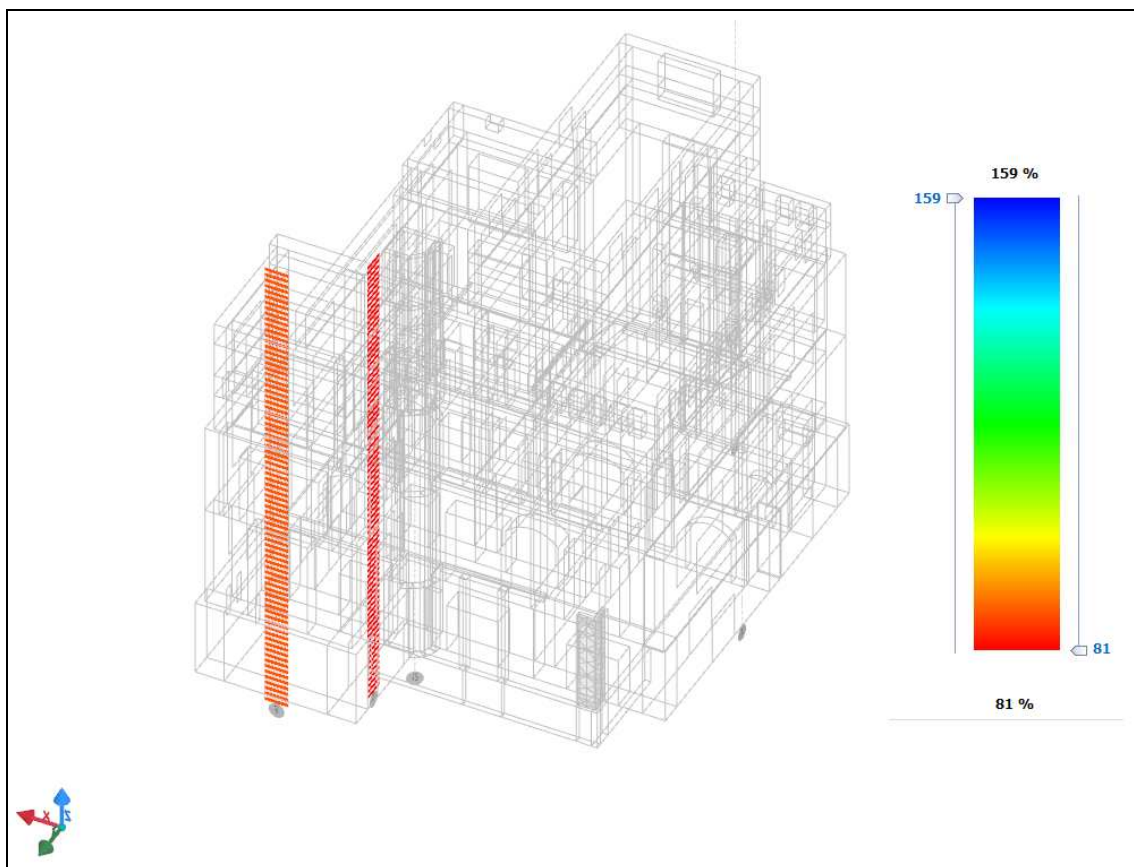
Dall'analisi sismica si sono rilevate le criticità principali nella sommità della torretta nell'angolo nord-ovest, come riportato nella seguente figura:



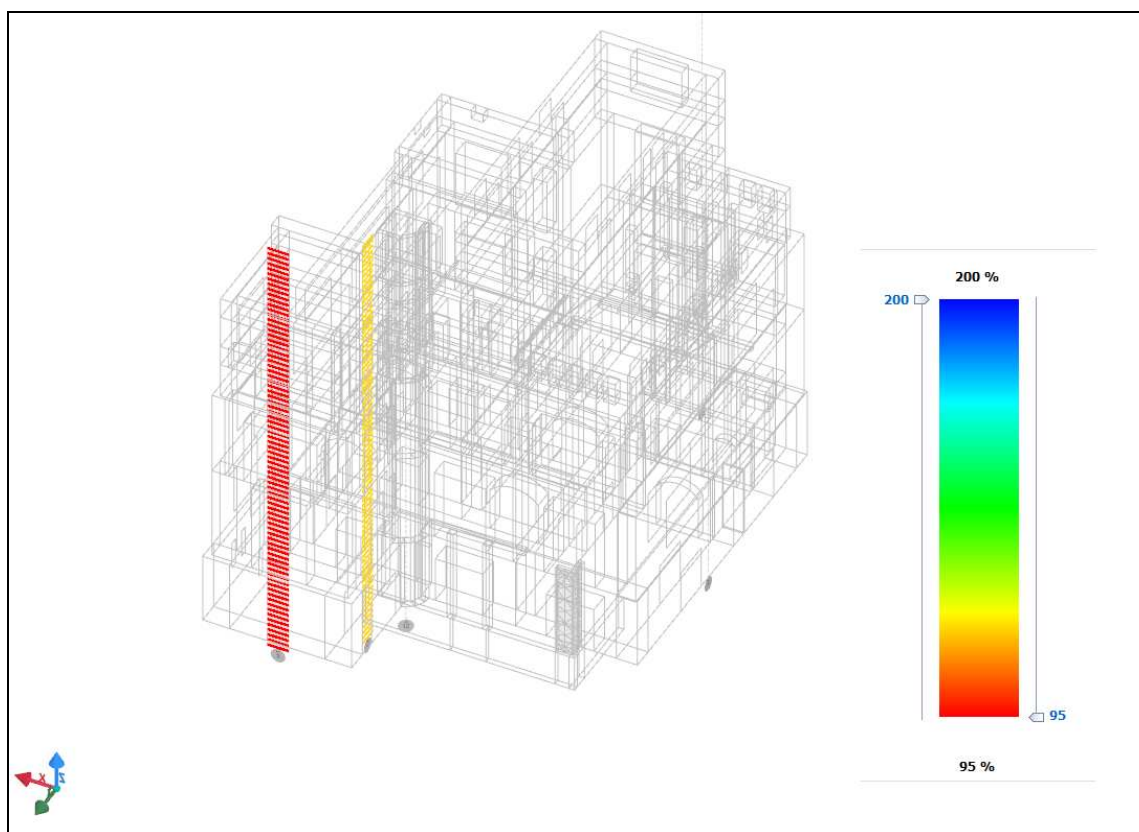
Accelerazioni di collasso (pressoflessione fuori piano) < 20% di quelle di normativa

La precedente figura mette in evidenza gli elementi con accelerazioni di collasso (per il meccanismo più gravoso) minori del 20% dell'azione di progetto ai sensi delle NTC vigenti. Si precisa a tal proposito che, essendo l'edificio esistente vincolato in quanto "bene culturale", non c'è un limite inferiore dell'accelerazione sismica sopportabile, tuttavia si è ritenuto il 20% è un valore abbastanza basso, tale da considerare "critiche" le strutture che non raggiungono tale livello di resistenza rispetto al sisma di progetto.

Per quanto riguarda i meccanismi locali si vede come, pur avendo dei valori di rapporto tra accelerazione di collasso e quella di progetto più alti (> 80%), i valori minori sono comunque concentrati sulle pareti della torretta:

