



Regione Piemonte
Città Metropolitana di Torino

F

Comune di
BUSSOLENO

**LAVORI DI ADEGUAMENTO
STRUTTURALE, EFFICIENTAMENTO
ENERGETICO E MANUTENZIONE
STRAORDINARIA DELLA SCUOLA
PRIMARIA "EX MASCHILI"**

Doc RT ST	<i>PROGETTO ESECUTIVO</i>
SCALA: -	
DATA: 02/2020	RELAZIONE TECNICO SPECIALISTICA STRUTTURE
COMM: AS1911	
REV. _____	

FILE: _____	

Progetto:



Studio Tecnico Associato

Arch. A. Vergnano - Ing. A. Camelliti - Arch. A. Di Gregorio - Arch. S. Arena

Corso Peschiera 136, 10138 Torino

Tel 011 0361986 Fax 011 0361987 e-mail studio.as32@gmail.com

Ing. Paolo Perrone

Dott. Mirco Rosso

Responsabile Unico del Procedimento: **Geom. Luca Vottero**

INDICE

1. Oggetto.....	2
2. Descrizione generale dell'edificio e dell'intervento.....	2
3. Strutture esistenti.....	5
4. Normativa, caratterizzazione dei materiali esistenti ed azioni di progetto	9
5. Progetto di adeguamento.....	19
6. Verifiche	21
7. Combinazioni di carico	22
8. Analisi effettuate e fattore di struttura di progetto.....	24

1. Oggetto

La presente relazione tecnica è relativa all'intervento di adeguamento sismico, con riferimento al D.M. 17.01.2018 Cap. 8 e Circolare C.S.LL.PP. n. 7 del 21.01.2019, dell'edificio sito in piazza Cavour n. 2 a Bussoleno (TO).

2. Descrizione generale dell'edificio e dell'intervento

2.1 Descrizione dell'edificio

L'edificio è attualmente utilizzato e ospita la scuola primaria, è situato nel territorio comunale di Bussoleno (TO) il un leggero rilievo su cui sorge il nucleo abitativo centrale della cittadina, di fianco all'edificio comunale.



Immagine aerea Google Earth

La georeferenziazione ha permesso di desumere le seguenti coordinate geografiche del sito e quelle del reticolo di riferimento



Località

Comune

Zona sism.

Latitudine

Longitudine

L'edificio sviluppa in un'area posta nella centrale del paese ad una quota s.l.m. di circa 440 m, non risulta isolato in quanto elemento di testata di un aggregato edilizio. Si sviluppa per due piani fuori terra e un piano interrato nel quale sono presenti alcuni locali in dismissione, non utilizzati.

La struttura portante è costituita da:

- elementi verticali in muratura di vario genere (pietra a conci sbozzati nel piano interrato, laterizio e pietrame e laterizio pieno ai piani superiori);
- solai interamente costituiti da volte a padiglione (aule) e volte a botte (corridoi);
- struttura di copertura con orditura in legno massiccio e lose di pietra;
- tramezze divisorie in laterizio forato (solo a divisione dei servizi igienici);

L'edificio è stato realizzato in unica soluzione. Non vi sono discontinuità temporali né giunti strutturali.

2.2 Condizioni d'uso e livello di sicurezza della costruzione

Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, può essere usata per lo scopo per la quale è stata progettata.

La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella seguente tabella:

TIPO DI COSTRUZIONE		VITA NOMINALE
1	Opere provvisorie, strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie e opere infrastrutturali normali	≥ 50
3	Grandi opere e opere infrastrutturali di importanza strategica	≥ 100

La vita nominale è stabilita, in accordo con il Committente, in funzione delle caratteristiche dell'opera e della destinazione d'uso della medesima.

Nel caso in esame si assumono i parametri conseguenti alla destinazione d'uso:

Tipologia: Opera di tipo rilevante (edificio scolastico)
 Vita nominale V_N (anni) 50
(L'edificio in questione fu completato nel 1907 con delibera comunale del 1904)

Classi d'uso

Le costruzioni sono suddivise in classi d'uso con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso dovute agli effetti dell'azione sismica.

Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III	Costruzioni 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 le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n° 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C se appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per la costruzione in esame si assume classe d'uso III

Periodo di riferimento dell'azione sismica

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione al periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, con la seguente formula in funzione del coefficiente d'uso C_U

$$V_R = V_N \times C_U$$

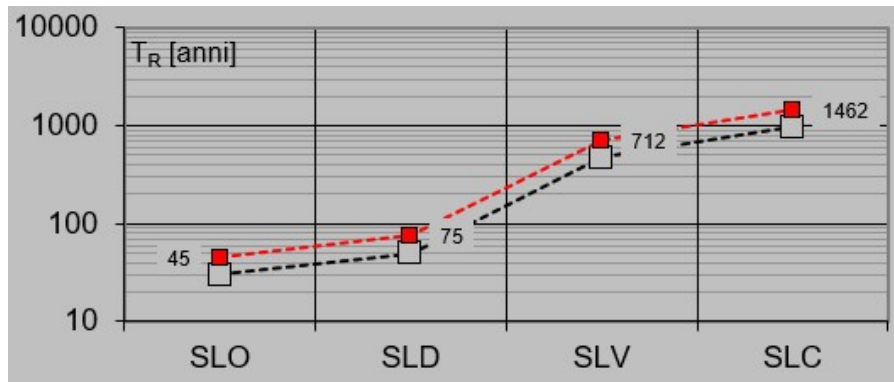
Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come di seguito

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Si ottiene pertanto:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.5 = 75 \text{ anni}$$

Che corrisponde ad un tempo di ritorno agli stati limite considerati pari a 712 anni per la condizione di SLV, 75 anni per SLD e 45 anni per SLO.



