

Regione Autonoma Friuli – Venezia Giulia

Comune di Valvasone Arzene


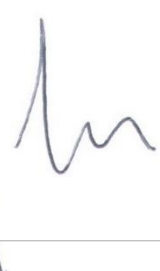
**“LAVORI DI RESTAURO DEL PALAZZO
MISSERI**

CUP B24H13000000002
CIG Y242FE319D

Giugno 2022

Progetto esecutivo

**R.01 - Relazione Tecnica e di Calcolo
strutturale**

ing. Sergio Fistarol

*Via Sant'Andrat, 39
33038 - San Daniele del Friuli
P.IVA. 00612510305
C.F. FSTSRG50S12E434D*

Sommario

Introduzione	5
Normativa di riferimento	6
Area di progetto	Errore. Il segnalibro non è definito.
Descrizione degli interventi storici e criticità strutturali.....	7
Rilievo della struttura	12
Descrizione delle opere di progetto.....	14
Conclusioni	21

Introduzione

La presente relazione tratta dei lavori di recupero di Palazzo Misseri su un fabbricato esistente sito in comune di Valvasone Arzene.

Il fabbricato è composto da due corpi di fabbrica adiacenti costruiti in epoche diverse con pianta ad “L” che sono a loro volta adiacenti, lungo la strada, ad altri fabbricati di cui uno costituito dalla chiesa di San Pietro.

Il corpo più antico ubicato sul fronte strada (denominato “A”) con tre piani fuori terra di cui uno mansardato; un secondo corpo ubicato sul cortile interno (denominato “B”) con tre piani fuori terra di cui uno seminterrato.

Il progetto prevede il recupero completo dell’edificio, l’aggiornamento del progetto esecutivo alle vigenti normative antisismiche e statiche, ovvero le NTC2018, in termini di miglioramento sismico.

Il valore storico dell’edificio, lo stato fessurativo locale e globale, le carenze costruttive negli elementi costruttivi, l’uso pubblico che sarà la sua destinazione finale, impongono di mettere in primo piano la riparazione, il rinforzo e il miglioramento sismico del fabbricato.

Per questo motivo, sull’edificio esistente sono state eseguite oltre alle operazioni di rilievo architettonico al fine di definire la geometria sia in pianta sia in elevazione, anche una serie di ispezioni sulle fondazioni, sulle pareti portanti e sui solai di piano e di copertura per valutare gli elementi costruttivi delle parti strutturali, ipotizzandone la resistenza unitaria ed il grado di conservazione.

Normativa di riferimento

La presente relazione riguarda l'inquadramento degli interventi di miglioramento alla normativa sismica del fabbricato "Palazzo Misseri": a titolo di elenco, anche se non esaustivo, si riporta la normativa di interesse strutturale e sismico di riferimento utilizzata per la valutazioni di carattere tecnico nella presente progettazione definitiva.

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 gennaio 2018 *"Norme tecniche per le Costruzioni"*.

Circolare delle Norme Tecniche per le Costruzioni, 2019

Eurocodice 6 - *"Progettazione delle strutture di muratura"* - ENV 1996-1-1.

Eurocodice 3 - *"Progettazione delle strutture in acciaio"* - ENV 1993-1-1.

CNR-DT 206/2007 - *"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture in Legno"*.

Eurocodice 5 - *"Progettazione delle strutture di legno"* – UNI EN 1995-1-1.

Caratteristiche costruttive e stato di fatto delle criticità strutturali

L'esame delle lesioni è stato fatto non solo in funzione del tipo di intervento di riparazione da adottare, ma anche per stabilire il meccanismo di colasso che le ha generate, ad esempio se derivante da carenze delle fondazioni (escluso nella maggioranza dei casi) o da carenze nella funzione di collegamento e di piano rigido nei solai di piano (generalizzato) o di assenza di cordoli e di elementi spingenti nella copertura (in qualche caso).

Le murature portanti sono generalmente in pietra o misto pietra e laterizio: la resistenza delle malte è generalmente mediocre.

Le lesioni riscontrabili sull'edificio esistente sono per lo più dovute ad una carenza di collegamento tra le murature e alla mancanza di solai rigidi nel loro piano. Non vi sono cordoli a livello di piano nelle murature sia nella direzione di appoggio delle travi in legno che in senso trasversale.

Ne consegue che le lesioni sono presenti soprattutto negli angoli tra le murature e tendono a crescere dal basso verso l'alto. In seguito al sisma 1976 sono stati correttamente inseriti diversi tiranti che mettono in relativa sicurezza il fabbricato, contrastando sia la perdita di verticalità delle pareti in direzione ortogonale al loro spessore, che il martellamento delle travi in legno all'interno delle murature stesse. Diversi tiranti sono posizionati in modo architettonicamente non corretto, soprattutto nel sottotetto, sia in direzione longitudinale che trasversale, ma possono assolvere una funzione abbastanza efficace per limitare fenomeni di colasso locale delle pareti, in caso di sisma.

In corrispondenza del portale interno del fabbricato "A" (come si può riscontrare nelle due immagini fotografiche allegate), si riscontrano lesioni molto gravi: i due maschi murari che ricevono i carichi della trave in legno che sostiene il porticato, sono lesionati in modo gravissimo: per i pericoli di crollo di questa porzione di fabbricato, si ritiene che l'intervento sul portale sia prioritario.

I solai di piano sono in legno, spesso con una cappa in cls. e pavimentazione in seminato "veneziano". Il carico permanente portato e l'azione storica dei carichi accidentali, ha determinato delle frecce eccessive in questi solai. Inoltre, da un esame visivo a campione, le teste delle travi all'interno delle murature risultano marcite o deteriorate.

L'esame della copertura in legno denota un'insufficienza di resistenza nella porzione di solaio adiacente alla chiesa. La vista dall'alto denota infatti frecce eccessive negli elementi in legno.

Il resto della copertura ha la struttura principale in discrete condizioni, mentre i listelli che sorreggono il manto di copertura sono avallati e da sostituire.

Le travi principali e le capriate, generano tensioni concentrate eccessive nelle murature su cui gravano non essendoci cordoli in c.a. di ripartizione perimetrali e di spina.



Tipologia della muratura esistente sottotetto corpo "A"



Tipologia della muratura esistente zona scale corpo "A"



Lesioni in corrispondenza angolo muratura esistente corpo "A"



Lesioni in corrispondenza portale interno corpo "A"



Lesioni in corrispondenza portale interno corpo "A"



Prospetto strada con ancoraggi tiranti nelle due direzioni corpo "A"



Prospetto strada con ancoraggi tiranti e lesioni lievi nella facciata corpo "A"

Rilievo della struttura

Alcuni estratti grafici forniscono un'idea complessiva delle caratteristiche dell'edificio. Nelle tavole grafiche allegate al presente progetto si possono delineare con più dettaglio le particolarità dell'edificio, di cui si riportano di seguito alcuni estratti:



PROSPETTO EST
SCALA 1:50



Vista – Prospetto e pianta (sotto)

Descrizione delle opere di progetto

Il presente progetto esecutivo deriva dalla verifica di vulnerabilità sismica già individuato in ambito di progetto definitivo che, in considerazione della fase progettuale, riassume e condivide le risultanze della modellazione strutturale di calcolo per quanto concerne lo stato di fatto.

Rimandando alla progettazione esecutiva le considerazioni di dettaglio e la validazione delle soluzioni proposte, gli interventi che si propongono per superare le criticità locali e per ripristinare la scatolarità globale dell'edificio sono i seguenti:

- 1. Iniezioni di legante idraulico a base inorganica:** le iniezioni con fluidificante, resistente ai solfati ed ai gessi, e miscelato in opera con acqua e sabbia, consente di sigillare gli eventuali vuoti della muratura presente, di aumentare la qualità delle legature e di aumentare, secondo i coefficienti di norma, la resistenza meccanica della muratura. Tale intervento consentirà inoltre di migliorare il complesso clastico della muratura.
- 2. Costruzione portali e rinforzi in acciaio:** i portali verranno posti in opera su fondazioni in c.a. e la loro funzione è di generazione di una struttura scatolare in grado di stabilizzare sismicamente le aperture esistenti..
- 3. Interventi localizzati cuci-scuci:** localmente sarà necessario provvedere ad interventi di tipo *cuci* e *scuci* in modo da ripristinare la continuità muraria rimuovendo elementi lapidei lesionati per riapplicare nuovi elementi non deteriorati. Non si tratta di un consolidamento diffuso, ma di un'opera locale di ripristino dell'integrità dei paramenti.
- 4. Interventi di irrigidimento locale:** ai fini della compensazione dei meccanismi globali di collasso della struttura, si opererà con degli irrigidimenti in acciaio localizzati sostanzialmente nella copertura e nei cordoli di piano, in modo da garantire il comportamento scatolare e – contemporaneamente – di cucire eventuali elementi di instabilità a ribaltamento o rottura sul piano verticale. Saranno inoltre posate tirantature atte a garantire la stabilità degli orizzontamenti di copertura.
- 5. Interventi di piano:** creazione di solai rigidi di piano mediante posa di cappa collaborante e elementi in acciaio in grado di legare le travature esistenti con la struttura perimetrale. In aggiunta, vi saranno le installazioni di travi rompitratta, o in acciaio o in legno, in grado di recuperare le frecce esistenti dei travetti in legno. Rinforzo di solaio in legno esistente del sottotetto (tav.1) con getto di una cappa in c.a. spessore 6 cm collaborante con la struttura in legno e formazione di un cordolo perimetrale in acciaio fissato con barre annegate nella muratura esistente. Rimozione tiranti in acciaio all'ultimo piano mansardato ad altezza d'uomo con trasferimento delle proprietà dei tiranti alle capriate lignee esistenti tramite la realizzazione di un cordolo in acciaio con profilo angolare fissato al muro mediante barre annegate nella muratura e fissato alle capriate con piastra e spinotti al fine di poter funzionare da tiranti anche

per le murature longitudinali di facciata; rinforzo del solaio del primo piano del corpo principale con riduzione della luce di solaio mediante ammorsamento delle travi di orditura con piastre in acciaio e formazione di cordolo perimetrale con angolare in acciaio ammorsato nella muratura portante.

6. **Interventi di rinforzo in copertura:** le azioni laterali verranno distribuite in modalità più adeguata grazie alla creazione di cordoli perimetrali in grado di legare in senso compatto la struttura, in particolare nella parte più alta.
7. **Interventi di sostituzione arcarecci di una porzione di copertura:** L'esame della copertura in legno della copertura nella porzione di solaio adiacente alla chiesa, denota un'insufficienza della capacità resistente residua. La vista dall'alto denota infatti frecce eccessive negli elementi in legno. Il controsoffitto impedisce una valutazione precisa della condizione delle singole travi, per cui l'intervento dimensiona gli elementi portanti principali e secondari in funzione di una sostituzione completa, che potrà anche essere a campione in caso si scoprano travi sane e ben dimensionate. Infatti la valutazione dell'efficienza statica degli elementi portanti non visibili sarà effettuata durante i lavori di revisione della copertura. Visto l'entità dell'intervento si prevede anche il ricavo del cordolo in c.a. posizionato all'interno della muratura esistente, per salvaguardare gli elementi architettonici a vista.

Considerazioni geologico-geotecniche e relazione sulle fondazioni

L'incremento di carico in fondazione è largamente inferiore rispetto al 10 % indicato al punto 8.4.1 delle NTC2018, pertanto, in assenza di cedimenti differenziali nella situazione attuale, le fondazioni non saranno interessate da interventi strutturali.

A tal proposito si ritiene superflua la relazione geologica, e in egual misura la relazione geotecnica (già comunque depositate in sede di intervento primo lotto nell'anno 2011).

Caratterizzazione sismica

Dalla carta geologica del FVG, si riconosce in Valvasone Arzene il sistema di Vivaro (Bacino del T. Cellina): ghiaie grossolane arrotondate, carbonatiche, stratificazione suborizzontale, localmente cementate, matrice sabbiosa, tessitura da supporto di clasti a supporto di matrice, con livelli, lenti e lingue di sabbia; limite superiore in parte sepolto, in parte costituito dall'originaria superficie deposizionale caratterizzata da suoli aventi profilo tipo A-B-C; limite inferiore erosivo (depositi alluvionali).

