



DIREZIONE CENTRALE PATRIMONIO

Servizio P.R.M. (Progettazione Realizzazione Manutenzione) Patrimonio Comunale

TITOLO PROGETTO

"Riqualificazione della casa di riposo Signoriello" inerente il Programma Operativo Nazionale "Città Metropolitane 2014 - 2020" (PON METRO) - Azione 4.1.1 "Realizzazione e Recupero alloggi" - Asse 4 "Infrastrutture per l'inclusione sociale".

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO ELABORATO:

**Relazione Tecnica di Calcolo
Strutturale - Vulnerabilità sismica e
proposte di adeguamento**

CODICE ELABORATO:

IS - RTCSISM

SCALA:

/

DATA:

Settembre 2018

PROGETTO ARCHITETTONICO E IMPIANTISTICO

Ing. Giuseppe Di Nuzzo

Arch. Fabio Ferriero

Ing. Giovanni Toscano

Arch. Roberto Viscogliosi

PROGETTO STRUTTURALE

S.IN.T.E.C. s.r.l.

IL R.U.P.:

Arch. Guglielmo Pescatore

IL DIRIGENTE:

Ing. Francesco Cuccari



Fondo per lo Sviluppo
e la Coesione



1. INTRODUZIONE

In merito alla redazione del progetto definitivo per gli interventi di miglioramento sismico dell'istituto "Casa di riposo Signoriello" nel Comune di Napoli (NA), si è proceduto dapprima alla verifica di sicurezza statica dell'edificio al fine di individuarne eventuali debolezze nei confronti delle azioni statiche, cui sono seguite le verifiche di sicurezza sismica pre e post intervento di miglioramento.



Figura 1 - Localizzazione dell'edificio

L'istituto di cui trattasi è sito in Via Duca degli Abruzzi, terza traversa, Napoli, nel quartiere Secondigliano ed è costituito da un edificio a pianta irregolare sia in pianta che in elevazione.

La struttura portante è in muratura di tufo di 50 e 60 cm. di spessore a sostegno di solai lignei con putrelle in acciaio, fatta eccezione per i solai di copertura del piano interrato che sono realizzati in muratura a volta. I solai si presentano in un buono stato di conservazione, eccetto il solaio di calpestio della sala mensa (situata nell'ala est del fabbricato) i cui elementi portanti in acciaio necessitano di manutenzione ordinaria.

La copertura è costituita da solai calpestabili lignei con putrelle in acciaio, eccetto per un solo ambiente la cui copertura è realizzata in legno a falde inclinate.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:



FSC

Fondo per lo Sviluppo
e la Coesione



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 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

”Norme tecniche per le Costruzioni”

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

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

“Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord.)

”Norme tecniche per le Costruzioni”

C.N.R. – UNI 10011

“Istruzioni per il calcolo l’esecuzione e il montaggio”

UNI ENV 1996-1-1

“Eurocodice 6: Progettazione delle strutture di muratura”