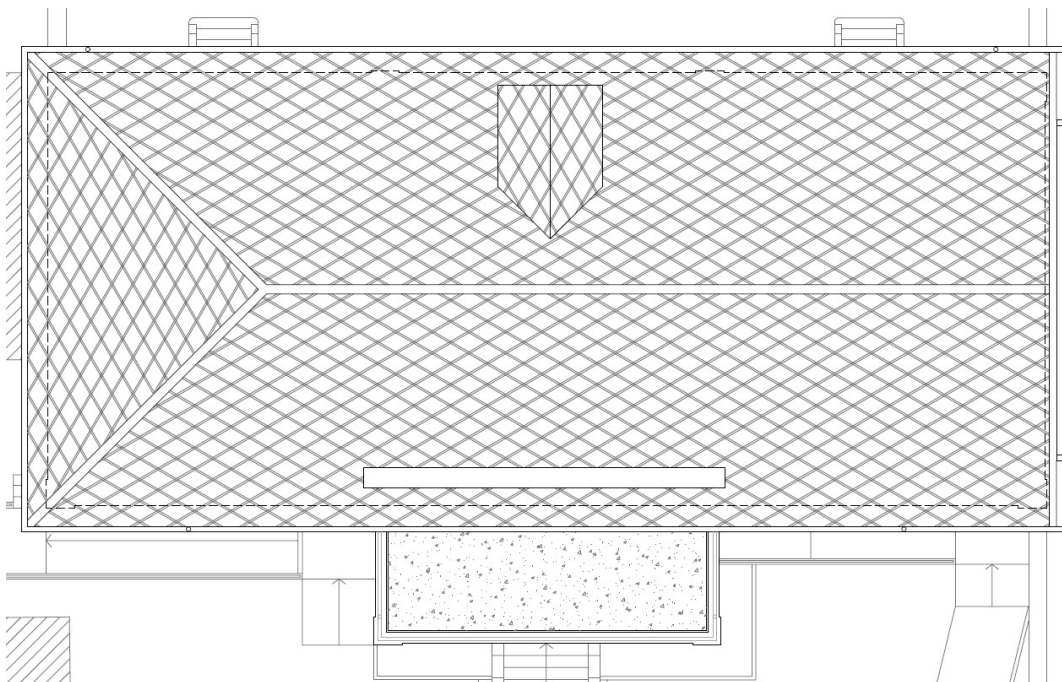
3. Strutture esistenti

3.1 Stima del livello di conoscenza e del fattore di confidenza

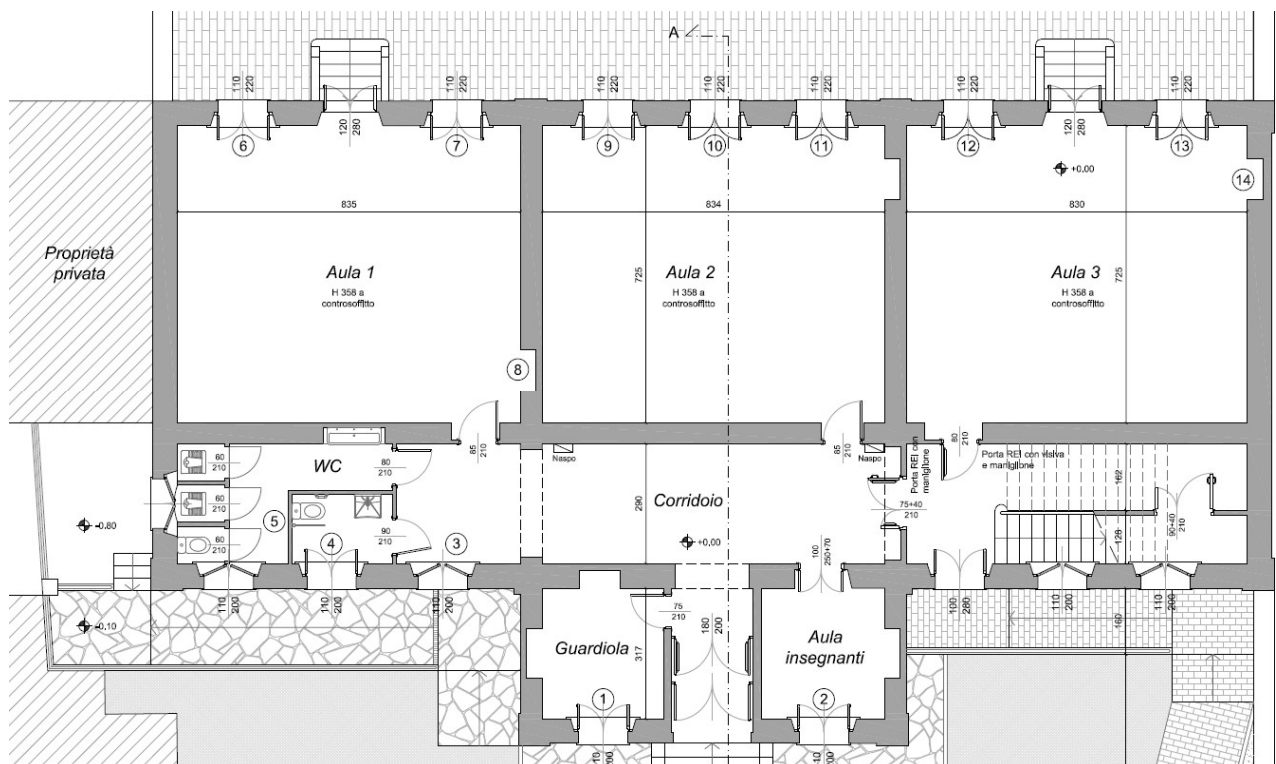
Sulla base delle indagini effettuate ed in base alla documentazione disponibile è possibile assumere un livello di conoscenza pari a LC2 corrispondente ad un fattore di confidenza sui materiali pari a $FC=1.20$.