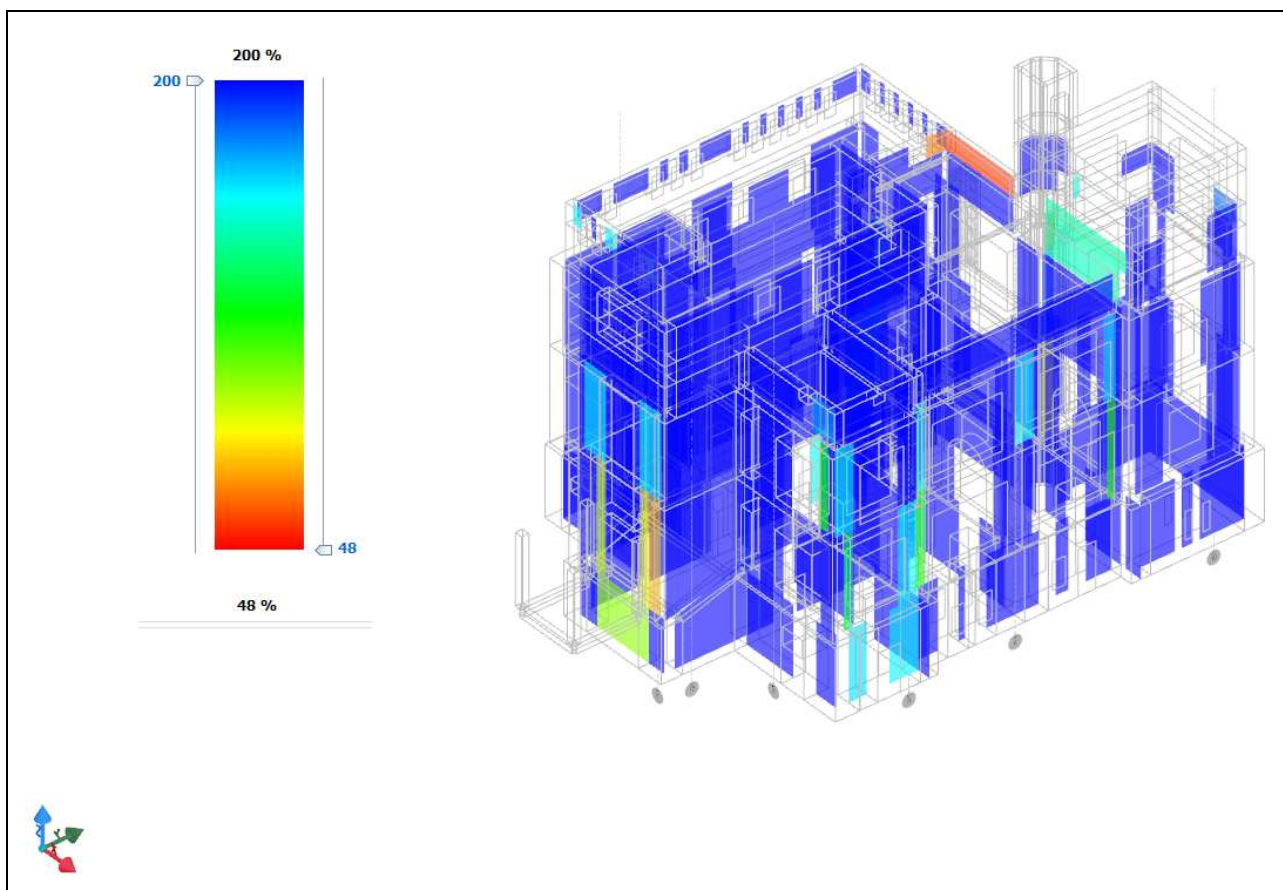


Accelerazioni di collasso per meccanismo locale di ribaltamento (SLV) > 81 %

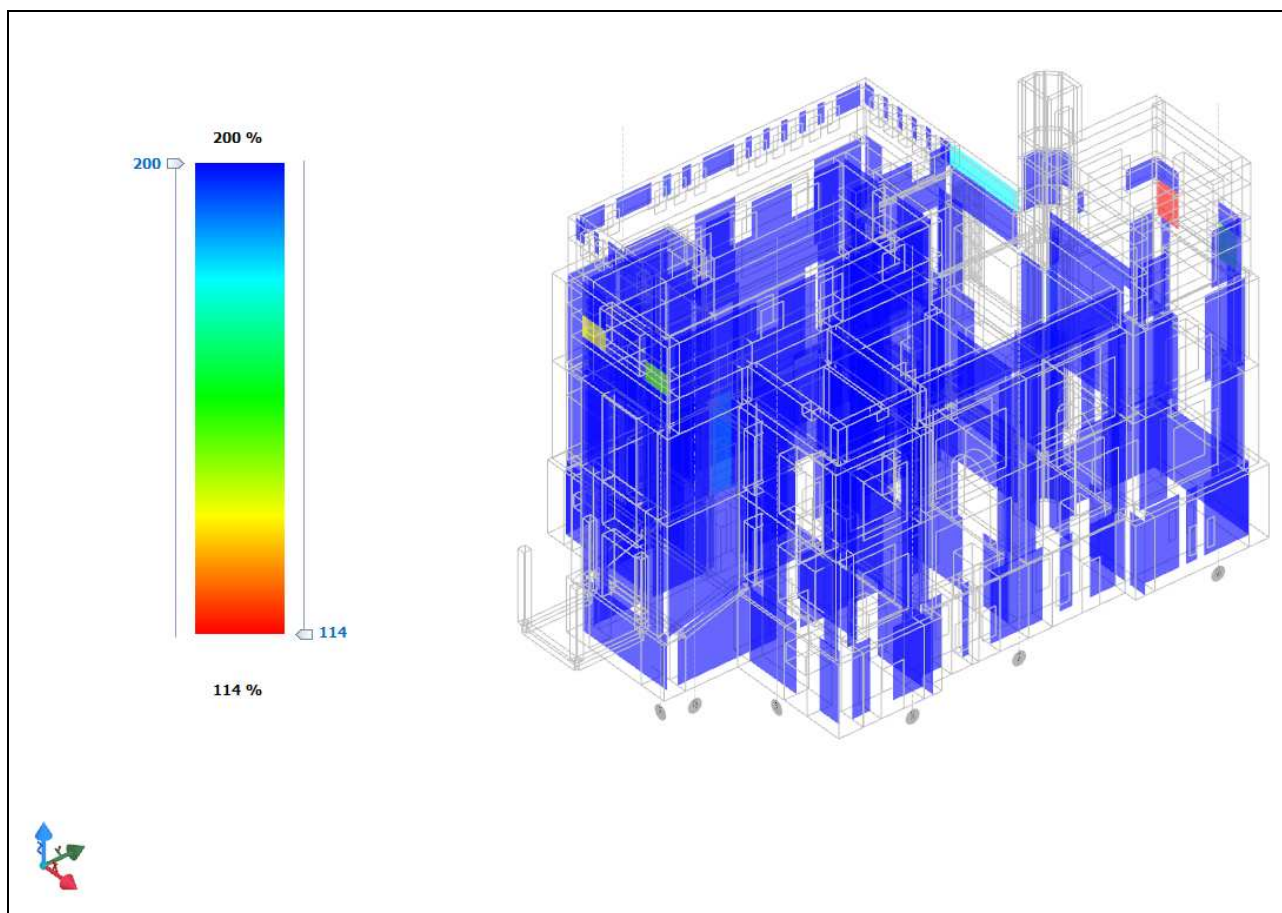


Accelerazioni di collasso per meccanismo locale di spanciamento (SLV) > 95%

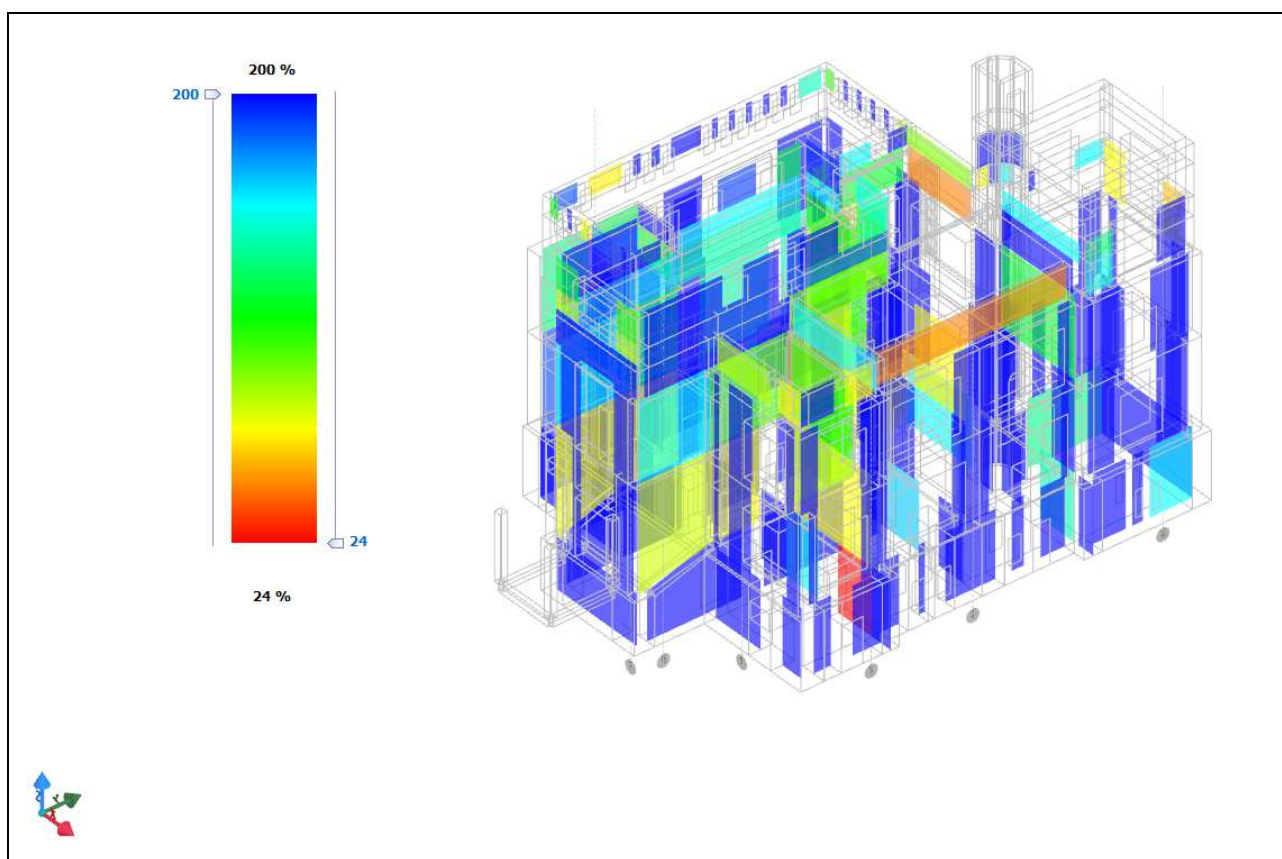
Escludendo le zone critiche della torretta, che quindi necessiteranno di interventi mirati si può constatare che il livello generale di sicurezza del resto dell'edificio è decisamente più alto, come dimostrato dalle seguenti figure:



Accelerazioni di collasso per pressoflessione fuori piano (ESCLUSA TORRETTA) > 48% NTC