Pertanto il suolo di fondazione è da attribuire alla classe **B** "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti". La zona sismica di classificazione è la ZONA 2. ". Dal punto di vista topografico, il sito si identifica con la categoria **T1**, essendo prettamente pianeggiante

Capacità portante delle fondazioni.

L'intervento oggetto della presente relazione non intende maggiorare i carichi esistenti di oltre il 10% del peso attuale, pertanto, vista anche la caratterizzazione geologico-geotecnica, si considera la capacità portante esistente adeguata rispetto alla pressione trasferita al suolo dalla costruzione in esame post-intervento.

San Daniele del Friuli, Giugno 2022

Il progettista strutturale
ing. Sergio Fistarol

Analisi dei carichi

Le azioni verticali dovute al peso proprio ed ai sovraccarichi accidentali, così come le azioni sismiche che vengono applicate, sono conformi a quanto specificato dalle NTC2018 – “Nuove norme tecniche per le costruzioni”.

Pesi propri G_1 e G_2 – Solaio di piano

Solaio interessato dal getto della cappa

Assito 2 cm	G_2	=	0.10 kN/m ²
Elementi strutturali	G_2	=	0.18 kN/m ²
Pavimento	G_2	=	0.40 kN/m ²
Cappa in c.a. sp=6 cm	G_1	=	1.50 kN/m ²

Pesi propri G_1 e G_2 – Solaio di copertura

Solaio tavelle e cappa	G_2	=	3.00 kN/m ²
Manto di Coppi	G_2	=	1.00 kN/m ²

Sovraccarichi accidentali

Con riferimento alla tabella 3.11.II delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” individuiamo i valori dei sovraccarichi accidentali per ogni zona del fabbricato, a seconda della propria destinazione d’uso.

Manutenzione	Q	=	0.50 kN/mq	[categoria “H” NT 2018]
Uso Residenziale	Q	=	2.00 kN/mq	[categoria “A” NT 2018]
Uso biblioteche	Q	=	6.00 kN/mq	[categoria “E” NT 2018]

Azione del vento e neve

Le azioni relative al vento e alla neve non sono ritenute interessanti per quanto concerne gli interventi in esame atti a ripristinare le rigidezze dei piani, e al miglioramento alle azioni orizzontali di carattere sismico.

Per tale motivo non verranno prese in considerazione.

Caratterizzazione dell'azione sismica

I parametri sismici vengono calcolati per poter stabilire l'entità dell'accelerazione massima attesa per il sito in esame. Tale valore sarà utilizzato per valutare l'importanza dell'azione sismica per i tiranti-capriate sommitali.

Periodo di riferimento per l'azione sismica:

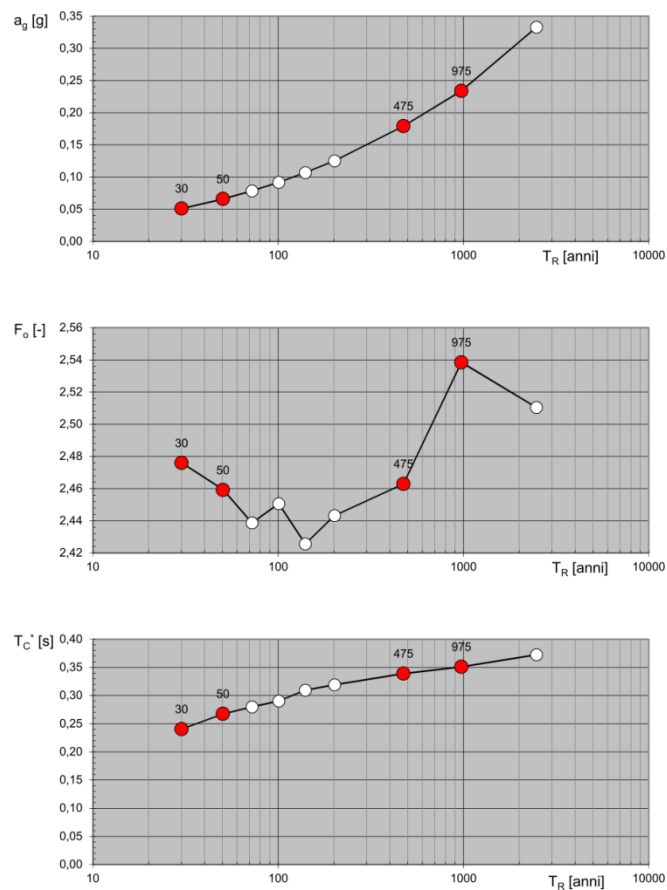
VAGS-05

dove il valore di C_u è stato ricavato dalla tabella 2.4.II.

Grafici parametri sismici di riferimento

Dal Foglio di Calcolo fornito dal Min. LL.PP. "Spettri" è possibile ricavare i parametri di riferimento per l'azione sismica nel luogo considerato.

Valori di progetto dei parametri a_g , F_0 , T_C^* in funzione del periodo di ritorno T_R

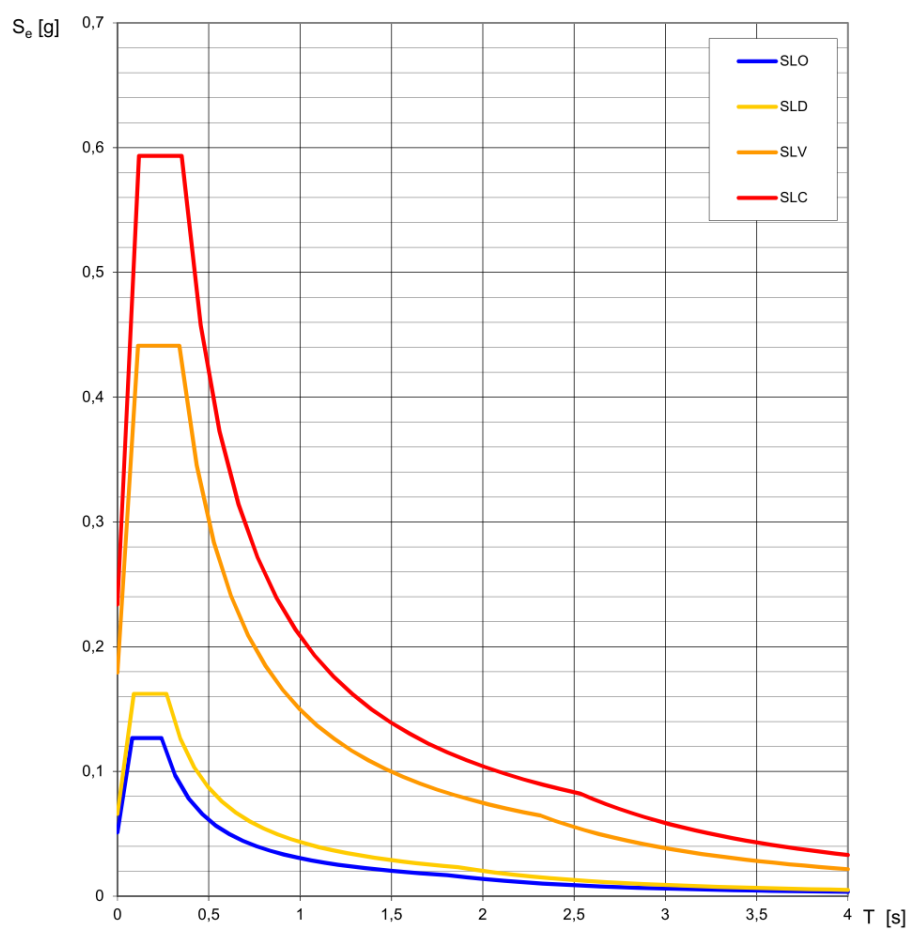


Per il Comune di Valvasone Arzene, i valori dei parametri per gli stati limiti evidenziati in rosso nei grafici soprariportati risultano essere:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,051	2,476	0,241
SLD	50	0,066	2,459	0,268
SLV	475	0,179	2,463	0,339
SLC	975	0,234	2,538	0,351

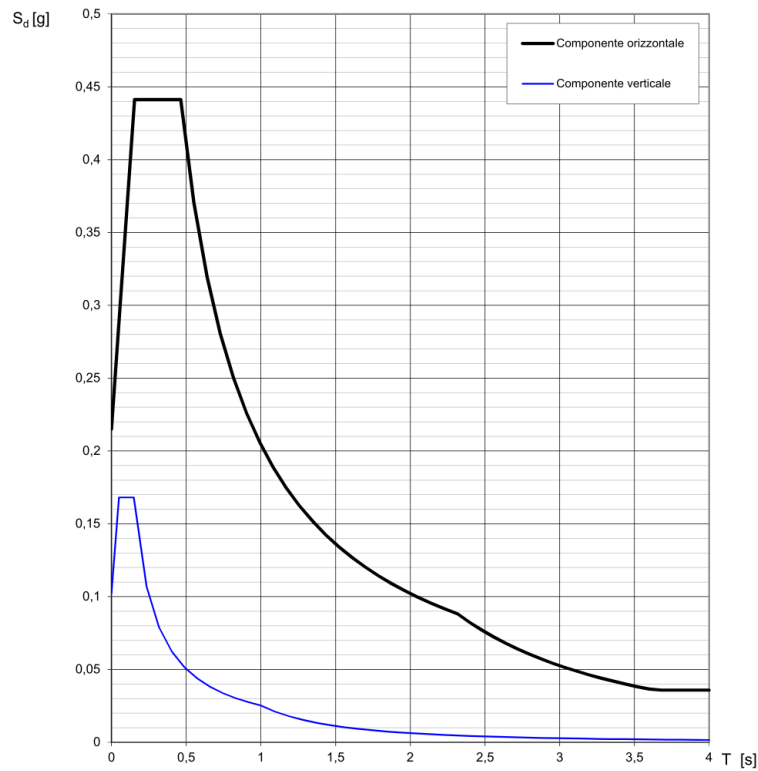
Gli spettri di risposta elastici sono quindi stati riportati nella figura seguente

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Mentre le componenti di progetto dell'azione sismica allo SLV sono di seguito state riportate:

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,179 g
F_{0v}	2,463
T_{0v}	0,339 s
S_S	1,200
C_C	1,366
S_T	1,000
q	1,200

Parametri dipendenti

S	1,200
η	0,833
T_B	0,154 s
T_C	0,463 s
T_D	2,317 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,215
0,154	0,441
0,463	0,441
0,551	0,371
0,640	0,319
0,728	0,281
0,816	0,250
0,904	0,226
0,993	0,206
1,081	0,189
1,169	0,175
1,257	0,162
1,346	0,152
1,434	0,142
1,522	0,134
1,611	0,127
1,699	0,120
1,787	0,114
1,875	0,109
1,964	0,104
2,052	0,100
2,140	0,095
2,228	0,092
2,317	0,088
2,397	0,082
2,477	0,077
2,557	0,072
2,637	0,068
2,717	0,064
2,798	0,060
2,878	0,057
2,958	0,054
3,038	0,051
3,118	0,049
3,198	0,046
3,279	0,044
3,359	0,042
3,439	0,040
3,519	0,038
3,599	0,037
3,679	0,036
3,760	0,036
3,840	0,036
3,920	0,036
4,000	0,036

Combinazioni di carico e azioni di progetto

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots \quad (1)$$

dove:

- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- $\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_P$ coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del NTC 2018;
- ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{K1} nella formula precedente).

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{Ki}$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{Ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

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

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, saranno effettuate con l'**Approccio 2** come definito al par. 2.6.1 del NTC 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella Tab. 6.2.I del NTC 2018.

I valori di resistenza del terreno saranno ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del NTC 2018.