3.2 Descrizione strutturale dell'edificio

L'edificio ha struttura in muratura e si presenta di forma semplice e regolare. In pianta ha forma regolare con dimensioni di circa 27 x 12 m e un piccolo avancorpo di circa 9 x 4 m centrato rispetto al lato lungo del fabbricato.



Come meglio evidente nella pianta del piano terra che si riporta di seguito, il fabbricato presenta una piccola continuità strutturale con l'aggregato edilizio posto sul lato destro guardando la pianta raffigurata:



Essendo tale discontinuità localizzata in una piccola porzione di fabbricato, **l'unità strutturale (US) di riferimento viene analizzata come edificio di tipo isolato senza l'ausilio di semplificazioni**, vista l'assenza di informazioni sul fabbricato adiacente, **fermo restando che andrà realizzata la separazione fisica dei due corpi di fabbrica.**

L'analisi di una US secondo i metodi utilizzati per edifici isolati, se effettuata modellando in maniera approssimata (o addirittura trascurando) l'interazione con i corpi di fabbrica adiacenti, **assume un significato largamente convenzionale.**

Le murature sono tutte di spessore complessivo pari a circa 60 cm, con due spine ogni 8 m circa nella direzione corta e una spina nella direzione lunga, posta a circa 8 m dal muro perimetrale.

Le murature sono disordinate e con elevati elementi a cassa vuota ai piani terreno e primo mentre risultano omogenee in muratura di pietra al piano interrato.

3.3 Strutture di fondazione

Le fondazioni dell'edificio furono realizzate con una struttura in muratura pari a quella delle strutture murarie del piano interrato. Il terreno di fondazione è particolarmente compatto in quanto costituito da ghiaia e sabbia con elevato valore dell'angolo di resistenza al taglio (che si riporta nella seguente tabella estratta dalla relazione geotecnica):

Litologia e profondità (m)	Nspt medio	ϕ (°)	ϕ caratteristico (°)
Sabbia limosa 0,00 – 2,30 m	11	28	25
Ghiaia e sabbia con ciottoli > 2,30 m	47	41	38

Tab. 3 - Valori di Nspt e dell'angolo di attrito interno (ϕ)

3.4 Strutture verticali in muratura

La struttura muraria è stata sintetizzata per ricondurla ad una schematizzazione semplice. In particolar modo, è stato eliminato il contributo di eventuali parzializzazioni dei paramenti murari in corrispondenza di nicchie e finestre, è stato uniformato lo spessore della muratura a 60 cm (le murature hanno spessore che varia da 57 a 67 cm).

Allo stato attuale, **la maggior parte delle murature è a cassa vuota**, con spessori consistenti dell'intercapedine posto tra due file di mattoni forati e/o muratura mista.

Negli altri casi è costituita da muratura piena mista di pietrame e laterizio, con malta di buone caratteristiche meccaniche in tutti i casi.

3.5 Strutture orizzontali in muratura

Gli orizzontamenti sono costituiti da volte aventi spessore 12 cm (mattoni messi di taglio) con ottima tessitura e aventi le seguenti caratteristiche:

- Aule: padiglione a schifo, 8x8 m circa e monta di 70 cm circa;
- Corridoi: botte, luce di circa 2.9 m e monta di circa 50 cm;

3.6 Regolarità in pianta ed in alzato

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è regolare in pianta se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è regolare in altezza se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- 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 ;
- eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Rigidezza impalcati

I solai non presentano le caratteristiche per poter essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano. Il modello impiegato per le analisi, schematizza le volte attraverso gusci in muratura.

Considerazioni finali relative alla regolarità

Data la particolare configurazione geometrica dell'edificio si ritengono soddisfatti i requisiti di regolarità in pianta e in altezza.