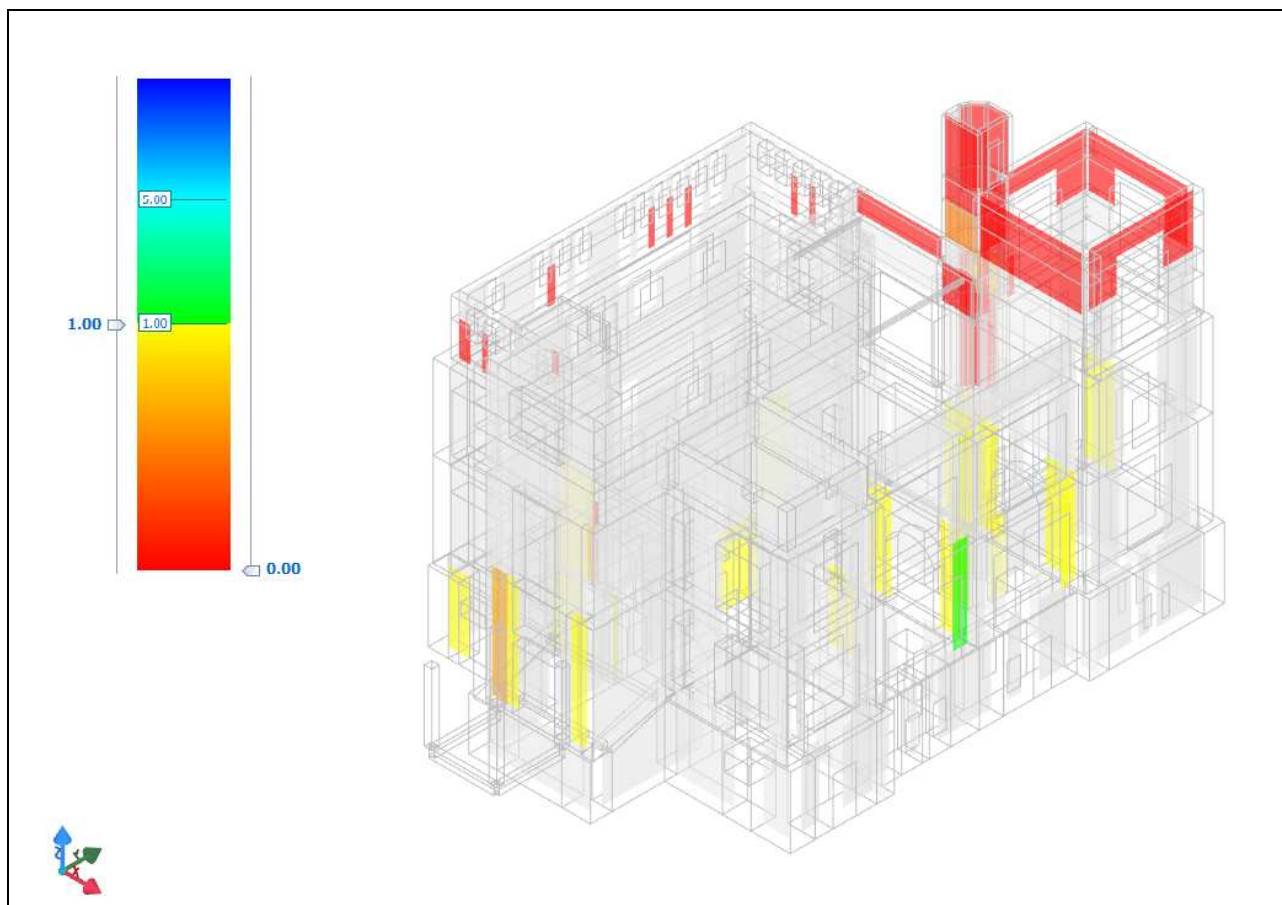
Accelerazioni di collasso per pressoflessione nel piano (ESCLUSA TORRETTA) >100% NTC



Accelerazioni di collasso per taglio (ESCLUSA TORRETTA) >24% NTC

Come si vede la minima accelerazione di collasso, per tutti i meccanismi è pari al 24% di quella di progetto. Peraltro tale valore minimo è molto localizzato: generalmente il valore minimo è superiore al 40%. Questo dimostra che la zona critica è quella sommitale della torretta.

Analizzando la struttura dal punto di vista statico si possono riscontrare le stesse criticità emerse in campo sismico:



Coefficienti di sicurezza < 1 in CONDIZIONE STATICA

Come si vede i coefficienti minori di 1, eccetto qualche zona localizzata, si presentano sostanzialmente nella zona della torretta, come visto per l'azione sismica.

Da quanto detto si può concludere che:

- l'**elemento critico principale** è rappresentato dalla **sommità della torretta**;
- le **criticità** della torretta sono già a **livello statico** e di conseguenza anche a livello **sismico**;
- dal punto di vista della vulnerabilità sismica, nel caso si escludesse la torretta, l'edificio presenta un **indice di rischio sismico** pre-interventi ai sensi delle NTC 17/01/2018 pari a:

$$\xi_{e_min_PRE} = 0,24$$

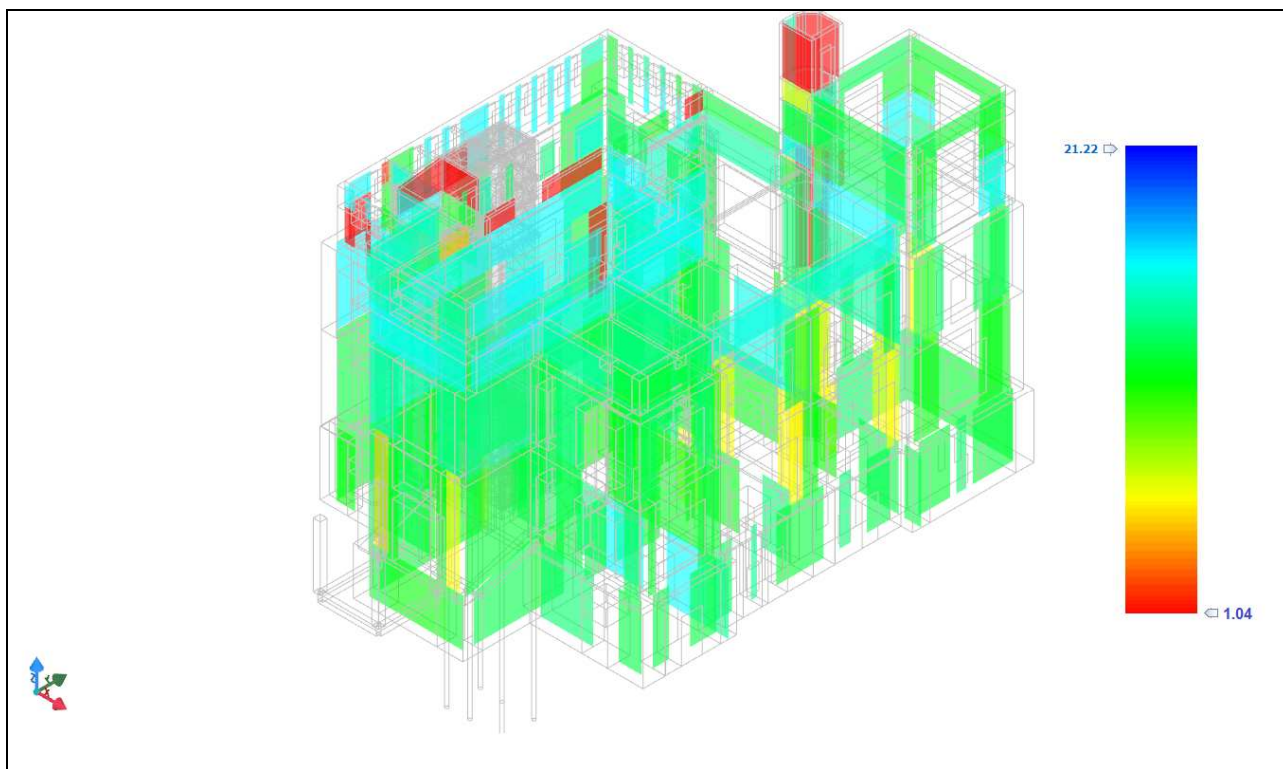
I vari interventi di consolidamento (pareti con intonaco armato e catene) sono quindi stati progettati al fine di portare il valore dell'indice di rischio sismico a 0,6, ovvero il livello concordato con il Committente, seppur non obbligatorio ai sensi delle normative vigenti, data la natura dell'edificio.