Stato Limite di Danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_{ki} ;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel NTC 2018 al par. 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

- G_{kj} : valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P_{kh} : valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q_{k1} : valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} : valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{0i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- ψ_{1i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
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

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti saranno costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [Q_{k1} nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Relazione sulle caratteristiche dei materiali

Le proprietà dei materiali sono state desunte da esami visivi della superficie muraria.

I risultati delle prove sono stati esaminati e considerati nell'ambito di un quadro di riferimento tipologico generale, che tenga conto dei risultati delle prove sperimentali disponibili in letteratura sino a quel momento per le tipologie murarie in oggetto e che consenta di valutare, anche in termini statistici, la effettiva rappresentatività dei valori trovati. Nel nostro caso, dopo aver espletato le "indagini in situ limitate" previste, constatato, fra l'altro, che la struttura portante verticale dell'edificio è costituita da "Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari, pezzi di laterizio)" si ritiene di poter attingere i valori richiesti per l'analisi e il dimensionamento dalla tabella successiva:

Tabella C8A.2.1

Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, t_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

TIPOLOGIA DI MURATURA	f_m (N/cm ²)	t_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/mc)
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2.0 3.2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di litato spessore e nucleo interno	200 300	3.5 5.1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5.6 7.4	1500 1980	500 660	21
Muratura in conci a pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2.8 4.2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9.0 12.0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6.0 9.2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30 40	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10 13	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9.5 12.5	1200 1600	300 400	12
	300	18	2400	600	14

Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	440	24	3520	880	
--	-----	----	------	-----	--

Verifica sismica del fabbricato e descrizione della vulnerabilità

La verifica sismica è stata impostata con il software TreMuri di STADATA che ha permesso di valutare compiutamente il comportamento della struttura nelle tre dimensioni, andando a verificare inoltre il grado di comportamento globale in risposta al sisma.

N. Solaio	Gk1 [daN/m2]	Gk2 [daN/m2]	Qk [daN/m2]	Carico dominante	ψ_0	ψ_2
1	200	250	200	Sì	1,00	0,30
2	200	250	200	Sì	1,00	0,30
3	200	250	200	Sì	1,00	0,30
5	200	250	200	No	0,70	0,30
6	12	162	200	No	0,70	0,30

Dettaglio verifiche

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	SLC ver.	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	SLV ver.
1	+X	Uniforme	0,0	0,28	2,13	0,83	Sì	0,21	1,60	0,63	Sì
2	+X	Forze statiche	0,0	0,44	2,09	1,24	Sì	0,28	1,57	0,94	Sì
3	-X	Uniforme	0,0	0,42	2,06	0,92	Sì	0,32	1,55	0,70	Sì
4	-X	Forze statiche	0,0	0,67	2,02	1,40	Sì	0,45	1,52	1,07	Sì
5	+Y	Uniforme	0,0	0,45	1,19	1,62	Sì	0,29	0,89	1,24	Sì
6	+Y	Forze statiche	0,0	0,59	1,31	1,78	Sì	0,40	0,98	1,36	Sì
7	-Y	Uniforme	0,0	0,46	0,92	1,53	Sì	0,29	0,69	1,16	Sì
8	-Y	Forze statiche	0,0	0,64	3,70	1,79	Sì	0,44	2,77	1,36	Sì
9	+X	Uniforme	58,3	0,26	2,11	0,78	Sì	0,20	1,58	0,60	Sì
10	+X	Uniforme	-58,3	0,29	2,15	0,89	Sì	0,22	1,61	0,67	Sì
11	+X	Forze statiche	58,3	0,40	2,08	1,16	Sì	0,26	1,56	0,88	Sì

12	+X	Forze statiche	-58,3	0,48	2,09	1,32	Sì	0,30	1,57	1,01	Sì
13	-X	Uniforme	58,3	0,40	2,09	0,86	Sì	0,30	1,56	0,66	Sì
14	-X	Uniforme	-58,3	0,47	2,16	0,96	Sì	0,36	1,62	0,73	Sì
15	-X	Forze statiche	58,3	0,62	2,02	1,32	Sì	0,41	1,51	1,01	Sì
16	-X	Forze statiche	-58,3	0,71	2,04	1,49	Sì	0,48	1,53	1,13	Sì
17	+Y	Uniforme	55,0	0,45	0,71	1,55	Sì	0,29	0,53	1,18	Sì
18	+Y	Uniforme	-55,0	0,44	1,16	1,59	Sì	0,28	0,87	1,21	Sì
19	+Y	Forze statiche	55,0	0,60	1,33	1,84	Sì	0,41	1,00	1,40	Sì
20	+Y	Forze statiche	-55,0	0,58	1,26	1,75	Sì	0,39	0,94	1,33	Sì
21	-Y	Uniforme	55,0	0,48	0,95	1,56	Sì	0,31	0,71	1,19	Sì
22	-Y	Uniforme	-55,0	0,45	0,85	1,50	Sì	0,29	0,64	1,15	Sì
23	-Y	Forze statiche	55,0	0,71	11,45	1,69	Sì	0,49	8,59	1,29	Sì
24	-Y	Forze statiche	-55,0	0,59	1,67	1,79	Sì	0,40	1,26	1,36	Sì

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	SLD ver.	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	SLO ver.
1	+X	Uniforme	0,0	0,08	0,33	Sì	0,06	0,22	Sì
2	+X	Forze statiche	0,0	0,11	0,30	Sì	0,08	0,20	Sì
3	-X	Uniforme	0,0	0,12	0,46	Sì	0,09	0,30	Sì
4	-X	Forze statiche	0,0	0,16	0,41	Sì	0,12	0,27	Sì
5	+Y	Uniforme	0,0	0,09	0,19	Sì	0,07	0,13	Sì
6	+Y	Forze statiche	0,0	0,12	0,25	Sì	0,09	0,16	Sì
7	-Y	Uniforme	0,0	0,09	0,22	Sì	0,07	0,15	Sì
8	-Y	Forze statiche	0,0	0,14	0,28	Sì	0,10	0,18	Sì
9	+X	Uniforme	58,3	0,07	0,33	Sì	0,06	0,22	Sì
10	+X	Uniforme	-58,3	0,08	0,33	Sì	0,06	0,22	Sì

11	+X	Forze statiche	58,3	0,10	0,30	Sì	0,07	0,20	Sì
12	+X	Forze statiche	-58,3	0,11	0,30	Sì	0,08	0,20	Sì
13	-X	Uniforme	58,3	0,11	0,46	Sì	0,08	0,31	Sì
14	-X	Uniforme	-58,3	0,13	0,49	Sì	0,10	0,33	Sì
15	-X	Forze statiche	58,3	0,15	0,41	Sì	0,11	0,27	Sì
16	-X	Forze statiche	-58,3	0,17	0,41	Sì	0,12	0,27	Sì
17	+Y	Uniforme	55,0	0,09	0,21	Sì	0,07	0,14	Sì
18	+Y	Uniforme	-55,0	0,09	0,20	Sì	0,07	0,13	Sì
19	+Y	Forze statiche	55,0	0,12	0,24	Sì	0,09	0,16	Sì
20	+Y	Forze statiche	-55,0	0,12	0,25	Sì	0,09	0,16	Sì
21	-Y	Uniforme	55,0	0,10	0,23	Sì	0,07	0,15	Sì
22	-Y	Uniforme	-55,0	0,09	0,22	Sì	0,07	0,15	Sì
23	-Y	Forze statiche	55,0	0,16	0,34	Sì	0,12	0,23	Sì
24	-Y	Forze statiche	-55,0	0,13	0,25	Sì	0,09	0,17	Sì

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	+X	Uniforme	0,0	4,073	4,312	4,258	3,787
2	+X	Forze statiche	0,0	3,228	3,177	2,856	2,540
3	-X	Uniforme	0,0	3,172	3,344	3,858	3,431
4	-X	Forze statiche	0,0	2,504	2,600	2,527	2,247
5	+Y	Uniforme	0,0	2,124	2,239	2,179	1,938
6	+Y	Forze statiche	0,0	1,923	2,011	1,982	1,763
7	-Y	Uniforme	0,0	1,681	1,792	2,317	2,061
8	-Y	Forze statiche	0,0	2,240	2,205	1,982	1,762
9	+X	Uniforme	58,3	4,192	4,449	4,517	4,017

10	+X	Uniforme	-58,3	3,926	4,146	3,997	3,555
11	+X	Forze statiche	58,3	3,402	3,401	3,057	2,719
12	+X	Forze statiche	-58,3	3,028	2,980	2,678	2,382
13	-X	Uniforme	58,3	3,309	3,496	4,091	3,639
14	-X	Uniforme	-58,3	3,089	3,244	3,693	3,284
15	-X	Forze statiche	58,3	2,600	2,707	2,678	2,381
16	-X	Forze statiche	-58,3	2,436	2,524	2,382	2,162
17	+Y	Uniforme	55,0	1,387	1,493	2,287	2,034
18	+Y	Uniforme	-55,0	2,084	2,201	2,228	1,981
19	+Y	Forze statiche	55,0	1,941	2,027	1,920	1,707
20	+Y	Forze statiche	-55,0	1,888	1,978	2,026	1,802
21	-Y	Uniforme	55,0	1,683	1,789	2,274	2,022
22	-Y	Uniforme	-55,0	1,590	1,702	2,354	2,094
23	-Y	Forze statiche	55,0	2,371	2,333	2,097	1,891
24	-Y	Forze statiche	-55,0	2,238	2,202	1,980	1,760

Vulnerabilità Sismica

TRc								TR=cost		
	TR C	TR D	α TR	PGA [m/s ²]	D PGA (TR) [m/s ²]	CF0 (TR)	T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA [m/s ²]	C α PGA
SLC	> 2475	975	> 2,5385	1,5412	2,1023	2,56	0,34	1,3641	3,7539	2,4358
SLV	> 2475	475	> 5,2105	1,2125	2,1023	2,56	0,34	1,7338	3,0608	2,5243
SLD	347	50	6,9400	0,4356	1,0722	2,47	0,31	2,4617	1,0377	2,3823
SLO	129	30	4,3000	0,3267	0,6975	2,53	0,27	2,1351	0,7063	2,1622

Vulnerabilità Sismica

TRc

TR=cost

	TR C	TR D	α TR	PGA D [m/s ²]	PGA C (TR) [m/s ²]	CF0 (TR)	T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA C [m/s ²]	α PGA
SLC	2452	975	2,5149	1,5412	2,0954	2,56	0,34	1,3596	2,1373	1,3868
SLV	1381	475	2,9074	1,2125	1,7305	2,55	0,33	1,4272	1,8106	1,4932
SLD	312	50	6,2400	0,4356	1,0281	2,47	0,30	2,3604	0,9962	2,2871
SLO	118	30	3,9333	0,3267	0,6671	2,54	0,27	2,0420	0,6645	2,0340

I valori delle PGA riportati sono da ritenersi calcolati su suolo rigido.

Analisi sismica n. 12 Direzione X Analisi sismica n. 11 Direzione Y

Stato limite	α PGA (TR)	α TR	α PGA (TR)	α TR
SLC	0,3641	> 2,5385	1,3596	2,5149

(*) Tutti i valori di α TR sono da ritenersi calcolati come α TR=TRC/TRD (privi di qualsiasi esponente correttivo).

In base alla tipologia di edificio si assume $zE_{lim} = 1,000$

La verifica risulta superata, la condizione più gravosa si ha in corrispondenza della direzione [Y] del sisma.