4. Normativa, caratterizzazione dei materiali esistenti ed azioni di progetto

4.1 Normativa di riferimento

- OPCM n. 3274 del 20 03 2003. Primi elementi di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- D.M. 17-01-2018, Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni;
- Circ..C.S.LL.PP. n. 7 del 21.01.2019 “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni”
- DPCM 12-10-2007, Direttiva del Presidente del Consiglio dei ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni;
- Linee guida per il rilevamento della vulnerabilità degli elementi non strutturali nelle scuole (Intesa Rep. 7/CU 28/1/2009);
- UNI ENV 1996-1-1:2006. (Eurocodice 6). Progettazione di strutture in muratura. Parte 1-1: Regole generali per gli edifici - Regole per la muratura armata e non armata;
- UNI ENV 1998-1-1:2005 (Eurocodice 8). Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 1-1.
- D.G.R. Regione Piemonte n. 12.12.2011 n. 4-3084 e s.m.i. D.G.R. 21.05.2014 n. 65-7656 Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese.

4.2 Caratterizzazione dei materiali esistenti

Le proprietà di progetto dei materiali sono state definite a partire dalle conoscenze ottenute dai documenti a disposizione, dalle prove sperimentali e dalle indagini in-situ effettuate.

Caratteristiche della muratura

Riferendosi alla Circolare 7 C.S.LL.PP., le caratteristiche meccaniche della muratura sono state identificate secondo quanto riportato al punto C8.5.3.1 attraverso l’identificazione tipologica, la caratterizzazione meccanica della malta, la presenza di ricorsi o listature e la qualità della connessione trasversale.

Come evidenziato in precedenza, buona parte delle murature presenta (specie ai piani terra e primo) una cassa vuota di notevole spessore. **Le volte**, molto spingenti, sono dotate di rinfranchi e **sono appoggiate sul paramento interno**.

Pur essendo dotate di connessioni trasversali, seguendo il principio di cui al paragrafo C8.5.3.1, le caratteristiche meccaniche equivalenti della muratura saranno riferite, allo stato di fatto, ai soli paramenti esterni.

I coefficienti correttivi sono desunti dalla tabella C8.5.II mentre i valori di resistenza e di elasticità sono desunti dalla tabella C8.5.I., entrambe riportate nella pagina che segue.

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{pu} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonaco armato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,35}$ (f_m in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

Al netto del fattore di confidenza, con parametri correttivi unitari, i parametri meccanici della muratura sono i valori medi seguenti:

Piano interrato:

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Valore medio	3.2	0.065		1740	580	21

Piano terra e piano primo:

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Valore medio	1.5	0.025		870	290	19

I parametri suddetti, per via della cassa vuota presente nei muri, sono opportunamente ridotti in ragione dell'effettiva sezione resistente, in ragione del 40% del totale.

4.3 Analisi delle azioni e dei carichi agenti sulla struttura

Nei paragrafi seguenti vengono illustrati i criteri seguiti per la determinazione delle azioni di progetto agenti nel fabbricato in esame valutate in accordo ai criteri espressi dalle normative vigenti.

Azione della neve

Per la valutazione dell'azione di progetto statica della neve si è seguito il paragrafo 3.4.1 del D.M. 17.01.2018. La schermata riportata di seguito, riassume i parametri di calcolo e il risultato.

Neve - CDM DOLMEN e omnia IS 19 - c:\dolmen19\lavori\BSL_01

Carico neve al suolo

Regione
Piemonte

Provincia
Torino
(Zona I Alpina)

Comune
Bussoleno

Altitudine di riferimento [m] 440

Periodo di ritorno
50 anni

Carico neve al suolo q_{sk} [kN/m²]
1.8978

Coeff. di esposizione 1.0

Coeff. termico 1.0

Casi particolari

☒ Crea relazione
kN , m

Chiudi Calcola

Cop ad una falda | Cop a due falde | Cop a più falde | Cop cilindrica

Carico neve sulla copertura [kN/m²]

$\mu_1(\alpha_1)$ q_{sk} 1.5182

senza vento

$0.5\mu_1(\alpha_1)$ q_{sk} .7591

con vento

$\mu_1(\alpha_1)$ q_{sk} 1.5182

con vento

$\mu_1(\alpha_2)$ q_{sk} 1.5182

$\mu_1(\alpha_2)$ q_{sk} 1.5182

$0.5\mu_1(\alpha_2)$ q_{sk} .7591

Diagramma di un tetto a due falde con pendenza di 26° su entrambi i lati. Le frecce rosse indicano i carichi $q_e(A)$ e $q_e(B)$ sulle falde.

μ	μ_1	$0.5\mu_1$
$q_e(A)$ [kN/m]	1.166	.146
$q_e(B)$ [kN/m]	1.166	.146

Il carico neve da utilizzare sarà il seguente:

$$q_{neve} = 1.52 \text{ kN/m}^2$$

Azione del vento

La valutazione della pressione del vento da applicare nelle verifiche statiche è stata effettuata in riferimento al paragrafo 3.3 del D.M. 17.01.2018.