7.4.2. Modello stato di progetto

Nel modello

7.4.2.1. Verifiche murature sotto combinazioni statiche e sismiche: coefficienti di sicurezza a SLU

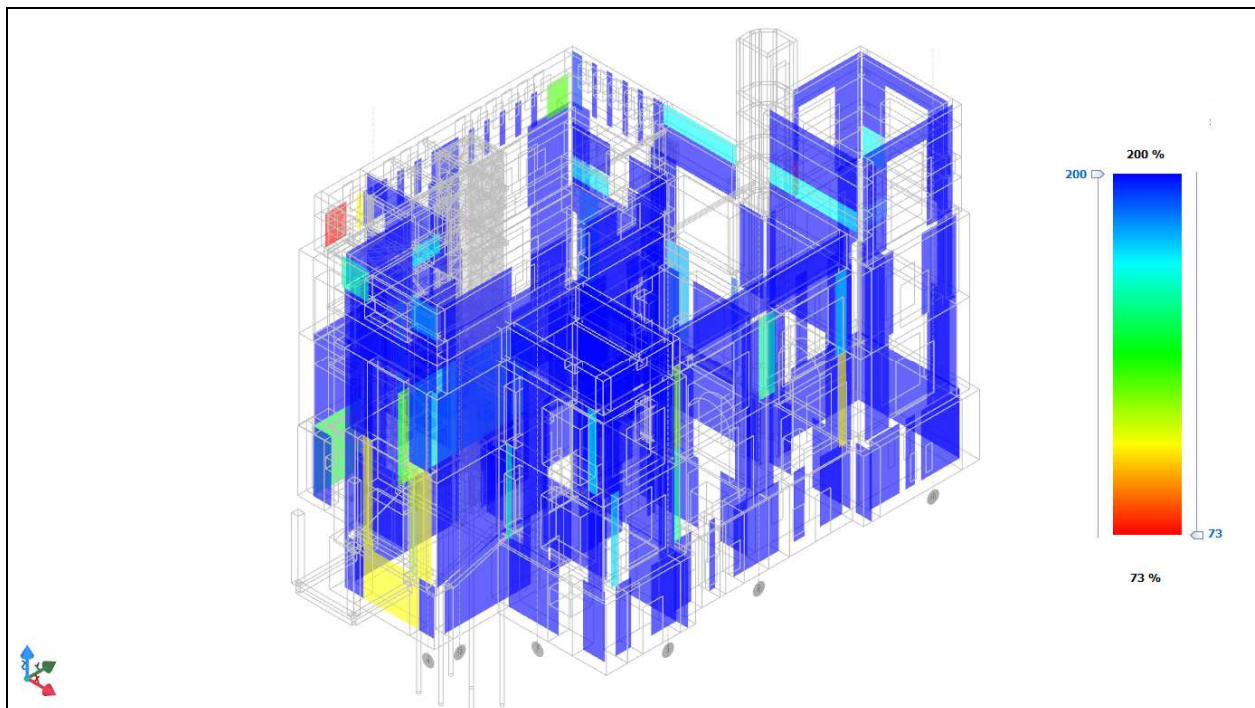
I seguenti coefficienti di sicurezza riguardano le verifiche a pressoflessione fuori dal piano dei maschi murari sotto le azioni di inviluppo statiche e sismiche.



Coefficiente di sicurezza minimo (SLU): 1,04

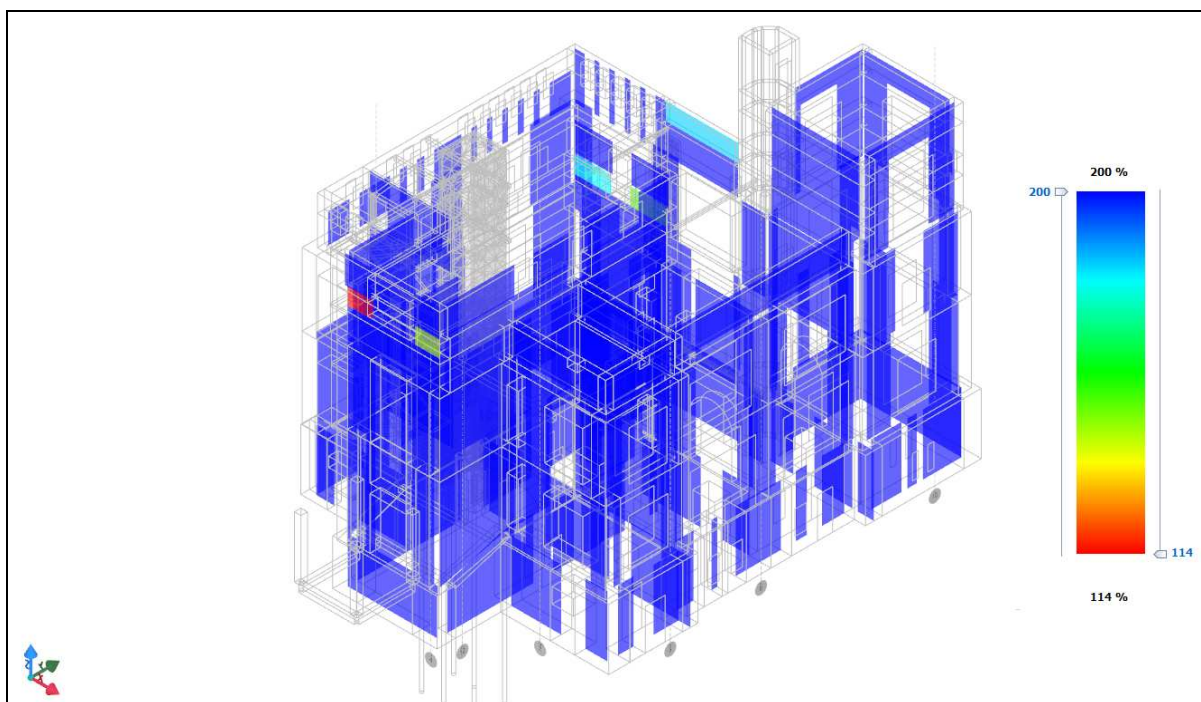
7.4.2.2. Calcolo accelerazioni di collasso (SLV)

Verifica murature a presso-flessione fuori dal piano maschi murari



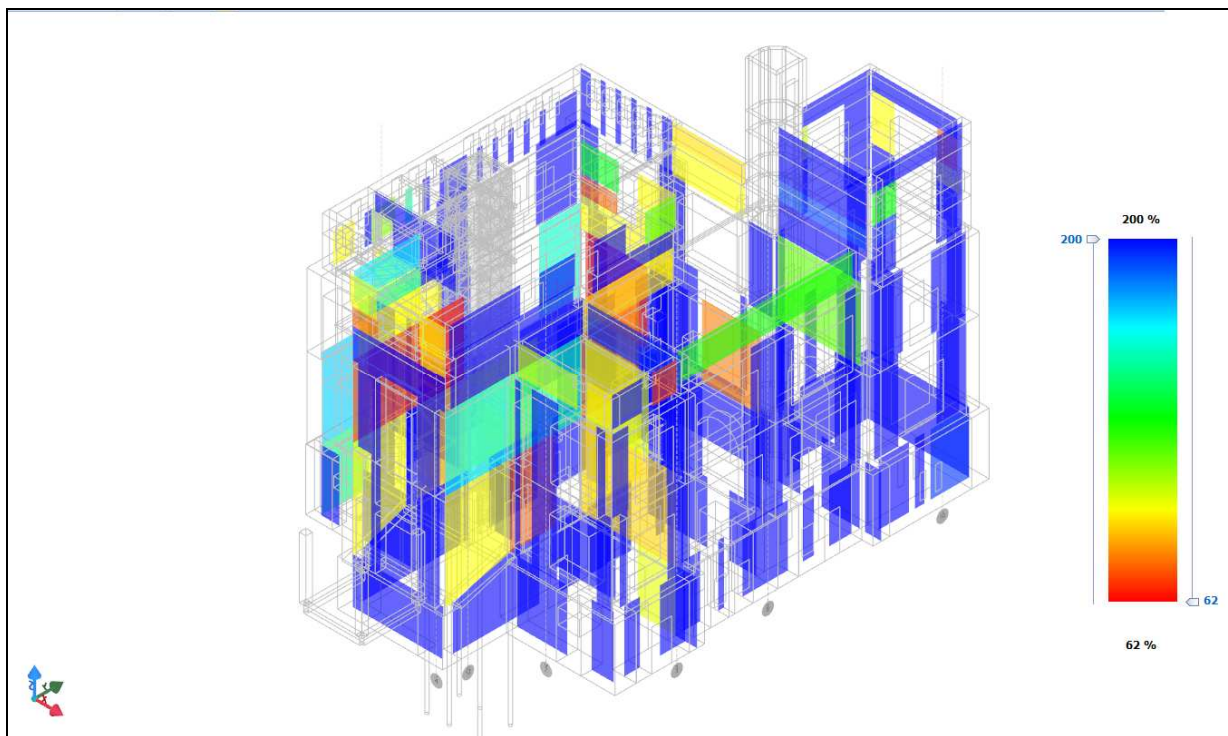
Accelerazione di collasso minima (SLV): 73% di quella di progetto (PGA)