Livello 2

Pannello murario

N.	Parete	Materiale	Rinforzo	Quota [cm]	Altezza [cm]	Spessore [cm]
17	1	P1_Piano	-	670	370	42,0
18	2	P1_Piano	-	670	370	42,0
19	3	P1_Piano	-	670	370	42,0
34	4	P1_Piano	-	670	370	42,0
21	5	P1_Piano	-	670	370	42,0
36	7	P1_Piano	-	670	370	42,0
24	8	P1_Piano	-	670	370	42,0

Trave C.A. (1)

N.	Parete	Materiale calcestruzzo	Materiale acciaio	Quota I [cm]	Quota J [cm]	Base sezione [cm]	Altezza sezione [cm]	J [cm ⁴]
33	4	C20/25	B450	670	670	30,0	30,0	67.500,00

22	6	C20/25	B450	670	670	30,0	30,0	67.500,00
35	7	C20/25	B450	670	670	30,0	30,0	67.500,00

Trave C.A. (2)

N.	Parete	Af intradosso [cm2]	Af estradoso [cm2]	N. barre intradosso	N. barre estradoso	Copriferr o [cm]	Passo staffe [cm]	Area staffe [cm2]
33	4	4,02	4,02	2	2	3,0	30	1,01
22	6	4,02	4,02	2	2	3,0	30	1,01
35	7	4,02	4,02	2	2	3,0	30	1,01

Pilastro C.A. (1)

N.	Materiale calcestruzzo	Materiale acciaio	Quota [cm]	Base sezione [cm]	Altezza sezione [cm]	Area [cm2]	Angolo [°]	Altezza [cm]
45	C20/25	B450	670	30,0	30,0	900,00	0	370
46	C20/25	B450	670	30,0	30,0	900,00	0	370

Pilastro C.A. (2)

N.	Af lato b [cm2]	Af lato h [cm2]	N. barre lato b	N. barre lato h	Copriferr o [cm]	Passo staffe [cm]	Area staffe [cm2]
45	4,02	4,02	2	2	2,0	30	1,01
46	4,02	4,02	2	2	2,0	30	1,01

Solaio

N.	Quota [cm]	Spessore [cm]	G [N/mm2]	Ex [N/mm2]	Ey [N/mm2]	Scarico masse	Tipo
5	670	5,0	13.115,00	50.361,60	31.476,00	Monodirezionale	Laterocemento
6	670	4,0	10,00	9.000,00	0,00	Monodirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice

Telaio equivalente

Parete : 1

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
1	7.756	9.218	0	0
4	8.856	9.218	0	0
2	7.756	9.218	300	1
5	8.856	9.218	300	1
3	7.756	9.218	670	2
6	8.856	9.218	670	2

Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
31	621	670	2

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
6	P0_Seminterrato	-	50,0	470,8	195,0	235	153	1	2
7	P0_Seminterrato	-	50,0	511,2	195,0	844	153	4	5
9	P1_Piano	-	42,0	75,6	150,0	621	475	5	31
8	P1_Piano	-	42,0	465,5	260,0	233	482	2	3
10	P1_Piano	-	42,0	360,9	260,0	920	482	5	6

Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
1	P0_Seminterrato	-	50,0	118,0	120,0	530	60	1	4
2	P0_Seminterrato	-	50,0	118,0	90,0	527	255	2	5
3	P1_Piano	-	42,0	118,0	100,0	527	350	2	5
4	P1_Piano	-	42,0	118,0	120,0	525	610	3	31

5	P1_Piano	-	42,0	80,0	120,0	699	610	31	6
---	----------	---	------	------	-------	-----	-----	----	---

Parete : 2

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
7	8.856	8.202	0	0
19	8.856	8.786	0	0
4	8.856	9.218	0	0
8	8.856	8.202	300	1
20	8.856	8.786	300	1
5	8.856	9.218	300	1
9	8.856	8.202	670	2
21	8.856	8.786	670	2
6	8.856	9.218	670	2

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
19	PO_Seminterrato	-	50,0	452,0	255,0	226	144	7	8
20	PO_Seminterrato	-	50,0	136,1	150,0	630	150	19	20
21	PO_Seminterrato	-	50,0	144,9	195,0	944	153	4	5
23	P1_Piano	-	42,0	145,4	180,0	625	450	20	21
22	P1_Piano	-	42,0	451,8	290,0	226	463	8	9
24	P1_Piano	-	42,0	136,9	260,0	948	482	5	6

Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
11	PO_Seminterrato	-	50,0	110,0	30,0	507	15	7	19

14	P0_Seminterrato	-	50,0	173,0	120,0	785	60	19	4
15	P0_Seminterrato	-	50,0	177,0	90,0	787	255	20	5
12	P0_Seminterrato	-	50,0	105,5	60,0	505	270	8	20
13	P1_Piano	-	42,0	105,5	20,0	505	310	8	20
16	P1_Piano	-	42,0	177,0	100,0	787	350	20	5
17	P1_Piano	-	42,0	101,0	140,0	502	600	9	21
18	P1_Piano	-	42,0	181,0	120,0	789	610	21	6

Parete : 3

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
10	8.166	8.202	0	0
7	8.856	8.202	0	0
11	8.166	8.202	300	1
8	8.856	8.202	300	1
12	8.166	8.202	670	2
9	8.856	8.202	670	2

Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
32	336	670	2

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
30	P0_Seminterrato	-	50,0	409,5	195,0	205	153	10	11
31	P0_Seminterrato	-	50,0	107,5	195,0	636	153	7	8
33	P1_Piano	-	42,0	126,0	150,0	336	475	11	32
32	P1_Piano	-	42,0	95,6	260,0	48	482	11	12

34	P1_Piano	-	42,0	114,4	260,0	633	482	8	9
----	----------	---	------	-------	-------	-----	-----	---	---

Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
25	P0_Seminterrato	-	50,0	173,0	120,0	496	60	10	7
26	P0_Seminterrato	-	50,0	175,0	90,0	492	255	11	8
27	P1_Piano	-	42,0	175,0	100,0	492	350	11	8
28	P1_Piano	-	42,0	177,0	120,0	184	610	12	32
29	P1_Piano	-	42,0	177,0	120,0	487	610	32	9

Parete : 4

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
13	7.756	8.052	0	0
28	7.756	8.357	0	0
16	7.756	8.790	0	0
1	7.756	9.218	0	0
14	7.756	8.052	300	1
29	7.756	8.357	300	1
17	7.756	8.790	300	1
2	7.756	9.218	300	1
15	7.756	8.052	670	2
30	7.756	8.357	670	2
18	7.756	8.790	670	2
3	7.756	9.218	670	2

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
42	P0_Seminterrato	-	50,0	118,0	195,0	59	153	13	14

45	P0_Seminterrato	-	50,0	142,5	195,0	1.095	153	1	2
43	P0_Seminterrato	-	50,0	244,5	90,0	320	165	28	29
44	P0_Seminterrato	-	50,0	235,0	90,0	733	165	16	17
46	P1_Piano	-	42,0	545,4	235,0	578	488	17	18
47	P1_Piano	-	42,0	135,6	235,0	1.098	488	2	3

Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
35	P0_Seminterrato	-	50,0	80,0	120,0	158	60	13	28
37	P0_Seminterrato	-	50,0	173,0	120,0	529	60	28	16
38	P0_Seminterrato	-	50,0	173,0	120,0	937	60	16	1
36	P0_Seminterrato	-	50,0	80,0	90,0	158	255	14	29
39	P0_Seminterrato	-	50,0	176,5	90,0	939	255	17	2
40	P1_Piano	-	42,0	176,5	150,0	939	375	17	2
41	P1_Piano	-	42,0	180,0	120,0	940	610	18	3

Parete : 5

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
16	7.756	8.790	0	0
19	8.856	8.786	0	0
17	7.756	8.790	300	1
20	8.856	8.786	300	1
18	7.756	8.790	670	2
21	8.856	8.786	670	2

Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
33	763	0	0
34	730	300	1
35	698	670	2

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
57	P0_Seminterrato	-	50,0	296,0	210,0	763	135	33	34
56	P0_Seminterrato	-	50,0	455,0	255,0	228	144	16	17
58	P0_Seminterrato	-	50,0	109,0	255,0	1.046	144	19	20
60	P1_Piano	-	42,0	382,8	210,0	698	425	34	35
59	P1_Piano	-	42,0	435,3	290,0	218	463	17	18
61	P1_Piano	-	42,0	130,9	290,0	1.035	463	20	21

Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
48	P0_Seminterrato	-	50,0	160,0	30,0	535	15	16	33
51	P0_Seminterrato	-	50,0	80,0	30,0	951	15	33	19
49	P0_Seminterrato	-	50,0	115,5	60,0	503	270	17	34
52	P0_Seminterrato	-	50,0	80,0	60,0	940	270	34	20
50	P1_Piano	-	42,0	115,5	20,0	503	310	17	34
53	P1_Piano	-	42,0	80,0	20,0	940	310	34	20
54	P1_Piano	-	42,0	71,0	140,0	471	600	18	35
55	P1_Piano	-	42,0	80,0	140,0	929	600	35	21

Parete : 6

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
13	7.756	8.052	0	0
22	8.166	8.052	0	0
14	7.756	8.052	300	1
23	8.166	8.052	300	1
15	7.756	8.052	670	2
24	8.166	8.052	670	2

Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
36	205	0	0
37	205	300	1

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
62	P0_Seminterrato	-	50,0	410,0	300,0	205	150	36	37

Parete : 7

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
22	8.166	8.052	0	0
10	8.166	8.202	0	0
25	8.166	8.357	0	0
23	8.166	8.052	300	1
11	8.166	8.202	300	1
26	8.166	8.357	300	1
24	8.166	8.052	670	2
12	8.166	8.202	670	2
27	8.166	8.357	670	2

Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
38	228	300	1
39	228	670	2

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
63	P0_Semintratto	-	50,0	305,0	300,0	153	150	10	11
64	P1_Piano	-	42,0	155,0	370,0	228	485	38	39

Parete : 8

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
28	7.756	8.357	0	0
25	8.166	8.357	0	0
29	7.756	8.357	300	1
26	8.166	8.357	300	1
30	7.756	8.357	670	2
27	8.166	8.357	670	2

Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
40	205	0	0
41	205	300	1

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
66	P0_Semintratto	-	50,0	410,0	300,0	205	150	40	41
67	P1_Piano	-	42,0	112,6	302,5	56	467	29	30

68	P1_Piano	-	42,0	120,4	302,5	350	467	26	27
----	----------	---	------	-------	-------	-----	-----	----	----

Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro o X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
65	P1_Piano	-	42,0	177,0	115,0	201	613	30	27

(*) Elementi di copertura

Alla luce di quanto esposto, il miglioramento in termini di PGA risulta in termini finali pari al 65 %, ovvero con un aumento percentuale di circa il 35% rispetto alla configurazione esistente, senza interventi.

Non è stato possibile raggiungere l'adeguamento in quanto le criticità strutturali e la scarsa legatura dei paramenti orizzontali, in assenza di sovraspinte verticali a garanzia della scatolarità, non consentono il raggiungimento del rapporto unitario tra la domanda e la capacità strutturale del fabbricato.

Verifiche strutturali locali

La verifica degli elementi allo SLU saranno impostate secondo le seguenti specifiche normative:
si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al NTC 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel par. 2.5.3, relazione (2.5.5) del NTC 2018;

per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

Verifiche di resistenza

Elementi in c.a.

Illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.10 del NTC 2018, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}} \right)^\alpha \leq 1$$

dove:

M_{Ex} , M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx} , M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.10 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

per tutte le coppie Mx, N, individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;

se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti. si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

Muratura

Per quanto concerne la verifica degli elementi in muratura (maschi e fasce), visto che tali elementi sono schematizzati attraverso elementi FEM di tipo shell (HP Shell), si procede, preventivamente, a determinare le sollecitazioni agenti, attraverso l'integrazione delle tensioni eseguite su almeno tre sezioni (in testa, al piede ed in mezzzeria per i maschi; a destra, a sinistra ed in mezzzeria per le fasce). Una volta determinate le sollecitazioni (sforzo normale, momento e taglio nel piano e momento fuori piano) si procede alle verifiche di resistenza su tali elementi.