Edifici a pianta rettangolare

Pressione [N/m^2]

Parte	Superficie	Punto	Valore
parete 1	esterno	p(A)	533.6
		p(B)	668
	interno	p(A)	-133.4
		p(B)	-167
parete 2	esterno	p(E)	266.8
		p(D)	334
	interno	p(E)	133.4
		p(D)	167
falda 1	esterno	p(B)	-183.7
		p(C)	-202.9
	interno	p(B)	167
		p(C)	184.4
falda 2	esterno	p(D)	334
		p(C)	368.8
	interno	p(D)	167
		p(C)	184.4

Azione tangente [N/m^2]

Punto	Valore
p(A-E)	6.7
p(B-D)	8.4
p(C)	9.2

OK

Schema riepilogativo calcolo azione del vento

Azione del sisma

Caratteristiche geomorfologiche

Per quanto riguarda la caratterizzazione Geologica-Fisica del terreno su cui è fondato l'edificio in oggetto, si è fatto riferimento ai risultati delle indagini condotte e alla relazione geologico e geotecnica, redatta ai sensi del D.M. 17.01.2018 a firma del Dott. Geol. Mirco Rosso.

Tale documento riporta come categoria di sottosuolo quella indicata nel D.M. 17.01.2018 con la lettera B.

<input type="radio"/> A -	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi
<input checked="" type="radio"/> B -	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa o terreni a grana fina molto consistenti
<input type="radio"/> C -	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, o terreni a grana fine mediamente consistenti
<input type="radio"/> D -	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti
<input type="radio"/> E -	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 30 m

Caratteristiche geomorfologiche

Per la Tabella 3.2.V(fig.seguente), sempre estraendo i dati dalla relazione geologica - geotecnica, si assume una categoria topografica T1.

Coefficiente di amplificazione topografica

1.00

Tab.3.2.V _ Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S _T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Determinazione dello spettro di risposta

La valutazione dello spettro di risposta elastico di progetto nei confronti del solo SLV (stato limite di salvaguardia della vita) è stata effettuata mediante il programma “CDM DOLMEN”, in accordo al Paragrafo 3.2 relativo all’azione sismica del D.M. 17.01.2018, inserendo i seguenti parametri di calcolo relativi agli all’edificio in oggetto:

Longitudine e latitudine del sito costruttivo;

Vita nominale dell’edificio pari a 50 anni

Classe d’uso dell’edificio III;

Categoria del suolo B;

Categoria topografica T1.

All’interno del reticolo di riferimento il sito è così individuato:

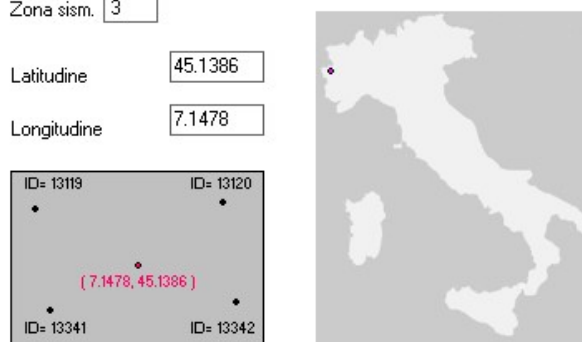
Località

Comune

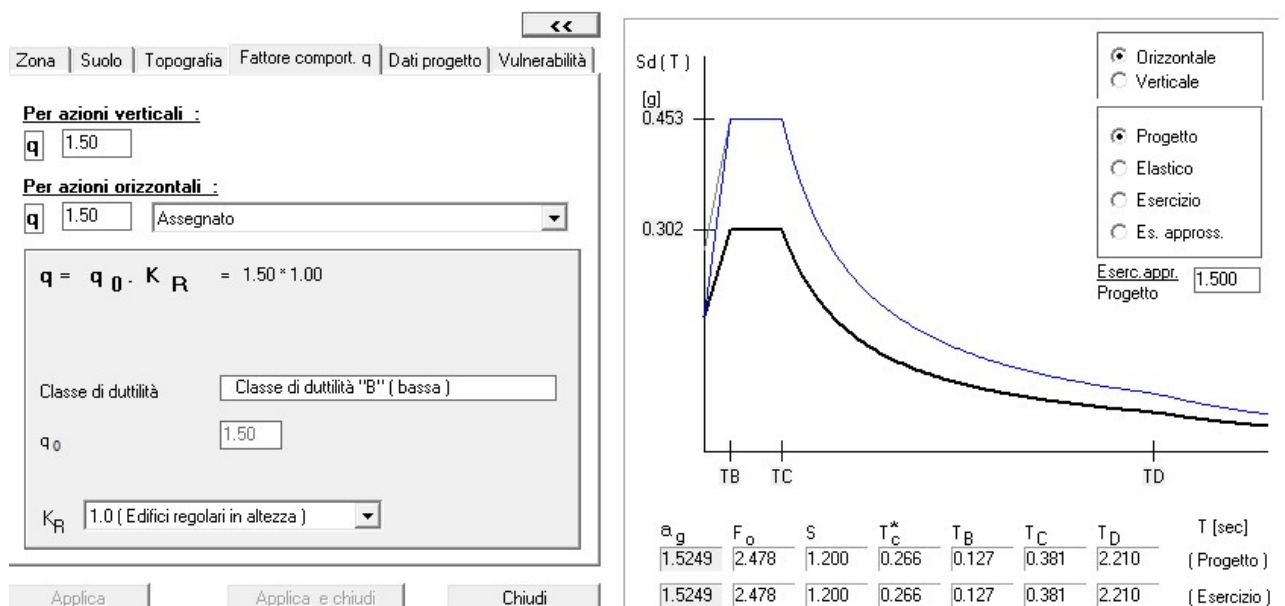
Zona sism.