Verifica a presso-flessione nel piano maschi murari



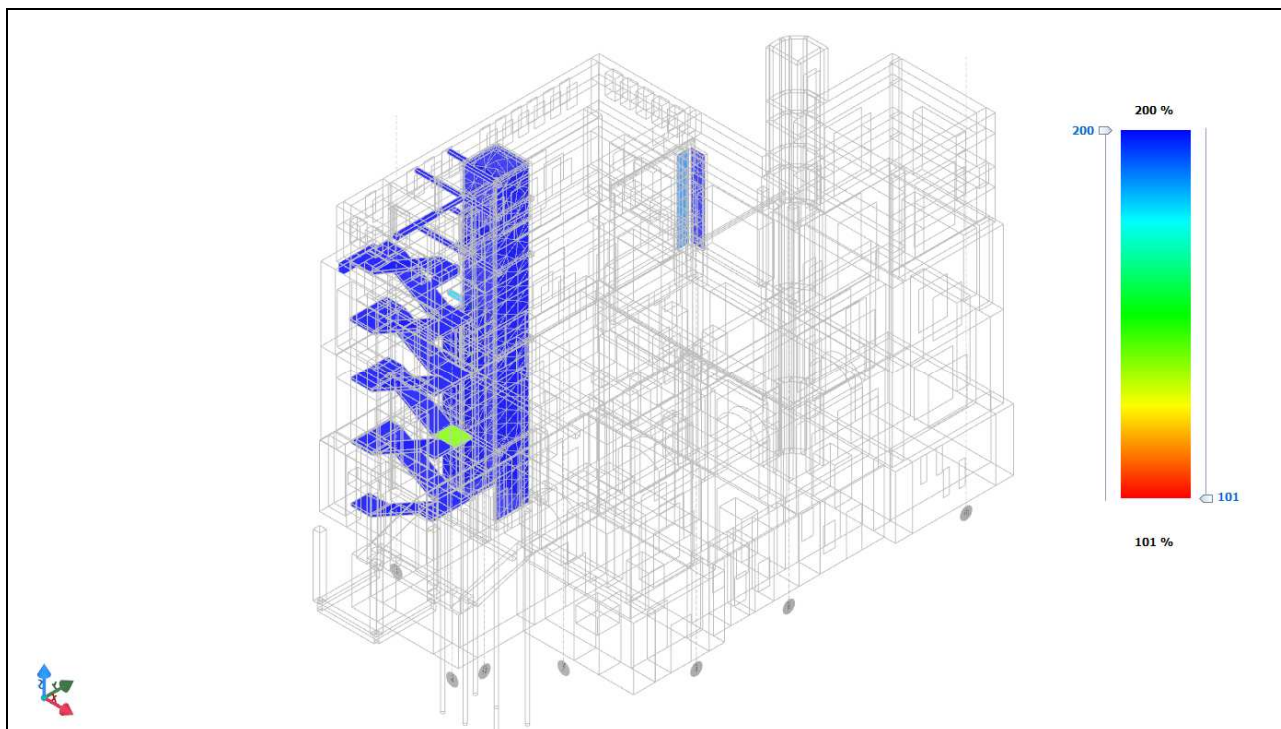
Accelerazione di collasso minima (SLV): 114% di quella di progetto (PGA)

Verifica a taglio maschi murari



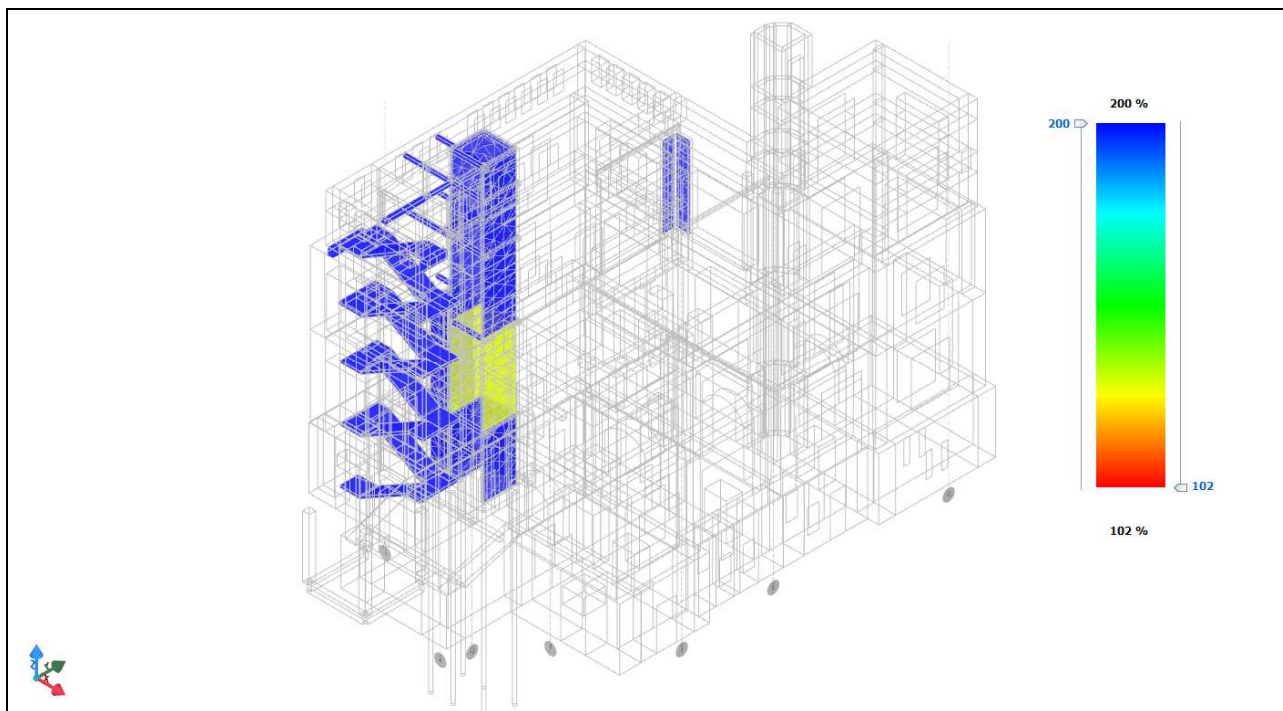
Accelerazione di collasso minima (SLV): 62% di quella di progetto (PGA)

Verifica a pressoflessione strutture in C.A.



Accelerazione di collasso minima (SLV): 101% di quella di progetto (PGA)

Verifica a taglio strutture in C.A.



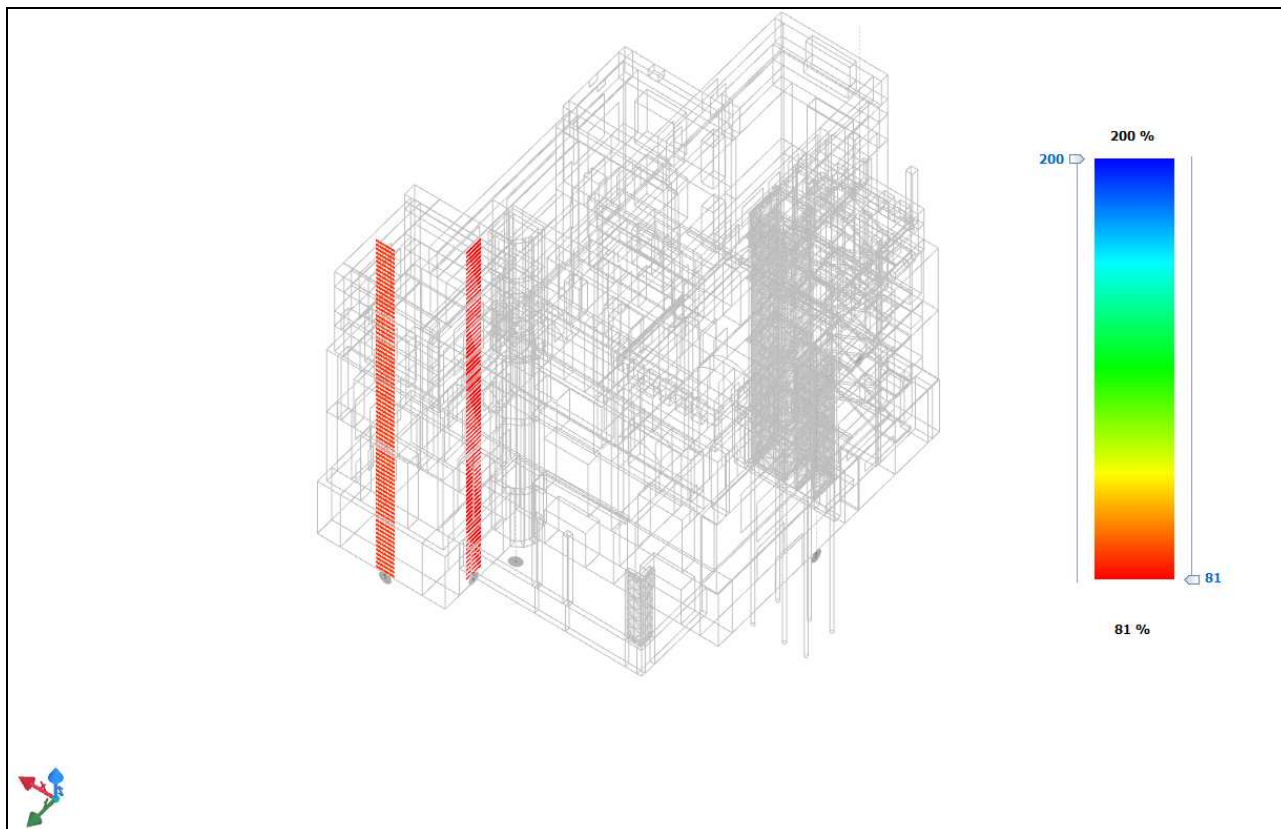
Accelerazione di collasso minima (SLV): 102% di quella di progetto (PGA)

7.4.2.3. Cinematismi locali facciate in muratura

I meccanismi locali di rottura significativi sono:

- Ribaltamento pareti;
- Spanciamento pareti

Le verifiche a spanciamento sono ampiamente verificate (si veda allegato B). Di seguito si riporta la sintesi dei coefficienti di sicurezza a SLV a ribaltamento.