In particolare, per i maschi murari, vengono eseguite le seguenti verifiche:

Pressoflessione nel piano: la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il momento agente di calcolo (MS) con il momento ultimo resistente (MR), calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni, secondo l'espressione (7.8.2) del NTC 2018. Nel caso di una sezione rettangolare, tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$MR = (L^2 \cdot t \cdot \sigma_0 / 2) \cdot (1 - \sigma_0 / 0,85 \cdot f_d);$$

dove:

MR è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione; è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa); è lo spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_0 = P / (L \cdot t)$ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con P forza assiale agente (positiva se di compressione). $MR = 0$ se P è di trazione oppure se $(1 - \sigma_0 / 0,85 \cdot f_d) < 0$; $d = f_k / gM$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente viene calcolato secondo quanto indicato al par. 7.8.3.2.1 del NTC 2018, ossia assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità $0,8 \cdot x$, dove x rappresenta la profondità dell'asse neutro, e sollecitazione pari a $0,85 \cdot f_d$. Le deformazioni massime considerate sono pari a $\epsilon_m = 0,0035$ per la muratura compressa e $\epsilon_s = 0,01$ per l'acciaio teso.

Taglio nel piano: la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il taglio agente di calcolo (V_{Ed}) con il taglio ultimo resistente (V_{Rd}) calcolato secondo l'espressione (7.8.3) del NTC 2018. Per gli elementi realizzati in muratura armata, il taglio ultimo resistente (V_{Rd}) è calcolato secondo quanto indicato al par. 7.8.3.2.2 del NTC 2018.

Pressoflessione fuori piano: la verifica, degli elementi in muratura ordinaria, per le combinazioni sismiche, si effettua confrontando il momento agente di calcolo (M_S) con il momento ultimo resistente (M_R), calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con un valore di resistenza pari a $0,85 \times f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_R = (t^2 \cdot L \cdot s_o / 2) \cdot (1 - s_o / 0,85 \cdot f_d);$$

dove:

M_R è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione; è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa); è lo spessore della zona compressa della parete;

$s_o = P / (L \cdot t)$ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con P forza assiale agente (positiva se di compressione). $M_R = 0$ se P è di trazione oppure se $(1 - s_o / 0,85 \cdot f_d) < 0$;

$f_d = f_k / g_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Per le combinazioni in assenza di sisma, invece, tale verifica viene effettuata secondo quanto indicato al par. 4.5.6.2 del NTC 2018, confrontando lo sforzo normale di calcolo (N_S) con lo sforzo normale resistente (N_R). Nel caso di una sezione rettangolare tale sforzo normale resistente può essere calcolato come:

$$N_R = F_t \cdot A \cdot f_d;$$

dove:

$A = L \cdot t$ è l'area della parete; $d = f_k / g_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura;

F_t è il coefficiente "trasversale" di riduzione della resistenza; in particolare:

per le sezioni di testa/piede viene calcolato con la relazione (6.4) (EN 1996-1-1:2006):

$$F_t = 1 - 2 \cdot e_i / t;$$

$$\text{con } e_i = e_{FP} + e_{imp} = M_S / N_S + H / 200 \geq 0,05 \cdot t.$$

per le sezioni di mezzeria viene calcolato secondo le indicazioni di Annex G EN 1996-1-1:2006

Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente (M_R) è calcolato secondo quanto indicato al par. 7.8.3.2.3 del NTC 2018, ossia adottando un diagramma delle compressioni e valori di deformazione limite per muratura e acciaio in modo analogo al caso di verifica nel piano.

Snellezza: la verifica si effettua confrontando il valore della snellezza di calcolo con il valore della snellezza limite, al fine di controllare il requisito geometrico delle pareti resistenti al sisma oppure di limitare gli effetti del secondo ordine in caso di calcolo non sismico.

Per le fasce murarie (o travi di accoppiamento in muratura), vengono eseguite, qualora siano state incluse nella modellazione strutturale, le seguenti verifiche:

Pressoflessione nel piano: la verifica si effettua allo stesso modo di quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dall'espressione (7.8.5) del NTC 2018:

$$MR = H_p \cdot h / 2 \cdot [1 - H_p / (0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)];$$

dove

H_p : minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4 f_{hd} \cdot h \cdot t$;

$f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$: resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete).

Taglio nel piano: la verifica si effettua allo stesso modo di quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dal minimo tra l'espressione (7.8.4) e (7.8.6) del NTC 2018:

$$VR = \min \{V_t; V_p\} \quad \text{con} \quad V_t = h \cdot t \cdot f_{vd0}; \quad p = H_p \cdot h / L \cdot [1 - H_p / (0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)];$$

dove

h : altezza della sezione della trave; $f_{vd0} = f_{vk0} / \gamma_M$: resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione; L : luce libera della trave in muratura.

Negli edifici in muratura esistente, in cui vi è una carenza sistematica di elementi di collegamento tra le pareti a livello degli orizzontamenti, è possibile richiedere una valutazione della vulnerabilità nei riguardi di meccanismi locali, che possono interessare non solo il collasso fuori dal piano di singoli pannelli murari, ma più ampie porzioni dell'edificio (ribaltamento e/o spanciamento di intere pareti mal collegate, ribaltamento e/o spanciamento di pareti sommitali, ecc.). Il modello utilizzato per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, di cui al par. C8.A.4 della Circolare 2019.

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

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi a_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);

- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi a al crescere dello spostamento δ_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento δ^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo);
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità delle resistenze richieste alla struttura (analisi cinematica lineare).

Per l'applicazione del metodo di analisi, si ipotizza:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Verifiche di Instabilità

Per tutti gli elementi strutturali sono state condotte verifiche delle membrature nei confronti di possibili fenomeni di instabilità, quali lo sbandamento laterale degli elementi compressi o pressoinflessi secondo le indicazioni del par. 4.4.8.2 del NTC 2018; in particolare sono state effettuate le seguenti verifiche:

Verifiche di stabilità per elementi compressi;

Verifiche di stabilità per elementi inflessi e compressi (secondo il par. 6.5.2.3 della CNR-DT 206/2007).

Si precisa che nel caso della verifica di stabilità per elementi inflessi e compressi, sia per i pilastri che per le travi, sono considerati gli effetti di svergolamento per entrambi i piani di flessione.

Verifiche di Deformabilità

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione, delle variazioni di umidità e degli scorrimenti nelle unioni, devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera. Il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine. Deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature. Deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$, per le membrature. Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale. I valori di k_{def} sono riportati nella Tab. 4.4.V. La verifica di deformabilità, occorre determinare preventivamente la

deformazione iniziale e la deformazione finale. il calcolo della deformazione iniziale (u_{in}) occorre valutare la deformazione istantanea con riferimento alla combinazione di carico rara. Per il calcolo della deformazione finale (u_{fin}) occorre valutare la deformazione a lungo termine per la combinazione di carico quasi permanente e sommare a quest'ultima la deformazione istantanea dovuta alla sola aliquota mancante, nella combinazione quasi permanente, del carico accidentale prevalente (da intendersi come il carico variabile di base della combinazione rara). via semplificata la deformazione finale u_{fin} , relativa ad una certa condizione di carico, si valuta come segue:

$$u_{fin} = u_{in} + u_{dif}$$

Elementi in Acciaio

Per quanto concerne la verifica degli elementi in acciaio, le verifiche effettuate per ogni elemento dipendono dalla funzione dell'elemento nella struttura. Ad esempio, elementi con prevalente comportamento assiale (controventi o appartenenti a travi reticolari) sono verificate a trazione e/o compressione; elementi con funzioni portanti nei confronti dei carichi verticali sono verificati a Pressoflessione retta e Taglio; elementi con funzioni resistenti nei confronti di azioni orizzontali sono verificati a pressoflessione deviata e taglio oppure a sforzo normale se hanno la funzione di controventi.

Le verifiche allo SLU sono effettuate sempre controllando il soddisfacimento della relazione:

$$R_d \leq S_d$$

dove R_d è la resistenza calcolata come rapporto tra R_k (resistenza caratteristica del materiale) e γ (coefficiente di sicurezza), mentre S_d è la generica sollecitazione di progetto calcolata considerando tutte le Combinazioni di Carico per lo Stato Limite esaminato. resistenza viene determinata, in funzione della Classe di appartenenza della Sezione metallica, col metodo Elastico o Plastico (vedi par. 4.2.3.2 del NTC 2018). portato in conto l'indebolimento causato dall'eventuale presenza di fori.

Le verifiche effettuate sono quelle previste al par. 4.2.4.1.2 ed in particolare:

Verifiche di Trazione

Verifiche di Compressione

Verifiche di Flessione Monoassiale

Verifiche di Taglio (considerando l'influenza della Torsione) assiale e biassiale.

Verifiche per contemporanea presenza di Flessione e Taglio

Verifiche per PressoFlessione retta e biassiale

Verifiche di Instabilità

Per tutti gli elementi strutturali sono state condotte verifiche di stabilità delle membrature secondo le indicazioni del par. 4.2.4.1.3 del NTC 2018; in particolare sono state effettuate le seguenti verifiche:

Verifiche di stabilità per compressione semplice, con controllo della snellezza.

Verifiche di stabilità per elementi inflessi.

Verifiche di stabilità per elementi inflessi e compressi.

Verifiche di Deformabilità

Sono state condotte le verifiche definite al par. 4.2.4.2 del NTC 2018 e in particolare si citano:

Verifiche agli spostamenti verticali per i singoli elementi (par. 4.2.4.2.1).

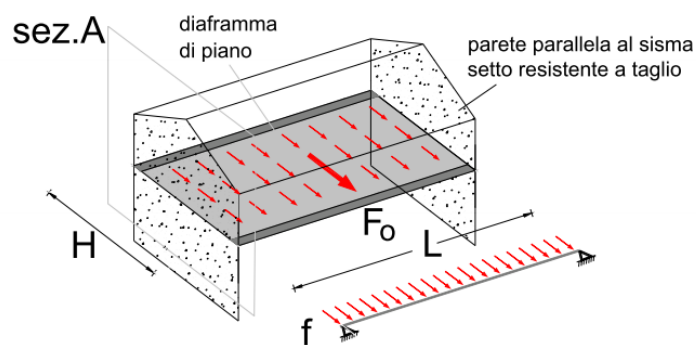
Verifiche agli spostamenti laterali per i singoli elementi (par. 4.2.4.2.2).

Verifiche agli spostamenti per il piano e per l'edificio (par. 4.2.4.2.2).

Le verifiche degli interventi puntuali sono quindi di seguito riportate:

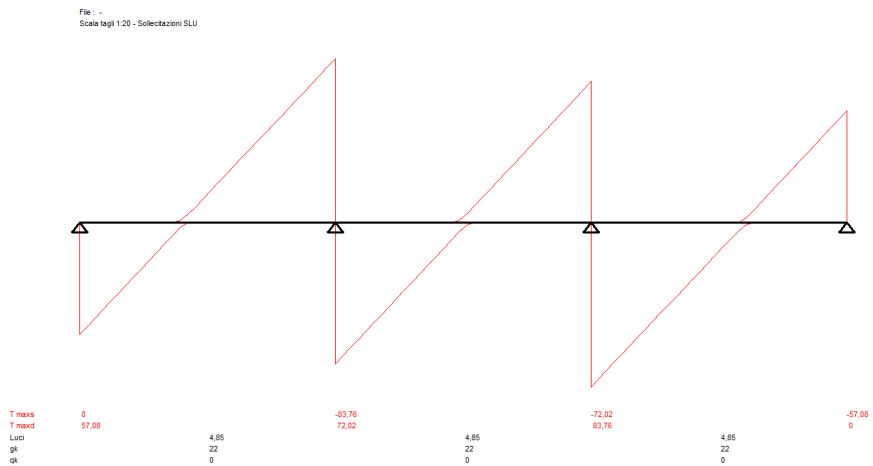
1. Getto di una cappa in c.a. spessore 6 cm sulle due aree di solaio in legno esistente al piano sottotetto con montaggio di cordolo in acciaio fissato con barre annegate nella muratura esistente

Il getto di una cappa collaborante permette la stabilizzazione a livello sismico del piano proprio del solaio in legno oggetto dell'intervento. I meccanismi che il diaframma rigido inibisce, associandolo al cordolo in acciaio, sono sostanzialmente i comportamenti fuori piano delle pareti, ed eventuali effetti di ribaltamento in quanto gli stessi appaiono in sezione vincolati alle estremità. Il comportamento del diaframma di piano associato al sisma è rappresentato nella figura seguente:



Gli effetti benefici del getto in c.a., coadiuvato dalla rete elettrosaldata disposta come da tavole allegate alla presente relazione, risultano fondamentali per il miglioramento sismico della struttura in esame, distribuendo la forza sismica su tutte le pareti e garantendo l'effetto scatolare.