Latitudine

Longitudine



In seguito sono mostrate le risultanze grafiche dello spettro di risposta elastico allo SLV:



Analisi dei carichi derivanti dagli orizzontamenti

Tutti i solai sono costituiti da volte in muratura, aventi le caratteristiche indicate ai punti precedenti.

Le volte sono molto schiacciate (schifo) e per esse viene assunto un carico complessivo comprensivo di pavimento, massetto, riempimento, muratura, intonaci e controsoffitti pari a 4.5 kN/m^2 .

Per quanto riguarda i carichi variabili e permanenti non strutturali riferiti agli elementi divisorii interni si è fatto riferimento alle tabelle contenute nel cap. 3 del D.M. 17.01.2018 e di seguito riportate.

In particolare per i solai di interpiano si è preso il valore relativo alla categoria C1 (scuole).

Per il sottotetto si è fatto riferimento alla categoria H (coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione).

Per le scale ed i ballatoi si è fatto riferimento alla categoria C (balconi, ballatoi, scale comuni).

Per il peso degli elementi divisorii interni, facendo riferimento alla tabella riportata nel DM 2018, si è proceduto a calcolare l'effettiva incidenza dei tamponamenti distribuendola opportunamente sull'area di influenza del solaio.

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		$\geq 4,00$	$\geq 4,00$	$\geq 2,00$

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	$\geq 6,00$	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		
		5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

Carico dei divisori:

- per elementi divisori con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$.

Carichi sugli impalcati

Per i solai di interpiano vengono in sintesi considerati i seguenti carichi:

Peso proprio:

Peso proprio degli impalcati voltati: $G_1 = 2.2 \text{ kN/m}^2$

Peso proprio della copertura in legno (con lose): $G_1 = 1.3 \text{ kN/m}^2$

Permanenti:

Massetto di allettamento: $G_2 = 1.0 \text{ kN/m}^2$

Pavimentazione: $G_2 = 0.4 \text{ kN/m}^2$

Intonaco estradosale: $G_2 = 0.2 \text{ kN/m}^2$

Riempimento (medio) tra estradosso e massetto: $G_2 = 0.7 \text{ kN/m}^2$

Elementi divisorii unif. ripartiti (ove presenti) $G_2 = 1.6 \text{ kN/m}^2$

Variabili:

Scuole: $Q_v = 3.0 \text{ kN/m}^2$

Per i solai di sottotetto e copertura valgono i seguenti carichi:

Peso proprio:

Ultimo solaio voltato:

Peso proprio degli impalcati voltati (sottotetto): $G_1 = 2.2 \text{ kN/m}^2$

Intonaco estradossale+intradossale: $G_2 = 0.4 \text{ kN/m}^2$

Tetto:

Orditura in legno $G_1 = 0.6 \text{ kN/m}^2$

Permanenti:

Tetto:

Orditura in legno e lose di pietra $G_2 = 0.7 \text{ kN/m}^2$

Variabili:

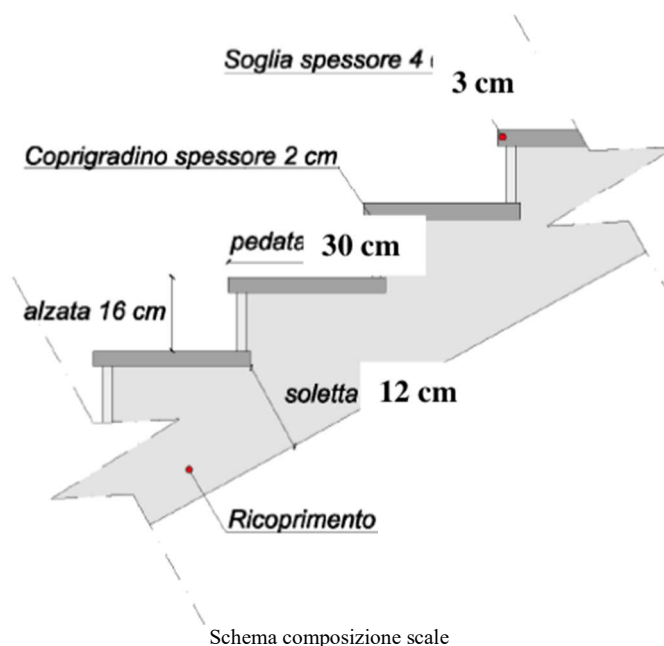
Manutenzione: $Q_v = 0.5 \text{ kN/m}^2$

Neve: $Q_n = 1.6 \text{ kN/m}^2$

Scale

La tipologia strutturale delle scale è a soletta in c.a. rampante a doppio ginocchio continua con la soletta di pianerottolo.

Il rivestimento delle pedate è in pietra di spessore circa 3 cm e largo 30 cm, l'allettamento delle pedate è di circa 3 cm. Anche l'alzata è in pietra ed è spessa circa 3 cm e alta circa 16 cm; il suo allettamento in malta è di 1 cm. La soletta in calcestruzzo è alta circa 12 cm.