Accelerazioni di collasso per meccanismo locale di ribaltamento (SLV) > 81%

7.4.2.4. Miglioramento sismico: indicatori di rischio sismico

Come riportato in precedenza, allo stato attuale (pre-interventi) il rapporto minimo (calcolato sia in termini di accelerazione di picco che di tempo di ritorno) tra l'azione sismica di collasso (a SLV) e quella di progetto ai sensi delle NTC (*indicatore di rischio sismico*) è:

$$\xi_{e_min_PRE} = < 0,20$$

A seguito del miglioramento (post-interventi) si ha:

$$\xi_{e_min_POST} = 0,62 > 0,6 \text{ (richiesto)} \Rightarrow \text{OK}$$

Inoltre **l'aumento del coefficiente ξ è ampiamente superiore al 10%**, come richiesto dalle NTC per un intervento di "miglioramento"

Nell'allegato C è riportata la "scheda di vulnerabilità sismica" ai sensi delle NTC 17/01/2018 dello stato di progetto e nell'allegato D la classificazione sismica ai sensi del 28/02/2017; e s.m.i).

7.4.2.5. Verifiche nuovi elementi in C.A.

Nell'allegato B sono riportate le verifiche, ai sensi delle NTC 17/01/2018, per:

- nuova scala in C.A.;
- nuovi setti vani ascensore e passavivande;
- platea di fondazione nuovi setti;
- pali di fondazione (sia verifiche strutturali che geotecniche);
- Travi in C.A.

8. Verifiche strutturali locali: solai

Nel presente capitolo si considerano:

- solai esistenti in legno;
- nuovi solai in C.A.

8.1. Solai in legno

I solai in legno sono stati oggetto di diverse prove di carico che, come riportato nel documento "*Relazione tecnica sullo stato di consistenza delle strutture del Castello*", hanno dimostrato che sono idonei ai carichi di progetto previsti.

8.2. Nuovi solai in C.A.

Si verificano i solai principali previsti in sostituzione dei tratti di solaio in legno demoliti nella zona occupata dai setti dei vani ascensore e passavivande. Si verifica in particolare il travetto tipo, con carichi e luce massima.

8.2.1. Caratteristiche, carichi, sollecitazioni

Caratteristiche

Tipologia: solaio in latero-cemento

$s_{tot} =$	0,20 m	spessore totale strutturale
$l_{n_max} =$	2,36 m	luce netta massima
$l_{c_max} =$	2,48 m	luce di calcolo massima
$i =$	0,5 m	interasse travetti

Carichi

Peso proprio

$Q_{pp} =$	2,50 kN/m ²	carico per unità di superficie
$q_{pp} =$	1,25 kN/m	carico lineare su singolo travetto

Permanenti aggiunti

Pavimento (pietra s=3cm)

$Q_{pav} =$	0,80 kN/m ²	carico pavimento
-------------	------------------------	------------------

Massetto

$s =$	0,055 m	spessore massetto
$Q_{mass} =$	1,32 kN/m ²	carico massetto

Intonaco

$s =$	0,015 m	spessore intonaco
$Q_{int} =$	0,36 kN/m ²	carico intonaco

Tramezzi

$Q_{tram} =$	1,00 kN/m ²	carico tramezzi
$Q_{perm} =$	3,48 kN/m ²	carico permanente totale (per unità di superficie)
$q_{perm} =$	1,74 kN/m	carico permanente su singolo travetto

Sovraccarichi variabili

$Q_{sovr} =$	4,00 kN/m ²	sovraccarico di esercizio (cat. C2 o C scale)
$q_{sovr} =$	2,00 kN/m	sovraccarico su singolo travetto

Sollecitazioni (singolo travetto)

Singoli valori caratteristici

$M_{pp} =$	0,96 kNm	momento massimo (mezzeria) - peso proprio
$V_{pp} =$	1,55 kN	taglio massimo (appoggi) - peso proprio
$M_{perm} =$	1,34 kNm	momento massimo (mezzeria) - permanenti
$V_{perm} =$	2,16 kN	taglio massimo (appoggi) - permanenti
$M_{sovr} =$	1,54 kNm	momento massimo (mezzeria) - sovraccarico
$V_{sovr} =$	2,48 kN	taglio massimo (appoggi) - sovraccarico

Coefficienti di combinazione

$\gamma_{G1} =$	1,3	coefficiente di combinazione SLU carichi permanenti strutturali
-----------------	-----	---

$\gamma_{G2} =$	1,5	coefficiente di combinazione SLU carichi permanenti non strutturali
$\gamma_q =$	1,5	coefficiente di combinazione SLU sovraccarichi variabili
$\psi_1 =$	0,7	coefficiente per combinazioni frequenti
$\psi_2 =$	0,6	coefficiente per combinazioni quasi permanenti

Combinazioni di verifica

SLU

$M_{SLU} =$	5,55 kNm	momento massimo a stato limite ultimo
$V_{SLU} =$	8,96 kN	taglio a stato limite ultimo

SLE

$M_{rara} =$	3,83 kNm	momento massimo - combinazione rara
$M_{fr} =$	3,37 kNm	momento massimo - combinazione frequente
$M_{qp} =$	3,22 kNm	momento massimo - combinazione quasi permanente

8.2.2. Verifiche travetto tipo

Poiché la sezione e l'armatura dei travetti sono costanti si verificano, ai sensi delle vigenti NTC le sezioni più sollecitate a flessione (mezzzeria) e taglio (appoggi).

8.2.2.1. Verifica a flessione

Si verificano le tensioni (SLE) e la sicurezza a rottura (SLU)

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE TRASVERSALE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

3 Trapezi elementari - 7 Parametri geometrici -
 Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1	50,0		
h2	4,0	b3	50,0
h4	0,0	b5	10,0
h6	16,0	b7	10,0

Descrizione dell'armatura normale

2 $\emptyset 10$ mm posizionati a 4,0 cm da intradosso

Area armatura normale = 157,1 (mm²) a 4,0 cm da intrad.

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Sezione di solo calcestruzzo

Distanza baricentro da intradosso = 13,6 (cm)
Area della sezione = 0,0360000(m²)
Momento d'inerzia baricentrico = 0,0001257(m⁴)
Modulo di Resistenza superiore = 0,0019503(m³)
Modulo di Resistenza inferiore = 0,0009272(m³)
Altezza della sezione = 20,0 (cm)
Braccio di leva interno = 13,7 (cm)

Sezione con armatura omogeneizzata

Distanza baricentro da intradosso = 13,0 (cm)
Area della sezione = 0,0381991(m²)
Momento d'inerzia baricentrico = 0,0001446(m⁴)
Modulo di Resistenza superiore = 0,0020675(m³)
Modulo di Resistenza inferiore = 0,0011119(m³)

VERIFICA TENSIONI

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1 - Rara

Momento = 3,8(KN.m)
Sforzo normale = 0,0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3,00(N/mm²) < 17,43 N/mm² (val. ass.)=> OK

Trazione massima nell'acciaio = 164,20(N/mm²) < 360 N/mm² => OK

Distanza asse neutro da lembo compresso = 3,4 (cm)
Braccio di leva interno = 14,9 (cm)

Condizione di carico 2 - Frequente

Momento = 3,4(KN.m)
Sforzo normale = 0,0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2,64(N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 144,48(N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 3,4 (cm)
Braccio di leva interno = 14,9 (cm)

Condizione di carico 3 - Quasi permanente

Momento = 3,2(KN.m)
Sforzo normale = 0,0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2,52(N/mm²) < 13,07 N/mm² (val. ass.)=> OK

Trazione massima nell'acciaio = 138,05(N/mm²)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 3,4 (cm)
Braccio di leva interno = 14,9 (cm)

METODO SEMIPROBABILISTICO - VERIFICA A ROTTURA

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000,0(N/mm²)
Modulo Elastico calcestruzzo = 33674,9(N/mm²)
Resistenza cubica del calcestruzzo: R_{ck} = 35,00(N/mm²)
Resistenza cubica iniziale (alla tesatura): R_{ckj} = 35,00(N/mm²)
Soglia di snervamento acciaio normale: F_{yk} = 450,00(N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo a flessione = 0,3500 %
Accorciamento ultimo a compress. = 0,2000 %
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Bilineare
Allungamento ultimo acciaio normale = 1,000 %
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo : $\gamma_c = 1,600$
Coefficiente di sicurezza acciaio : $\gamma_s = 1,150$
Termine di lunga durata : $F_1 = 0,850$
Rapporto R_{cyl}/R_{cubo} : $F_2 = 0,830$
Resistenza di progetto calcestruzzo : $F_1 \cdot F_2 \cdot R_{cubo} / \gamma_c = 0,44 R_{cubo}$
Resistenza di progetto dell'acciaio : $F_{sd} = F_{yk} / \gamma_s = 0,87 F_{yk}$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 15,43 (N/mm²)
Acciaio normale = 391,30 (N/mm²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto M_d = 5,6 (KN.m)
Sforzo di Progetto N_d = 0,0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 1,7 (cm)
Momento di Rottura M_r = 9,5 (KN.m)
Sforzo di Rottura N_r = -0,1 (KN)
Rottura nel Dominio 2
Rapporto $M_r/M_d = 1,707 > 1 \Rightarrow OK$

Le tensioni sono entro i limiti previsti dalla normativa. Dato il valore delle tensioni (< 160 MPa nelle combinazioni frequente e quasi permanente) le verifiche a fessurazione risultano soddisfatte.