L’asta di studio, analoga a quanto indicato in figura, risulta essere schematizzata per quanto concerne il taglio, come segue:



In particolare le tre campate rappresentano le fasce di cappa sottoposte all’azione sismica, calcolata mediante analisi lineare secondo l’accelerazione massima presente in sito e i pesi indicati nel paragrafo di competenza della presente relazione.

Orizzontamento	Peso [kN]	Altezza [m]	Wi x zi [kNm]	Fh [kN]	Fi [kN]	Ti [kN]
3	900	9	8100	850	189	189
2	1347	6	8082		188	377
1	1347	3	4041		85	462

Il tagliante di piano, distribuito lungo i 14 m di lunghezza della costruzione produce un’azione tagliante, e quindi delle tensioni tangenziali lungo le murature, che devono essere assorbite dagli spinotti, phi16/50 annegati nella muratura e fissati al cordolo in acciaio in profilo angolare.

Lo sforzo di taglio massimo risulta essere pari a 83.76 kN, mentre la sezione resistente della cappa collaborante, trascurando la rete dal calcolo, garantisce una tenuta allo sforzo di taglio adeguata a tale valore, pari a 2 ordini di grandezza superiori.

Il fissaggio mediante chiodature delle travi di orditura del solaio alla cappa collaborante, garantirà inoltre un’opportuna resistenza allo scorrimento della cappa sul solaio, garantendo inoltre la trasmissione degli sforzi in modo omogeneo con il vincolo del piano rigido. Ad ogni modo, in ottemperanza alle NTC2008, al punto 7.2.6. delle norme si legge: ‘Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi

strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza’.

Nel caso in esame la soletta risulta essere di 60 mm, pertanto il vincolo normativo risulta verificato.

2. Verifica delle sezioni lignee solaio esistente

La cappa collaborante e la nuova pavimentazione insisteranno su un solaio ligneo esistente, che deve essere ricalcolato ai fini della sicurezza.

Lo schema di solaio si potrebbe considerare a campate singole, in quanto verosimilmente il solaio è stato ordito con elementi singoli per ogni campata e non collegati tra loro. Tuttavia la presenza della cappa collaborante potrebbe trasmettere gli sforzi in modo più omogeneo, e pertanto si ritiene a favore di sicurezza il calcolo del solaio mediante trave continua. L’interasse dell’orditura risulta essere di 50 cm.

Lo schema di calcolo è quindi il seguente per lo SLU:

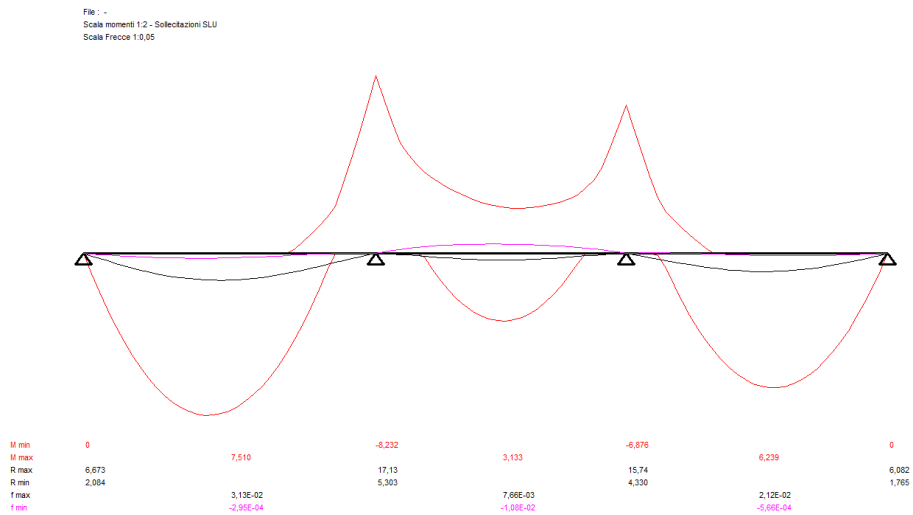


Figura 1 - Momento flettente [kNm]

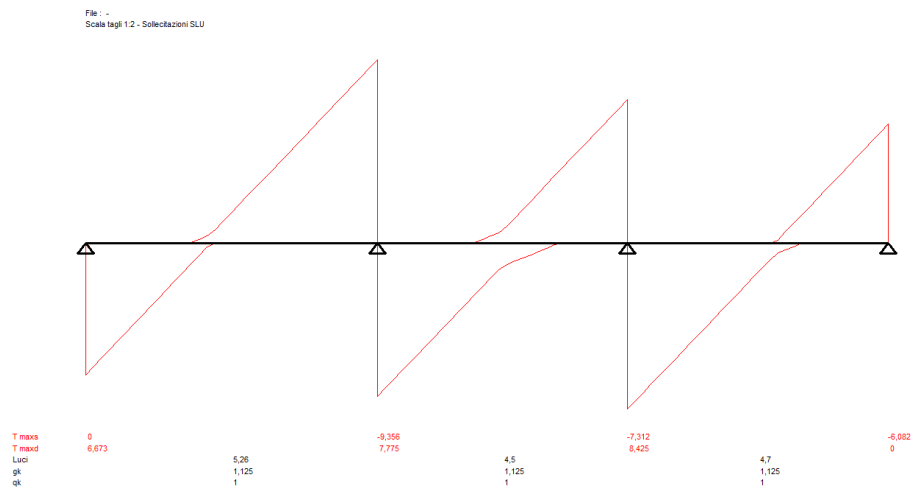


Figura 2 Taglio [kN]

Il valore del modulo elastico del legno, tenendo conto delle caratteristiche e dell'antichità dello stesso è stato posto pari a 11000N/mmq.

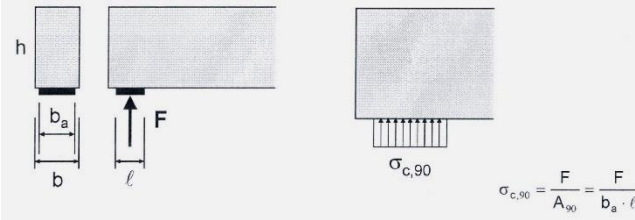
VALORI DI CALCOLO DELLE RESISTENZA					
CdC1			CdC2		
tipo di legno	LEGNO MASSICCIO		tipo di legno	LEGNO MASSICCIO	
classe di servizio	1	interno	classe di servizio	1	interno
classe di durata	E (ISTANTANEA)	vento	classe di durata	E (ISTANTANEA)	neve
g_M	1,50		g_M	1,50	
K_{mod1}	1,10		K_{mod2}	1,10	

VERIFICA A FLESSIONE E SVERGOLAMENTO					
CdC1			CdC2		
Momento max =	1415	Kgm	Momento max =	1415	Kgm
$M_{dx} =$	1415	Kgm	$M_{dx} =$	1415	Kgm
$M_{dy} =$	0	Kgm	$M_{dy} =$	0	Kgm
$\sigma_{m,x,d} = M_{dx}/W_x =$	164	Kg/cm2	$\sigma_{m,x,d} = M_{dx}/W_x =$	164	Kg/cm2
$\sigma_{m,y,d} = M_{dy}/W_y =$	0	Kg/cm2	$\sigma_{m,y,d} = M_{dy}/W_y =$	0	Kg/cm2
$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} \cdot g_M =$	176	Kg/cm2	$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} \cdot g_M =$	176	Kg/cm2
CONDIZIONE DI VERIFICA $\sigma_{m,x,d} < K_{crit} \cdot f_{m,d}$			CONDIZIONE DI VERIFICA $\sigma_{m,x,d} < K_{crit} \cdot f_{m,d}$		
$\sigma_{m,cr} =$	1453	N/mmq	$\sigma_{m,cr} =$	1453	N/mmq
$\lambda_{rel,m} =$	0,41		$\lambda_{rel,m} =$	0,41	
$K_{crit} =$	1,00		$K_{crit} =$	1,00	
$K_{crit} \cdot f_{m,d} =$	176		$K_{crit} \cdot f_{m,d} =$	176	
VERIFICATA			VERIFICATA		

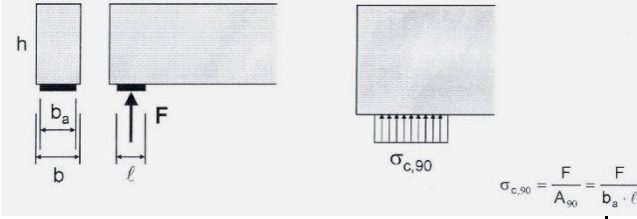
VERIFICA A TAGLIO					
CdC1			CdC2		
$V_d =$	993	Kg	$V_d =$	993	Kg
$\tau_d = 1.5 \cdot V_d / b \cdot h$	5,2	Kg/cm2	$\tau_d = 1.5 \cdot V_d / b \cdot h$	5,2	Kg/cm2
$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} \cdot g_M =$	18,3	Kg/cm2	$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} \cdot g_M =$	18,3	Kg/cm2
CONDIZIONE DI VERIFICA $\tau_d < f_{v,d}$			CONDIZIONE DI VERIFICA $\tau_d < f_{v,d}$		
VERIFICATA			VERIFICATA		

VERIFICA A SCHIACCIAMENTO SUGLI APOGGI					
--	--	--	--	--	--

CdC1			CdC2		
$F_{c,90,d} = Vd$	993	Kg	$F_{c,90,d} = Vd$	993	Kg
dim. appoggio "A"	30	cm	dim. appoggio "A"	30	cm
dim. appoggio "B"	16	cm	dim. appoggio "B"	16	cm



$$\sigma_{c,90} = \frac{F}{A_{90}} = \frac{F}{b_a \cdot \ell}$$



$$\sigma_{c,90} = \frac{F}{A_{90}} = \frac{F}{b_a \cdot \ell}$$

$\sigma_{c,90,d} = F_{c,90,d} / A_{90}$	2,1	Kg/cm2	$\sigma_{c,90,d} = F_{c,90,d} / A_{90}$	2,1	Kg/cm2
$f_{c,90,d} = K_{mod} f_{c,90,k} / \gamma_m$	18,3	Kg/cm2	$f_{c,90,d} = K_{mod} f_{c,90,k} / \gamma_m$	18,3	Kg/cm2
CONDIZIONE DI VERIFICA $\sigma_{c,90,d} < 1.5 * f_{c,90,d}$			CONDIZIONE DI VERIFICA $\sigma_{c,90,d} < 1.5 * f_{c,90,d}$		
$1.5 * f_{c,90,d} =$	27,5	Kg/cm2	$1.5 * f_{c,90,d} =$	27,5	Kg/cm2
VERIFICATA			VERIFICATA		

3. Rimozione tiranti in acciaio all'ultimo piano mansardato con trasferimento delle proprietà leganti alle capriate lignee esistenti.

In prossimità della copertura, il progetto prevede la costruzione di un cordolo sommitale in acciaio, sviluppato secondo le medesime modalità del cordolo in acciaio visto in precedenza.

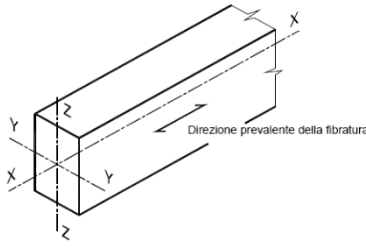
Trovandosi la copertura ad un livello più alto, ed essendo il tagliante di piano per questo motivo più modesto, si omette la verifica delle connessioni alla muratura.

Più attenzione riguarda viceversa la rimozione dei tiranti in acciaio con trasferimento delle proprietà di collegamento alle capriate esistenti mediante collegamenti bullonati e chiodati.