UNI 11104:2004

UNI EN 206-1:2006

UNI EN 197

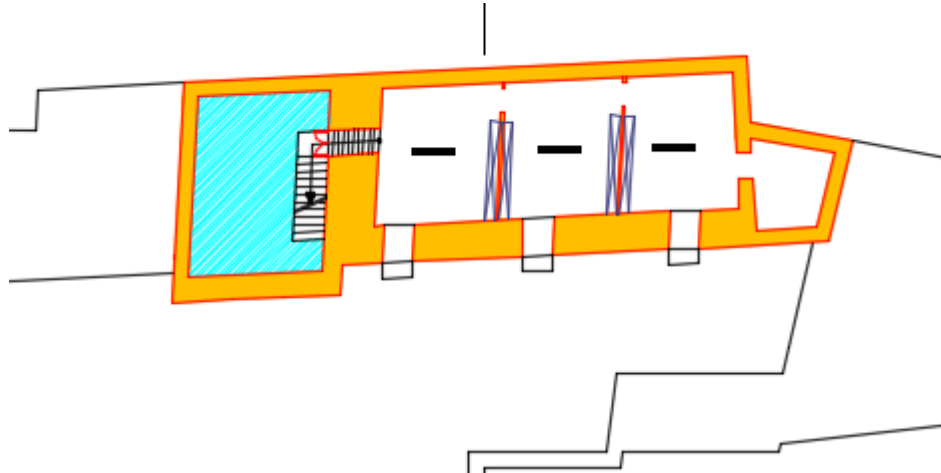
3. DESCRIZIONE GENERALE DELLO STATO DI FATTO

Composizione Architettonica

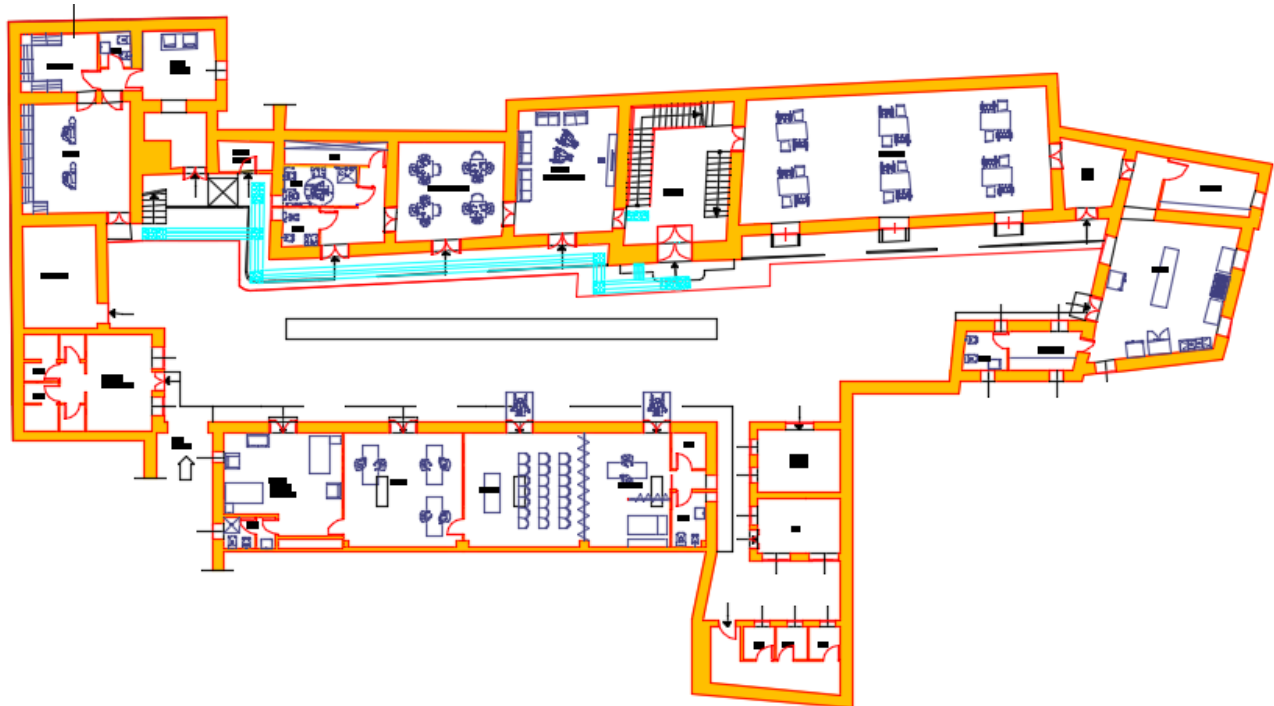
L’edificio, progetto e realizzato nell'800, è organizzato secondo uno schema planimetrico costituito da quattro blocchi a pianta pseudo – rettangolare. Parte dell'edificio si sviluppa su due piani. E' presente un

piano interrato al di sotto del blocco principale.