8.2.2.2. Verifica a taglio

Verifica a taglio (singolo travetto)

$R_{ck} = 35$ MPa resistenza cubica equivalente calcestruzzo
 $V_{ed_u} = 8,96$ kN taglio unitario a nervatura
 $h = 0,20$ m altezza totale
 $d = 0,17$ m altezza utile
 $b_w = 0,10$ m spessore nervatura
 $f_{ck} = 29,05$ MPa resistenza cilindrica equivalente calcestruzzo
 $\gamma_c = 1,5$
 $k = 2,10$
 $v_{min} = 0,57$ MN

Armatura tesa

$n = 2$ numero barre
 $\phi = 10$ mm diametro

$$A = 157 \text{ mm}^2$$
$$\rho = 0,010$$

$$V_{rd} = 12,58 \text{ kN} \quad \text{resistenza a taglio} > V_{ed_u} \Rightarrow \text{OK}$$

9. Verifiche di resistenza al fuoco

9.1. Premessa

L'attuale destinazione d'uso è di "civile abitazione", quindi attività non soggetta al controllo da parte dei Vigili del Fuoco. A seguito degli interventi di riqualificazione, la destinazione d'uso finale sarà classificabile come "attività ricettiva", con **meno di 25 posti letto**. Questa destinazione **non** è soggetta a controllo dei Vigili del Fuoco, tuttavia, come previsto dal D.M. 09/04/1994, è necessario che tutte le **strutture portanti** abbiano una **resistenza minima R30**.

Di seguito quindi si analizzeranno sinteticamente le strutture principali, per verificarne l'idoneità. Si precisa a tal proposito che, essendo l'edificio vincolato dalla Soprintendenza, qualora fossero presenti strutture che non soddisfano i requisiti minimi potranno essere apportate delle misure di "gestione del rischio" se gli interventi di adeguamento risultassero incompatibili con il principio di conservazione per motivi storico-artistici.

9.2. Analisi strutture principali

Le strutture portanti principali sono costituite da:

- strutture verticali: murature portanti;
- strutture orizzontali o sub-orizzontali:
 - volte in muratura;
 - solai;

9.2.1. Murature portanti e volte in muratura

Sia le murature che le volte hanno una consistenza tale da essere considerate idonee a resistere per almeno 30 minuti all'incendio (metodi tabellari D.M. 16/02/2007).

9.2.2. Solai

Per quanto riguarda i solai, si hanno più tipologie: nella maggioranza dei casi sono in struttura lignea, mentre quelli che sostengono i terrazzi sono metallici. I solai metallici non presentano problematiche particolari in quanto le strutture principali sono a vista nel sottotetto, per cui possono essere, se necessario, con appositi sistemi di protezione (vernici intumescenti). Di seguito si analizzano i solai in legno, che, essendo di particolare pregio, non possono essere sottoposti a sistemi di protezione diretti, ma eventualmente mediante la gestione del rischio.

9.2.2.1. Solai in legno

I solai in legno sono costituiti da:

- pavimento;
- tavolato;
- struttura portante principale: travi;
- controsoffitto;

La struttura portante principale è simile per tutti i solai ed è costituita da travi in legno e ha mediamente le seguenti caratteristiche:

- sezione media: 25x25 cm;
- interasse medio: 60 cm;
- luce (netta) massima: 5,5 m;

I controsoffitti sono realizzati con tipologie diverse a seconda del locale:

- in incanniccio con listelli di legno intonacato;
- In cartongesso pendinato;
- a cassettoni in legno.

9.2.2.2. Struttura principale

Si verificano le travi sottoposte all'azione dell'incendio. Non sono note con certezza le caratteristiche del legno che costituisce le travi, tuttavia, da alcuni sondaggi effettuati mediante la perforazione superficiale delle travi,

si è potuto constatare che sono realizzate con legno massiccio piuttosto compatto (si ipotizza legno di castagno, essenza molto presente in zona).

Si svolge la verifica secondo il procedimento previsto dalla norma UNI 9504 ovvero:

- definizione della “velocità di carbonizzazione”;
- definizione delle superfici esposte;
- Noto il tempo di esposizione di riferimento (in questo caso 30 minuti) si determina la sezione residua;
- definizione delle azioni di calcolo;
- verifica ai sensi della sezione residua (ovvero la porzione non intaccata dalla carbonizzazione);

Per quanto riguarda gli ultimi due punti si procede con le condizioni e combinazioni di carico e con i metodi di verifica previsti dalle vigenti NTC (D.M. 17/01/2018).

In base alle indagini speditive descritte, dalla norma UNI 9504 si assumono le seguenti caratteristiche:

Tipologia: legno massiccio (ipotizzato di castagno)

$f_{m,k}$ =	16,00 MPa	resistenza a flessione
$f_{t0,k}$ =	10,00 MPa	trazione parallela
$f_{t90,k}$ =	0,30 MPa	trazione parallela
$f_{c0,k}$ =	15 MPa	compressione parallela
$f_{c90,k}$ =	5,50 MPa	compressione parallela
$f_{v,k}$ =	1,50 MPa	resistenza a taglio
E =	8000,00 MPa	modulo elastico flessionale
G =	500,00 MPa	modulo elastico tangenziale
v_{car} =	0,90 mm/min	velocità di penetrazione della carbonizzazione

Poiché la struttura è simile per tutti i solai, si verificano le tipologie rappresentative in funzione dei carichi.

Fatta eccezione per il solaio del pianerottolo al piano primo, posto sopra della hall (locale 17), che presenta un sovraccarico di 4,00 kN/m² (scale e aree comuni), tutti gli altri solai in legno presentano un carico ordinario di 2,00 kN/m².

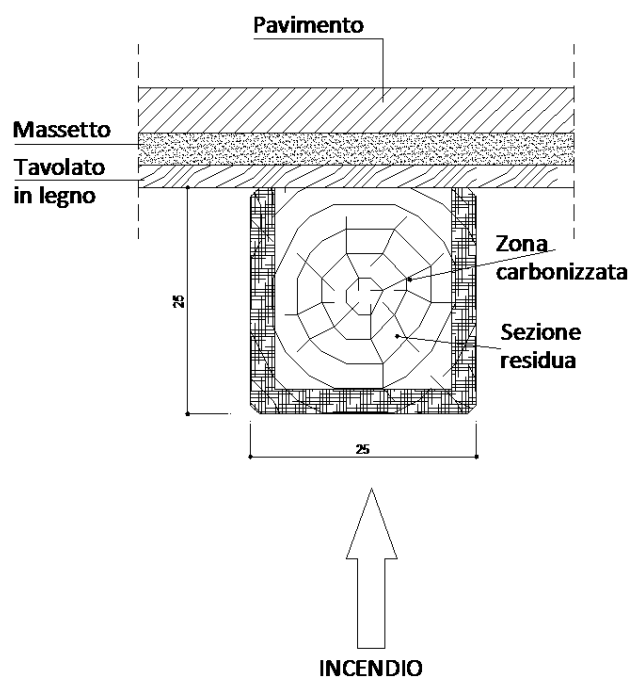
Si verificano quindi le seguenti tipologie:

- solaio ordinario:
 - sovraccarico: 2,00 kN/m²;
 - luce netta massima: 5,50 m;

—solaio sulla hall:

- sovraccarico: 4,00 kN/m²;
- luce netta massima: 5,38 m;

Per la verifica della sezione residua si ipotizza che la carbonizzazione avvenga su tre lati esposti al fuoco, escludendo quindi il lato superiore:



Si precisa che l'ipotesi è cautelativa in quanto la presenza del controsoffitto, la cui stabilità sarà valutata di seguito, ritarda sicuramente la carbonizzazione della struttura principale.

Solaio ordinario

Caratteristiche geometriche

$l_{nt} =$	5,50 m	luce netta massima travi
$l_{ct} =$	5,78 m	luce di calcolo travi
$i =$	0,60 m	interasse travi (valore medio)
$h =$	0,25 m	altezza
$b =$	0,25 m	base

Caratteristiche meccaniche legno (UNI 9504)

Tipologia: legno massiccio (ipotizzato di castagno)

$f_{m,k} =$	16,00 MPa	resistenza a flessione
-------------	-----------	------------------------

$f_{t0,k}$ =	10,00 MPa	trazione parallela
$f_{t90,k}$ =	0,30 MPa	trazione parallela
$f_{c0,k}$ =	15 MPa	compressione parallela
$f_{c90,k}$ =	5,50 MPa	compressione parallela
$f_{v,k}$ =	1,50 MPa	resistenza a taglio
E =	8000,00 MPa	modulo elastico flessionale
G =	500,00 MPa	modulo elastico tangenziale
v_{car} =	0,90 mm/min	velocità di penetrazione della carbonizzazione

Carichi

Q_{pp} =	0,60 kN/m ²	carico di peso proprio travi (equivalente per unità di superficie)
Q_{perm} =	3,50 kN/m ²	carico permanente aggiunto (tavolato+massetto+pavimentazione+sovr. Permanenti)
Q_{acc} =	2,00 kN/m ²	sovraccarico di esercizio (cat. A scale o C2)

Sollecitazioni trave principale

Carichi lineari su trave

q_{pp} =	0,36 kN/m	carico di peso proprio travi (equivalente per unità di superficie)
q_{perm} =	2,10 kN/m	carico permanente aggiunto
q_{acc} =	1,20 kN/m	sovraccarico di esercizio (cat. A scale o C2)