In particolare si prescrive il mantenimento dei tiranti perimetrali, mentre i tiranti intermedi presenti all'ultimo piano verranno rimossi. Le 6 capriate in legno verranno mantenute e ad esse sarà affidata la funzione strutturale di collegamento irrigidente della copertura.

Il piano rigido sarà formato dalle catene delle capriate collegate al cordolo in acciaio. I collegamenti saranno inoltre disposti sui singoli puntoni, garantendo pertanto la formazione del vincolo di piano rigido e irrigidendo la falda. La sollecitazione di trazione associata ad ogni capriata risulta connessa al tagliante di piano relativo alla copertura, nella fattispecie pari a 189 kN. Il valore da associare alla verifica dovrà essere necessariamente pari a 31.5 kN sia in trazione che compressione.

La verifica a trazione dell'elemento ligneo di sezione 20x20 cm risulta essere:

Verifica sezione in legno - versione 1.1 □ 2									
Classe di durata del carico				Media durata					
				1 settimana - 6 mesi [sovr. Var - neve ad alta quota]					
Classe di servizio				2	65% < UR < 85%			k _{mod}	0,8
Tipologia				Legno massiccio			□ _m	1,50	
				□					
Sezione		H [cm]	20,0	A [cm ²]	J _y [cm ⁴]	J _z [cm ⁴]	W _y [cm ³]	W _z [cm ³]	
Rettangolare		B [cm]	20,0	400	13333	13333	1333	1333	
Valori caratteristici del materiale								C14	
Proprietà di Resistenza [N/mm ²]					Proprietà di modulo elastico [N/mm ²]				
Flessione*		f _{m,k}	14,00	parallelo medio		E _{0,m}	7000		
Trazione parallela*		f _{t,0,k}	8,00	parallelo caratteristico		E _{0,05}	4700		
Trazione perpendicolare		f _{t,90,k}	0,40	perpendicolare medio		E _{90,m}	230		
Compressione parallela		f _{c,0,k}	16,00	tangenziale medio		G _m	440		
Compressione perpendicolare		f _{c,90,k}	2,00	Massa volumica [kg/m ³]					
Taglio		f _{v,k}	3,00	caratteristica		□ _k	290		
Considero k _h ?		NO	k _{h,fless,y}	1,00	k _{h,fless,z}	1,00	k _{h,traz}	1,00	
Sollecitazioni [kN,kNm]									
N _d		-31,50	kN						
T _{z,d}		0,00	kN						
T _{y,d}		0,00	kN						
M _{y,d}		0,00	kNm						
M _{z,d}		0,00	kNm						
M _{t,d}		0,00	kNm						
Verifiche di resistenza									
Trazione parallela alla fibratura				La sezione è verificata					
□ _{t,0,d}	0,79	N/mm ²	<	f _{t,0,d}	4,27	N/mm ²			

La verifica a compressione risulta anch'essa soddisfatta con FS > 3.

I collegamenti tra le travi/catene e il cordolo verranno fatti con piatti saldati, mentre le barre filettate saranno passanti phi16, 4 per ogni punto di appoggio.

Il collegamento viene verificato come segue, schematizzando la resistenza mediante inserimento di una piastra singola (a favore di sicurezza).

DATI DI PROGETTO

Caratteristiche geometriche

Spessore piastra interna	t	=	10	[mm]
Larghezza totale elemento in legno	T	=	200	[mm]
Semilarghezza elemento in legno da collegare	t_1	=	95	[mm]
Diametro spinotti in acciaio	d	=	16	[mm]
Classe spinotto	$f_{u,k}$	=	800	[MPa]
	$f_{y,k}$	=	640	[MPa]

8.8

Caratteristiche del materiale

Materiale :	Legno massiccio
Classe di resistenza (Gruppo EN338 / EN 11035) :	C20
Classe di servizio :	Classe di servizio 2

– Classe di servizio 2: è caratterizzata da un'umidità dei materiali in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei posti all'esterno degli edifici ma protetti, almeno parzialmente, dalle intemperie e dall'irraggiamento solare

Coefficiente parziale per il materiale :	γ_M	=	1,50	[-]
Coefficiente di deformazione :	k_{def}	=	0,80	[-]

Valori caratteristici	Valori di progetto	k_{mod} 0,90	
$f_{m,k}$ [MPa] 20,0	$f_{m,d}$ [MPa] 12,00		Flessione
$f_{t,0,k}$ [MPa] 12,0	$f_{t,0,d}$ [MPa] 7,20		Trazione parallela alle fibre
$f_{t,90,k}$ [MPa] 0,50	$f_{t,90,d}$ [MPa] 0,30		Trazione ortogonale alle fibre
$f_{c,0,k}$ [MPa] 19,0	$f_{c,0,d}$ [MPa] 11,40		Compress. parallela alle fibre
$f_{c,90,k}$ [MPa] 2,30	$f_{c,90,d}$ [MPa] 1,38		Compress. ortogonale alle fibre
$f_{v,k}$ [MPa] 2,20	$f_{v,d}$ [MPa] 1,32		Taglio

Rigidezza

Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$	=	9.500	[MPa]
Modulo elastico ortogonale medio	$E_{90,mean}$	=	320	[MPa]
Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	=	6.400	[MPa]
Modulo elastico tangenziale medio	G_{mean}	=	590	[MPa]

Massa

Massa volumica caratteristica	ρ_k	=	3,30	[kN/m ³]
-------------------------------	----------	---	------	----------------------

Azioni interne

Sforzo tagliante agente sul singolo spinotto:	S_d	=	8,00	[kN]
---	-------	---	------	------

VERIFICHE

Resistenza caratteristica a rifollamento	$f_{h,1,k}$	=	22,73	[MPa]	
Momento caratteristico di snervamento	$M_{y,k}$	=	262.14 4	[Nmm]	
Valore minimo caratteristico resistenza a taglio:	$R_{k,min}$	=	22,46	[kN]	modo: IIIA
Coefficiente parziale di sicurezza per unioni:	γ_M	=	1,50	[-]	
Coefficiente :	k_{mod}	=	0,90	[-]	
Numero di piani di taglio per singolo spinotto :	n_T	=	2,00	[-]	
Valore di progetto resistenza a taglio singolo spinotto:	R_d	=	26,95	[kN]	

$$S_d = 8,00 \text{ [kN]} < R_d = 26,95 \text{ [kN]} \quad \text{VERIFICATO}$$

$$\text{Coefficiente di sicurezza:} \quad R_d / S_d = 3,37 \text{ [-]}$$

Per quanto concerne la verifica del cordolo, essendo il tagliante di piano inferiore a quello calcolato precedentemente per il piano inferiore, si ritiene verificata equamente la resistenza delle connessioni dell'angolare in acciaio alla muratura.

4. Costruzione di un cordolo in acciaio all'ultimo piano del fabbricato adiacente al corpo di fabbrica principale (collegamento arcarecci al cordolo sommitale in acciaio)

Il cordolo in acciaio, analogamente per quanto visto per l'ultimo piano con le capriate di cui al paragrafo precedente, risulta essere sufficiente alla creazione di un piano rigido sommitale.

Le connessioni a vite per gli arcarecci vengono così verificate (rispetto alla classe del legno precedente, si è preferito diminuire la qualità del legno in essere):

DATI DI PROGETTO

Caratteristiche geometriche

Spessore piastra interna	t	=	10	[mm]
Larghezza totale elemento in legno	T	=	160	[mm]
Semilarghezza elemento in legno da collegare	t_1	=	75	[mm]
Diametro spinotti in acciaio	d	=	9	[mm]
Classe spinotto	$f_{u,k}$	=	800	[MPa]
	$f_{y,k}$	=	640	[MPa]

8.8

Caratteristiche del materiale

Materiale :	Legno massiccio
Classe di resistenza (Gruppo EN338 / EN 11035) :	C16
Classe di servizio :	Classe di servizio 2

– Classe di servizio 2: è caratterizzata da un'umidità dei materiali in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei posti all'esterno degli edifici ma protetti, almeno parzialmente, dalle intemperie e dall'irraggiamento solare

Coefficiente parziale per il materiale :	γ_M	=	1,50	[-]
Coefficiente di deformazione :	k_{def}	=	0,80	[-]

Valori caratteristici	Valori di progetto	k_{mod} 0,90	
$f_{m,k}$ [MPa] 16,0	$f_{m,d}$ [MPa] 9,60		Flessione
$f_{t,0,k}$ [MPa] 10,0	$f_{t,0,d}$ [MPa] 6,00		Trazione parallela alle fibre
$f_{t,90,k}$ [MPa] 0,50	$f_{t,90,d}$ [MPa] 0,30		Trazione ortogonale alle fibre
$f_{c,0,k}$ [MPa] 17,0	$f_{c,0,d}$ [MPa] 10,20		Compress. parallela alle fibre
$f_{c,90,k}$ [MPa] 2,20	$f_{c,90,d}$ [MPa] 1,32		Compress. ortogonale alle fibre
$f_{v,k}$ [MPa] 1,80	$f_{v,d}$ [MPa] 1,08		Taglio

Rigidezza

Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$	=	8.000	[MPa]
Modulo elastico ortogonale medio	$E_{90,mean}$	=	270	[MPa]
Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	=	5.400	[MPa]
Modulo elastico tangenziale medio	G_{mean}	=	500	[MPa]

Massa

Massa volumica caratteristica	ρ	=	3,10	[kN/m ³]
-------------------------------	--------	---	------	----------------------

Azioni interne

Sforzo tagliante agente sul singolo spinotto:	S_d	=	6,00	[kN]
---	-------	---	------	------

VERIFICHE

Resistenza caratteristica a rifollamento	$f_{h,1,k}$	=	23,13	[MPa]	
Momento caratteristico di snervamento	$M_{y,k}$	=	46.656	[Nmm]	
Valore minimo caratteristico resistenza a taglio:	$R_{k,min}$	=	7,17	[kN]	modo: IIIA
Coefficiente parziale di sicurezza per unioni:	γ_M	=	1,50	[-]	
Coefficiente :	k_{mod}	=	0,90	[-]	
Numero di piani di taglio per singolo spinotto :	n_T	=	2,00	[-]	
Valore di progetto resistenza a taglio singolo spinotto:	R_d	=	8,60	[kN]	
$S_d = 6,00 \text{ [kN]} < R_d = 8,60 \text{ [kN]}$					VERIFICA TO
Coefficiente di sicurezza:	R_d / S_d	=	1,43	[-]	

5. Verifica trave in acciaio rompitratta solaio ligneo esistente

L'installazione di una trave rompitratta in acciaio (v. tavole allegate) permetterà la diminuzione della freccia in mezzera per quanto concerne il solaio in legno da sostenere.

Il momento massimo in campata, calcolato a favore di sicurezza secondo le formule della Scienza delle Costruzioni risulta pari a 34 kNm mentre il taglio 22.5 kN.

La sezione prescelta per assolvere a tale funzione risulta essere il profilo HEB220.

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a taglio - flessione			
(Azione nel piano dell'anima)			
$M_{Ed} \leq M_{V,pl,Rd} \quad M_{V,pl,Rd} = (1 - \rho) M_{pl,Rd} \quad \rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right)^2 \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v (f_{yk} / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$			
MEd = momento sollecitante di calcolo MV,Rd = resistenza convenzionale di calcolo VEd = taglio di calcolo Vc,Rd = resistenza di calcolo a taglio Av = area resistente a taglio della sezione fyk = tensione caratteristica a snervamento γM0 = coefficiente di sicurezza			
INPUT			
Definizione dell'azione sollecitante	V [kN] =	22,5	M [kNm] = 34
Scelta del profilo	HE 220 B	Vpl,Rd [kN] =	422
Classe dell'acciaio	S275JO - S275JR - S275J2	Classe sez.	1
OUTPUT			
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2 NTC 2008)			
MEd =	34,00 [kNm]	MEd / M _{V,pl,Rd} =	0,78 Verifica a fless. soddisfatta
M _{V,pl,Rd} =	43,71 [kNm]	VEd / V _{c,Rd} =	0,05 Verifica a taglio soddisfatta

Il collegamento alla muratura viene costruito mediante appoggio e fissaggio con barre filettate annegate in resina epossidica a tenuta.