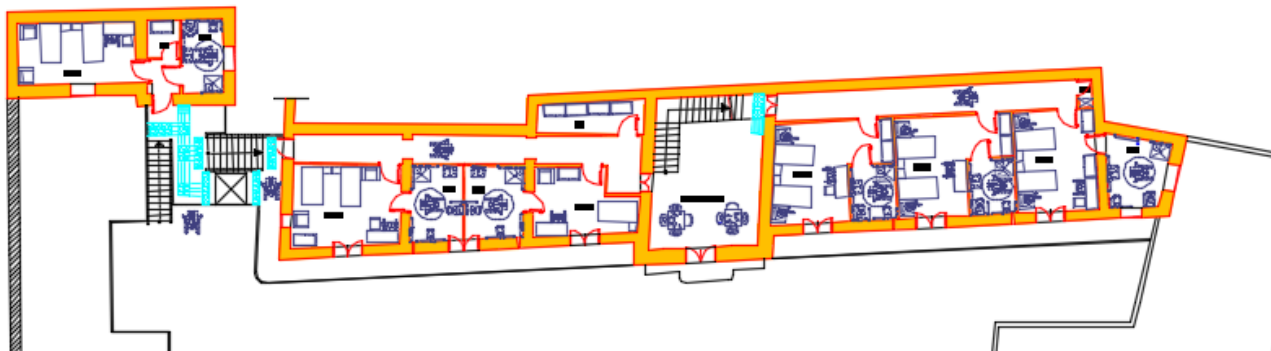
Si riportano di seguito le viste in piante e in prospettiva dell'edificio in questione



Pianta piano interrato



Pianta primo piano



Pianta secondo piano



Prospetto

4. DESCRIZIONE GENERALE DELLE INDAGINI PREVENTIVE SVOLTE

Per raggiungere un'adeguata conoscenza degli elementi strutturali e non costituenti l'edificio, è stata eseguita una campagna di indagine consistente in:

- ispezione visiva
- rilievo fotografico del quadro fessurativo e analisi del degrado;
- rilievo fotografico e scheda di rilievo degli elementi NON strutturali;
- prove con martinetti piatti;
- prove geotecniche.

5. PROVE GEOLOGICHE

Per quanto concerne la caratterizzazione del terreno di fondazione, si rimanda alla *"Relazione Geologica"*.

6. CARATTERISTICHE DELLA MURATURA

La struttura portante principale è realizzata in muratura di tufo giallo napoletano. I solai sono del tipo ligneo

con pudrelle in acciaio.

La conoscenza della costruzione in muratura oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di una adeguata analisi, e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali. Tali operazioni saranno funzione degli obiettivi preposti ed andranno ad interessare tutto o in parte la costruzione, a seconda della ampiezza e della rilevanza dell'intervento previsto.

Dall'analisi dello stato dei luoghi e dalla disponibilità della committenza è stata riscontrata la possibilità di raggiungere il livello di conoscenza LC2 per la struttura in muratura. Pertanto dopo la prima ispezione visiva è stato redatto il piano delle indagini finalizzato al conseguimento del **livello di conoscenza LC2 con adozione del fattore di confidenza F.C. = 1,20**.

Pertanto così come indicato nella Ordinanza 3274 come modificato dall'O.P.C.M. 3431 del 3/5/05 si è proceduto a: rilievo ex-novo completo della geometria della parte di edificio interessata dalle lavorazioni, estese verifiche in situ per la definizione dei dettagli strutturali, l'utilizzo di valori usuali per la pratica costruttiva e estese prove in situ per la definizione delle proprietà dei materiali.

Di seguito si riporta in maniera riassuntiva e tabellare i passaggi eseguiti per la definizione del livello di conoscenza e del fattore di confidenza.

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.35
LC2	Rilievo muratura, volte, solai, scale.		Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3	Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive - caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 - caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). - caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).	Tutti	1.00

La conoscenza della geometria strutturale di edifici esistenti in muratura deriva di regola dalle operazioni di rilievo. Tali operazioni comprendono il rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, incluse eventuali nicchie, cavità, canne fumarie, il rilievo delle volte (spessore e profilo), dei solai e della copertura (tipologia e orditura), delle scale (tipologia strutturale), la individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete e la tipologia delle fondazioni. La rappresentazione dei risultati del rilievo viene effettuata attraverso piante, alzati e sezioni.

Viene inoltre rilevato e rappresentato l'eventuale quadro fessurativo, classificando quando possibile ciascuna lesione secondo la tipologia del meccanismo associato (distacco, rotazione, scorrimento, spostamenti fuori

del piano, etc.), e deformativo (evidenti fuori piombo, rigonfiamenti, depressioni nelle volte, etc.). La finalità è di consentire, nella successiva fase diagnostica, l'individuazione dell'origine e delle possibili evoluzioni delle problematiche strutturali dell'edificio.

Nel caso in esame non si riscontra la presenza di alcuna fessurazione negli elementi strutturali portanti segno dello stato di benessere delle strutture.