Singoli valori caratteristici

M_{pp} =	1,50 kNm	momento massimo (mezzeria) peso proprio
M_{perm} =	8,75 kNm	momento massimo (mezzeria) carichi permanenti
M_{acc} =	5,00 kNm	momento massimo (mezzeria) sovraccarichi di esercizio
V_{pp} =	0,52 kN	taglio massimo (appoggio) peso proprio
V_{pp} =	3,03 kN	taglio massimo (appoggio) carichi permanenti
V_{pp} =	1,73 kN	taglio massimo (appoggio) sovraccarichi di esercizio

Combinazione ECCEZIONALE (incendio: DM 17/01/2018)

Coefficienti di combinazione

γ_{G1} =	1	coefficiente di combinazione SLU carichi permanenti strutturali
γ_{G2} =	1	coefficiente di combinazione SLU carichi permanenti non strutturali
γ_q =	1	coefficiente di combinazione SLU sovraccarichi variabili
ψ_2 =	0,6	coefficiente di contemporaneità azione variabile - combinazione eccezionale

$M_{ECC} = 13,26 \text{ kNm}$ momento massimo
 $V_{ECC} = 4,59 \text{ kN}$ taglio massimo

Verifica in fase di incendio (DM 17/01/2018)

$T_{inc} = 30 \text{ min}$ tempo di esposizione massimo all'incendio
 $s_{carb} = 27 \text{ mm}$ spessore carbonizzato - non reagente

Caratteristiche geometriche sezione RESIDUA

$h_{res} = 0,22 \text{ m}$ altezza residua
 $b_{res} = 0,20 \text{ m}$ base residua
 $A = 0,04 \text{ m}^2$ area
 $J = 1,81E-04 \text{ m}^4$ momento d'inerzia
 $W = 1,62E-03 \text{ m}^3$ modulo di resistenza

Classe di servizio: 1

$k_{mod} = 0,9$ coefficiente riduzione resistenze (carichi di breve durata)

Verifica a flessione combinazione ECCEZIONALE

$M_{ECC} = 13,26 \text{ kNm}$ momento
 $\sigma_{ECC} = 8,16 \text{ MPa}$ tensione massima a flessione
 $f_{mk} = 16,00 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica a flessione
 $k_{mod} = 0,9$ coefficiente riduzione resistenze
 $\gamma_M = 1,5$ coefficiente di sicurezza materiale
 $f_{md} = 9,60 \text{ MPa}$ resistenza di progetto a flessione $> \sigma_{ECC} \Rightarrow \text{OK}$

Verifica a taglio combinazione ECCEZIONALE

$V_{ECC} = 4,59 \text{ kN}$ momento
 $S = 1,22E-03 \text{ m}^3$ momento statico mezzeria
 $\tau_{max} = 0,16 \text{ MPa}$ tensione tangenziale massima
 $f_{vk} = 1,50 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica a taglio
 $k_{mod} = 0,9$ coefficiente riduzione resistenze
 $\gamma_M = 1,5$ coefficiente di sicurezza materiale (legno massiccio)
 $f_{vd} = 0,90 \text{ MPa}$ resistenza di progetto a taglio $> \tau_{maxECC} \Rightarrow \text{OK}$

Solaio sulla hall (massimo carico)

Caratteristiche geometriche

$l_{nt} =$	5,38 m	luce netta massima travi
$l_{ct} =$	5,65 m	luce di calcolo travi
$i =$	0,60 m	interasse travi (valore medio)
$h =$	0,25 m	altezza
$b =$	0,25 m	base

Caratteristiche meccaniche legno (UNI 9504)

Tipologia: legno massiccio (ipotizzato di castagno)

$f_{m,k} =$	16,00 MPa	resistenza a flessione
$f_{t0,k} =$	10,00 MPa	trazione parallela
$f_{t90,k} =$	0,30 MPa	trazione parallela
$f_{c0,k} =$	15 MPa	compressione parallela
$f_{c90,k} =$	5,50 MPa	compressione parallela
$f_{v,k} =$	1,50 MPa	resistenza a taglio
$E =$	8000,00 MPa	modulo elastico flessionale
$G =$	500,00 MPa	modulo elastico tangenziale

$v_{car} =$ 0,90 mm/min velocità di penetrazione della carbonizzazione

Carichi

$Q_{pp} =$	0,60 kN/m ²	carico di peso proprio travi (equivalente per unità di superficie)
$Q_{perm} =$	3,50 kN/m ²	carico permanente aggiunto (tavolato+massetto+pavimentazione+sovr. Permanenti)
$Q_{acc} =$	4,00 kN/m ²	sovraccarico di esercizio (cat. A scale o C2)

Sollecitazioni trave principale

Carichi lineari su trave

$q_{pp} =$	0,36 kN/m	carico di peso proprio travi (equivalente per unità di superficie)
$q_{perm} =$	2,10 kN/m	carico permanente aggiunto
$q_{acc} =$	2,40 kN/m	sovraccarico di esercizio (cat. A scale o C2)

Singoli valori caratteristici

$M_{pp} =$	1,44 kNm	momento massimo (mezzeria) peso proprio
$M_{perm} =$	8,38 kNm	momento massimo (mezzeria) carichi permanenti
$M_{acc} =$	9,57 kNm	momento massimo (mezzeria) sovraccarichi di esercizio

$V_{pp} =$	0,51 kN	taglio massimo (appoggio) peso proprio
$V_{pp} =$	2,97 kN	taglio massimo (appoggio) carichi permanenti

$V_{pp} =$ 3,39 kN taglio massimo (appoggio) sovraccarichi di esercizio

Combinazione ECCEZIONALE (incendio: DM 17/01/2018)

Coefficienti di combinazione

$\gamma_{G1} =$ 1 coefficiente di combinazione SLU carichi permanenti strutturali

$\gamma_{G2} =$ 1 coefficiente di combinazione SLU carichi permanenti non strutturali

$\gamma_q =$ 1 coefficiente di combinazione SLU sovraccarichi variabili

$\psi_2 =$ 0,6 coefficiente di contemporaneità azione variabile - combinazione eccezionale

$M_{ECC} =$ 15,56 kNm momento massimo

$V_{ECC} =$ 5,51 kN taglio massimo

Verifica in fase di incendio (DM 17/01/2018)

$T_{inc} =$ 30 min tempo di esposizione massimo all'incendio

$s_{carb} =$ 27 mm spessore carbonizzato - non reagente

Caratteristiche geometriche sezione RESIDUA

$h_{res} =$ 0,22 m altezza residua

$b_{res} =$ 0,20 m base residua

$A =$ 0,04 m² area

$J =$ 1,81E-04 m⁴ momento d'inerzia

$W =$ 1,62E-03 m³ modulo di resistenza

Classe di servizio: 1

$k_{mod} =$ 0,9 coefficiente riduzione resistenze (carichi di breve durata)

Verifica a flessione combinazione ECCEZIONALE

$M_{ECC} =$ 15,56 kNm momento

$\sigma_{ECC} =$ 9,58 MPa tensione massima a flessione

$f_{mk} =$ 16,00 MPa resistenza caratteristica a flessione

$k_{mod} =$ 0,9 coefficiente riduzione resistenze

$\gamma_M =$ 1,5 coefficiente di sicurezza materiale

$f_{md} =$ 9,60 MPa resistenza di progetto a flessione > $\sigma_{ECC} \Rightarrow$ OK

Verifica a taglio combinazione ECCEZIONALE

$V_{ECC} =$ 5,51 kN momento

$S =$	1,22E-03 m ³	momento statico mezzeria
$\tau_{\max} =$	0,19 MPa	tensione tangenziale massima
$f_{vk} =$	1,50 MPa	resistenza caratteristica a taglio
$k_{\text{mod}} =$	0,9	coefficiente riduzione resistenze
$\gamma_M =$	1,5	coefficiente di sicurezza materiale (legno massiccio)
$f_{vd} =$	0,90 MPa	resistenza di progetto a taglio $\tau_{\max\text{ECC}} \Rightarrow \text{OK}$

9.2.2.3. Controsoffitti

I controsoffitti sono strutture secondarie che non influiscono sulla capacità portante dei solai, tuttavia è necessario valutare la loro stabilità nei confronti dell'incendio, in modo che non arrechino danni alle persone durante l'evacuazione di emergenza. **Per definire l'idoneità dei controsoffitti dei solai si rimanda alle analisi dello specialista antincendio.**

Essendo l'edificio vincolato, non è possibile prevedere protezioni dirette (pitture intumescenti, pannelli di protezione ecc.): qualora si prefigurasse una criticità di questi elementi sarà necessario, come previsto dal D.M. n°562 del 20/05/1992, attuare delle misure gestionali per la "gestione del rischio".

9.3. Conclusioni verifiche di resistenza al fuoco

Come si evince dai punti precedenti **tutte le strutture principali risultano idonee**. Per quanto riguarda in particolare i solai in legno, particolarmente vulnerabili, la struttura principale dei solai ordinari, anche con ipotesi conservative (trascurato il contributo del controsoffitto) risulta ampiamente verificata dopo 30 minuti dall'inizio dell'incendio; per il solaio sulla hall le verifiche sono ugualmente soddisfatte, anche se con margini ridotti.

Per quanto riguarda le strutture secondarie si rimanda alle analisi dello specialista antincendio, per la valutazione della sicurezza e l'eventuale predisposizione di misure per la gestione del rischio.