Peso proprio:

Peso proprio della scala:

$$G_1 = 4.0 \text{ kN/m}^2$$

Permanenti:

Pavimentazione:

$$G_2 = 0.6 \text{ kN/m}^2$$

Variabili:

Scale:

$$Q_v = 4.0 \text{ kN/m}^2$$

5. Progetto di adeguamento

Descrizione degli interventi in progetto

Il progetto prevede la realizzazione dei seguenti interventi, conseguenti alle risultanze emerse dalla analisi di vulnerabilità sismica del fabbricato:

- Aumento localizzato della resistenza delle murature verticali, siano esse omogenee che dotate di intercapedine;
- Inserimento di catene atte a eliminare le spinte delle volte ai piani terra e primo;
- Inserimento di estradosso leggero in fibre di vetro sulle volte del piano sottotetto, non dotate di riempimento e potenzialmente soggette alle spinte a vuoto;
- Rifacimento dell'orditura di copertura in legno, con opportune capriate dotate di catene

La resistenza delle murature verticali in cassa vuota viene realizzata attraverso l'inserimento di diatoni in acciaio disposti secondo gli elaborati grafici di progetto e per le murature ivi individuate. Una volta posizionati i diatoni, è prevista l'esecuzione di getti in calcestruzzo atti a riempire tutti i vuoti presenti nelle casse vuote. L'operazione è condotta mettendo casseri di sostegno alla spinta del calcestruzzo fresco lungo le facce dei paramenti esterni.

Sulle murature poste sul lato in continuità con l'altra unità strutturale, verrà eseguito cuci-scuci dall'interno per poter ripristinare l'omogeneità del pannello murario senza intervenire sul fabbricato adiacente.

Alcuni elementi murari verticali, al piano terreno, verranno trattati con l'inserimento di intonaco armato (esterno ed interno) in GFRP e relativo sistema di connessione, per aumentarne la resistenza pressoflessionale.

Le catene saranno disposte ai piani rialzato e primo, per contrastare le spinte esercitate dalle volte nelle due direzioni. Saranno disposte sia nelle aule che nei corridoi. In corrispondenza dei pannelli murari eseguiti con tecnica cuci-scuci il capochiave verrà realizzato con ammorsamento a coda di rondine dall'interno.

All'estradosso delle volte al piano sottotetto è prevista la realizzazione di un intonaco strutturale armato con rete di fibra di vetro e connettori di analogo materiale, atto a conferire alle volte maggiore resistenza flessionale nel caso di spostamenti in opposizione di fase dei maschi murari cui sono sottese.

L'orditura di copertura verrà realizzata ex novo con legno massiccio con classe di resistenza D24. Sarà costituita da capriate principali dotate di tirante, falsi puntoni e tavolato di sostegno della piccola orditura necessaria alla posa delle lose di pietra.

Caratteristiche meccaniche post-intervento

Le murature, a **vantaggio di sicurezza**, vengono trattate con i coefficienti correttivi di cui alla tabella C8.5.II della circolare n. 7 del 21.01.2019 che qui si riporta per completezza:

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonaco armato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,35}$ (f_m in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

Nella fattispecie, per gli interventi con i diatoni artificiali e il getto di calcestruzzo, ipotizzando un coefficiente correttivo pari a 3.2 per le resistenze (eccetto quella al taglio per la quale viene cautelativamente assunto il valore di resistenza del calcestruzzo senza armatura a taglio) e per i moduli elastici.

Per l'intonaco armato viene assunto un coefficiente correttivo pari a 2.5 (per resistenze e moduli elastici).

Intervento con diatoni e calcestruzzo:

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Valore medio	4	0.4		2320	773	20

Intervento con intonaco armato:

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Valore medio	3.1	0.05		1812	604	19

Per l'acciaio delle strutture metalliche si assume quello con caratteristiche **S275**.

Il legno della copertura sarà del tipo massiccio, in castagno, con resistenza **D24**.

6. Verifiche

Le verifiche sono condotte con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura.

Gli stati limite ultimi presi in considerazione per la verifica sono:

- **presso flessione nel piano del muro;**
- **taglio per azioni nel piano del muro;**
- **presso flessione fuori piano** (pressoflessione per carichi laterali, ovvero resistenza e stabilità fuori dal piano);
- **sismica locale** (verifica come elemento secondario nei confronti della direzione del sisma perpendicolare al piano del pannello)
- **flessione e taglio per le travi di accoppiamento (fasce di piano).**

Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio di strutture di muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi. Nelle formule di verifica dei maschi murari, lo sforzo normale, a meno che non sia eccessivo, svolge un ruolo stabilizzante e in generale favorevole: la sua importanza ai fini della verifica è comparabile o anche maggiore di quella dei valori della resistenza del materiale.

Pressoflessione nel piano

La verifica a **pressoflessione nel piano** di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione e una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni.

$$M_u = \frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d} \right)$$

La formula utilizzata per questa verifica si basa sull'ipotesi di materiale muratura non resistente a trazione, con stress-block rettangolare con coefficiente 0,85, e nasce semplicemente dalla soluzione del sistema costituito dalle equazioni di equilibrio a traslazione verticale e momento. Si noti anche come in questa formula è maggiore il ruolo giocato dal valore dello sforzo normale rispetto al valore di resistenza.