APPOGGIO SU MURATURA

larghezza appoggio	25	cm	
lunghezza appoggio	25	cm	
fm	10,00	DaN/cm2	
FC	1		
gamma_M	2		
fd	7,50	DaN/cm2	
reazione trave	1.765	DaN	
pressione	5,65	DaN/cm2	VERIFICATO

Il cuscino in c.a. 15x15 cm garantirà una buona distribuzione del carico sulla muratura esistente.

Per quanto concerne la verifica delle connessioni delle travi di solaio esistenti, si è proceduto come segue:

DATI DI PROGETTO

Caratteristiche geometriche

Spessore piastra interna	t	=	8	[mm]
Larghezza totale elemento in legno	T	=	140	[mm]
Semilarghezza elemento in legno da collegare	t ₁	=	66	[mm]
Diametro spinotti in acciaio	d	=	9	[mm]
Classe spinotto	f _{u,k}	=	800	[MPa]
	f _{y,k}	=	640	[MPa]

Caratteristiche del materiale

Materiale :	Legno massiccio
Classe di resistenza (Gruppo EN338 / EN 11035) :	C16
Classe di servizio :	Classe di servizio 2

– Classe di servizio 2: è caratterizzata da un'umidità dei materiali in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei posti all'esterno degli edifici ma protetti, almeno parzialmente, dalle intemperie e dall'irraggiamento solare

Coefficiente parziale per il materiale :	γ_M	=	1,50	[-]
Coefficiente di deformazione :	k _{def}	=	0,80	[-]

Valori caratteristici	Valori di progetto	k _{mod} 0,90	
f _{m,k} [MPa] 16,0	f _{m,d} [MPa] 9,60		Flessione
f _{t,0,k} [MPa] 10,0	f _{t,0,d} [MPa] 6,00		Trazione parallela alle fibre
f _{t,90,k} [MPa] 0,50	f _{t,90,d} [MPa] 0,30		Trazione ortogonale alle fibre
f _{c,0,k} [MPa] 17,0	f _{c,0,d} [MPa] 10,20		Compress. parallela alle fibre
f _{c,90,k} [MPa] 2,20	f _{c,90,d} [MPa] 1,32		Compress. ortogonale alle fibre
f _{v,k} [MPa] 1,80	f _{v,d} [MPa] 1,08		Taglio

Rigidezza

Modulo elastico parallelo medio	E _{0,mean}	=	8.000	[MPa]
Modulo elastico ortogonale medio	E _{90,mean}	=	270	[MPa]
Modulo elastico parallelo caratteristico	E _{0,05}	=	5.400	[MPa]
Modulo elastico tangenziale medio	G _{mean}	=	500	[MPa]

Massa

Massa volumica caratteristica	ρ	=	3,10	[kN/m ³]
-------------------------------	--------	---	------	----------------------

Azioni interne

Sforzo tagliante agente sul singolo spinotto:

$$S_d = 4,50 \text{ [kN]}$$

VERIFICHE

Resistenza caratteristica a rifollamento	$f_{h,1,k}$	=	23,13	[MPa]	modo: IIIA
Momento caratteristico di snervamento	$M_{y,k}$	=	46.65 6	[Nmm]	
Valore minimo caratteristico resistenza a taglio:	$R_{k,min}$	=	7,17	[kN]	
Coefficiente parziale di sicurezza per unioni:	γ_M	=	1,50	[-]	
Coefficiente :	k_{mod}	=	0,90	[-]	
Numero di piani di taglio per singolo spinotto :	n_T	=	2,00	[-]	
Valore di progetto resistenza a taglio singolo spinotto:	R_d	=	8,60	[kN]	
$S_d = 4,50 \text{ [kN]}$		<	$R_d = 8,60 \text{ [kN]}$		VERIFICA TO
Coefficiente di sicurezza:	R_d / S_d	=	1,91	[-]	

L'ultima categoria di collegamento risulta essere quello del piatto (part. 2, Tav. 3) di connessione tra gli angolari di cordolo presenti nel solaio minore. I collegamenti inclinati, ogni 50 cm, sono assimilabili ai connettori visti in precedenza per il cordolo angolare. La funzione di tale collegamento risulta utile ai fini del comportamento scatolare della struttura a livello del piano di interesse, pertanto le connessioni inclinate si ritengono implicitamente verificate in quanto analoghe in termini di spessore degli elementi e di fissaggio, agli elementi utilizzati nel cordolo con profilo angolare.

6. Iniezione malte leganti

L'intervento che dal punto di vista globale garantisce la migliore affidabilità è quello relativo all'iniezione di malte leganti: tale opera consente di garantire la minima scolarità dell'edificio e quindi la possibilità di procedere al miglioramento sismico atteso in termini globali. Le risultanze sono state riportate nello schema riportato dal software di calcolo TreMuri di Stadata riportato nel precedente paragrafo.

San Daniele del Friuli, giugno 2022

Il progettista strutturale
ing. Sergio Fistarol

Piano di manutenzione dell'opera

(Ai sensi del D.M. 17.01.2018, art. 10.1)

1. Premessa

Le opere che tratta il presente piano di manutenzione riguardano le opere facenti parte della relazione e delle tavole grafiche allegate al progetto.

2. Scheda identificativa dell'opera.

I lavori consistono nelle opere di:

1. Iniezioni di legante idraulico a base inorganica
2. Costruzione portali e rinforzi in acciaio
3. Interventi localizzati cuci-scuci
4. Interventi di irrigidimento locale
5. Interventi di piano
6. Interventi di rinforzo in copertura

Indirizzo: Via 4 Novembre 2, Valvasone Arzene (PN)

Proprietà: Comune di Valvasone Arzene

Progettazione strutturale: Ing. Sergio Fistarol

Direzione lavori: da nominare

Collaudatore: da nominare

3. Interventi manutentivi

Opere in cemento armato/leganti idraulici

Elementi del sistema edilizio aventi il compito di resistere alle azioni verticali ed orizzontali agenti sulla parte di struttura fondazionale tipo "platea" o fondazione nastriforme:

LIVELLO MINIMO DELLE PRESTAZIONI

- *Resistenza ai carichi e alle sollecitazioni previste in fase di progettazione.*
- *Adeguate resistenza meccanica a compressione.*
- *Buona resistenza termica ed un'elevata permeabilità al passaggio del vapor acqueo.*
- *Adeguate resistenza al fuoco.*

CARATTERISTICHE MINIME DEI MATERIALI

- *Calcestruzzo: R_{ck} minimo: 30 N/mm².*

MODALITA' DI CONTROLLO

- *Controllo visivo atto a riscontrare possibili anomalie che precedano fenomeni di cedimenti strutturali.*

PERIODICITA'

- *Annuale.*

PROBLEMI RISCONTRABILI

- *Insorgere di efflorescenze o comparsa di muffe.*
- *Formazione di fessurazioni o crepe.*
- *Corrosione delle armature.*
- *Disgregazione o deterioramento del cemento con conseguente perdita degli aggregati.*
- *Movimenti relativi fra i giunti.*
- *Formazioni di bolle d'aria.*

POSSIBILI CAUSE

- *Alternanza di penetrazione e di ritiro dell'acqua.*

TIPO DI INTERVENTO (in ogni caso consultare preventivamente un tecnico strutturale).

- *Riparazioni localizzate delle parti strutturali.*
- *Ripristino di parti strutturali in calcestruzzo armato.*
- *Protezione dei calcestruzzi da azioni disgreganti,*
- *Protezione delle armature da azioni disgreganti.*

STRUMENTI ATTI A MIGLIORARE LA CONSERVAZIONE DELL'OPERA

- *Vernici, malte e trattamenti speciali.*
- *Prodotti contenenti resine idrofuganti e altri additivi specifici*

Opere in acciaio

Elementi del sistema edilizio orizzontali e verticali, aventi il compito di resistere alle azioni di progetto e di trasmetterle alle fondazioni ed alle altre parti strutturali ad essi collegate.

LIVELLO MINIMO DELLE PRESTAZIONI

- *Elevata resistenza meccanica.*
- *Adeguate resistenza al fuoco.*

MODALITA' DI CONTROLLO

- *Controllo visivo atto a riscontrare possibili anomalie che precedano fenomeni di cedimenti strutturali.*

PERIODICITA'

- *Annuale.*

PROBLEMI RISCONTRABILI

- *Possibili distacchi fra i vari componenti.*
- *Perdita della capacità portante.*
- *Rottura dei punti di saldatura.*
- *Cedimento delle giunzioni bullonate.*
- *Fenomeni di corrosione.*
- *Perdita della protezione ignifuga.*

POSSIBILI CAUSE

- *Anomali incrementi dei carichi da sopportare.*
- *Fenomeni atmosferici.*
- *Incendi.*

TIPO DI INTERVENTO (in ogni caso consultare preventivamente un tecnico strutturale).

- *Riparazioni localizzate delle parti strutturali.*
- *Verifica del serraggio fra gli elementi giuntati.*
- *Ripristino della protezione ignifuga.*
- *Verniciatura.*

EVENTUALI ACCORGIMENTI ATTI A MIGLIORARE LA CONSERVAZIONE DELL'OPERA

- *Vernici ignifughe.*
- *Altri additivi specifici.*

Il progettista strutturale
ing. Sergio Fistarol

Il Direttore dei Lavori

Il Committente

Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità

I programmi di calcolo utilizzati come MasterSap FreeWare e Stadata 3Muri sono idonei a riprodurre nel modello matematico il comportamento della struttura e gli elementi finiti disponibili e utilizzati sono rappresentativi della realtà costruttiva.

Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate.

Il modello viene generato direttamente dal disegno architettonico riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso sono stati effettuati tutti i controlli dimensionali con gli strumenti del software a disposizione dell'utente. Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state ricontrollate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste.

Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione.

Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate dalla Scienza delle Costruzioni. Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità e confortati anche dalla propria esperienza.

I risultati scaturiti dall'elaborazione sono stati tutti ricontrollati ed oggetto di riflessione critica. Gli ordini di grandezza delle sollecitazioni sismiche calcolate per mezzo dell'analisi statica lineare e risultati dall'analisi pushover della struttura ante e post operam risultano congrui a quanto previsto e confrontabili in termini numerici.

Gli ordini di grandezza dei periodi di vibrare, del taglio alla base e delle altre verifiche condotte nella presente relazione appaiono allineate ai metodi di calcolo numerico semplificati, e pertanto si considerano validati i risultati del modello di calcolo digitale.

San Daniele del Friuli, giugno 2022

Il progettista strutturale
ing. Sergio Fistarol

Conclusioni

La modellazione della struttura nell'ambito della verifica di vulnerabilità, unitamente alle conclusioni da essa tratte consentono di stilare con un grado di dettaglio esecutivo il progetto di intervento strutturale, meglio descritto nelle tavole grafiche.

L'edificio è staticamente idoneo a sostenere i carichi per gli usi e gli utilizzi attuali, ma le potenzialità deformative laterali e dei paramenti murari inducono ad intervenire in modo significativo e complessivo: l'applicazione dei leganti e degli interventi locali consente di raggiungere performance migliorate rispetto all'esistente e più vicine alle normative vigenti in quanto rinforzano la struttura sia in senso verticale che orizzontale, legando la copertura allo strato fondazionale. Tali interventi risultano inoltre allineati a quanto richiesto dall'intesa con l'Amministrazione Comunale e allineati alle richieste della Soprintendenza che ritiene troppo invasivi interventi di adeguamento vero e proprio della struttura, individuando nel solo miglioramento sismico l'unico intervento possibile.

Gli interventi proposti, infine, risultano assolutamente attuabili e identificano sostanzialmente la il progetto esecutivo adeguato alla fase di gara e quindi all'esecuzione.