Taglio nel piano

Nel caso di muratura *nuova*, la resistenza a taglio del pannello è valutata sulla sezione parzializzata, secondo la $V_t = l' \cdot t \cdot f_{vd}$

dove f_{vd} è strettamente correlata allo sforzo normale agente sulla sezione.

Nel caso di muratura *esistente*, la circolare fornisce una formula alternativa (C8.7.1.5), utilizzabile nel caso di muratura irregolare o caratterizzata da elementi non particolarmente resistenti, basata sull'ipotesi di sezione non parzializzata: anche in questo caso lo sforzo normale incrementa il valore del taglio resistente.

Pressoflessione fuori piano

La verifica a pressoflessione fuori piano, o pressoflessione per carichi laterali, controlla che, nel caso *statico*, eventuali eccentricità dei carichi in direzione perpendicolare al piano del pannello stesso non riducano in modo eccessivo la capacità portante del pannello stesso: è infatti opportuno ricordare che le tensioni di compressione possono essere distribuite in modo non uniforme in direzione longitudinale al muro, a causa di un'eccentricità longitudinale della risultante dei carichi verticali, o per azioni spingenti di volte. Le NTC18 propongono un metodo semplificato, in cui la resistenza a compressione della muratura, per l'effetto combinato di eccentricità trasversali del carico e per effetti geometrici del secondo ordine, è ridotta da un coefficiente Φ .

Sismica locale

La verifica *sismica* fuori piano ha, ovviamente, il compito di valutare la resistenza del pannello alle azioni di tipo sismico.

Dal momento che, nel modello a telaio, i pannelli costituenti la struttura hanno funzione di controvento nei confronti dei carichi orizzontali agenti nel loro piano, e sono svincolati ai momenti dovuti a forze perpendicolari al loro piano, ammettiamo che, nei confronti del sisma in direzione ad essi perpendicolare, essi si comportino come elementi *secondari*, e come tali vadano verificati. Verifichiamo, quindi, i pannelli murari, applicando agli elementi detti una forza orizzontale F_a definita come nella valutazione degli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale.

Verifica delle fasce di piano

La resistenza a taglio di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, in presenza di un cordolo di piano o di un'architrave resistente a flessione efficacemente ammortata alle estremità, può essere calcolata in modo semplificato come valore minimo fra un V_t e un V_p , ovvero ipotizzando due possibili meccanismi resistenti: in ambedue le formule non viene preso in considerazione lo sforzo normale nella fascia.

7. Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (essendo una verifica di costruzione esistente, viene condotta sola verifica a SLV):

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

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_P \times P + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_{k2} + \gamma_{Q3} \times \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire *combinato con*.

Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Si perviene alle seguenti combinazioni di carico.

R	Nome	Descrizione	Tipo Ver	Tipo
1	1	SLU SENZA SISMA	SLU	Somma caratteristiche
2	2	SISMAX SLU	Altro	Somma caratteristiche
3	3	SISMAY SLU	Altro	Somma caratteristiche
4	4	SLU con SISMAX PRINC	SLU	Somma caratteristiche
5	5	SLU con SISMAY PRINC	SLU	Somma caratteristiche
6	6	SLD con SISMAX PRINC	SLD	Somma caratteristiche
7	7	SLD con SISMAY PRINC	SLD	Somma caratteristiche
8	8	Rara	Rara	Somma caratteristiche
9	9	Frequente	Frequente	Somma caratteristiche
10	10	Quasi Perm	Quasi Perm.	Somma caratteristiche

Le condizioni di carico cui si riferisce la tabella sono riportati nella tabella che segue. Gli autovettori sono quelli corrispondenti ad autovalori che producono una partecipazione di massa superiore al 5%.

8. Analisi effettuate e fattore di struttura di progetto

Analisi effettuate

L'analisi di riferimento assunta per valutare le azioni indotte dal sisma è quella dinamica lineare.

Si è scelto di procedere con tale analisi in quanto maggiormente rappresentativa del comportamento dell'edificio in questione, partendo dal presupposto che l'unità strutturale è globalmente separata dall'aggregato ad esclusione di una piccola porzione sul lato nord, i cui effetti verranno valutati in maniera isolata sulla parete coinvolta e con metodo semplificato.

L'analisi lineare dinamica è stata effettuata secondo i seguenti passaggi fondamentali:

- Determinazione dei modi di vibrare naturali della costruzione
- Calcolo degli effetti dell'azione sismica per ciascun modo di vibrare considerato
- Combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare

Si precisa inoltre che sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante maggiore del 5% ed un numero di modi sufficiente a garantire un'eccitazione della massa totale superiore all'85%.

Determinazione del fattore di struttura.

Per edifici esistenti in muratura la Circolare C.S.LL.PP. n° 7 del 2019 al capitolo C8.5.5.1 consiglia l'adozione di un fattore di struttura secondo le seguenti espressioni:

- $q = 2,0 \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in pietra e/o mattoni pieni;
- $q = 1,75 \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura >15% (elementi semipieni, forati...).

A seguito degli interventi in progetto, si ritiene si possa assumere un valore di fattore di struttura pari a:

$$q = 1.75 \times 1.7 = \mathbf{2.97}$$

Si rimanda ai calcoli preliminari per le verifiche puntuali e di dettaglio, comprensive di tabulati di calcolo.