I dettagli costruttivi da esaminare sono relativi ai seguenti elementi:

- qualità del collegamento tra pareti verticali;
- qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
- esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;

Il collegamento orizzontale è anch'esso di buona fattura per la presenza sia di cordoli di piano, di pietre trasversali, di comenti di malta su tutti i lati della pietra di tufo.

Le caratteristiche meccaniche dei materiali sono state desunte dai valori di letteratura per murature vecchie, sono stati applicati coefficienti correttivi amplificativi delle resistenze per tener conto della qualità della muratura presente in sito.

I valori caratteristici sono stati divisi per il fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza LC2. Per quanto definito precedentemente la resistenza a compressione della parete viene stabilita pari al valore medio dei valori desunti dalla tabella C8A.2.1 della circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 che di seguito riportata che è pari a 1,90 MPa a compressione ed 0,035 MPa a taglio.

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16

La scelta di tali valori è dovuta anche al riscontro con la prova a martinetti piatti eseguita in situ, di cui si riportano di seguito stralci della relazione e dei risultati



TECNOLAB srl
Laboratorio Prove
su Materiali da Costruzione

Aut. Min. n° 9442/2012 R.308/2015
Certificato UNI EN ISO 9001:2008 EA35
O.N. Re 350/11M/127 D. MISE 12/03/2015

Sede Laboratorio:
Via S. Maria del Pianto, 80
80143 NAPOLI
Tel. 081.2507107 - Fax 081.19560514
www.tecnolabnapoli.it
E-mail: tecnolab@virgilio.it

Sede Legale:
Via Santella - Pico La Parla
81055 S. Maria C. V. (CE)
C.C.I.A.A. n° 201023
Part. IVA: 02856650615

DIVISIONE PROVE IN SITO

Luogo :	Corso Secondigliano, Il Trav. Duca degli Abruzzi Napoli (NA)	
Prova eseguita il 18/07/2018	Certificato n. Mon 3023	del 24/07/2018

Richiedente:	ing. Rodolfo Fisciano (per la Società di Ingegneria S.I.N.T.E.C. srl)
Indirizzo:	Via Oriani 2 - Pozzuoli (NA)
Oggetto:	Intervento di Riqualificazione della Casa di Riposo SIGNORIELLO
Proprietario/Committente:	Comune di Napoli
Prova richiesta:	Prove di carico ai martinetti piatti per la determinazione di: - Prova 1 - CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE - Prova 2 - RESISTENZA a COMPRESSIONE

PRESENTI ALLA PROVA

Qualifica	NOME
Respons. per il Laboratorio	Andrea Lisetto, Daniele Tonci
Verificatore Strutturale	ing. Rodolfo Fisciano

Caratteristiche Attrezzatura

- Mototronicatrice a scoppio a trasmissione eccentrica con lama diamantata Ø 350 mm
- Deformometro meccanico analogico con base di riferimento da 200 mm in acciaio INVAR e comparatore analogico bimillesimale corsa 5 mm.
- Pompa idraulica manuale per martinetti piatti a due Manometri Ø 160 mm con classe precisione 0,6% e campi misura 0..16 + 0..60

Caratteristiche di martinetti e taglio

Am = Superficie martinetti =	761,5 cm ²	As = Superficie sega =	801,6 cm ²
Sm = Spessore Martinetti =	3,5 mm	Ac = Sup. di contatto =	725,2 cm ²
Dm = Larghezza Martinetti =	34,7 cm	Pm = profondità taglio =	25,7 cm
K1 = coefficiente di riduzione per relazione Forma martinetto piatto / Taglio = 0,85			

Caratteristiche costruttive del paramento murario

- Muratura in pietra di tufo giallo a conci irregolari

Simbologia

PROVA 1
σ_a = Stato di sollecitazione max registrato
σ_{ae} = Stato di sollecitazione effettivo = $\sigma_a \times K1$
PROVA 2
σ_{m1} = Stato di sollecitaz. max registrato
σ_{m1e} = Stato di sollecitaz. max registrato effettivo = $\sigma_{m1} \times K1$
σ_r = Tensione ricavata di rottura
σ_{re} = Tensione ricavata di rottura effettiva = $\sigma_r \times K1$

Lo Spedimentatore
arch. Fausto Convino

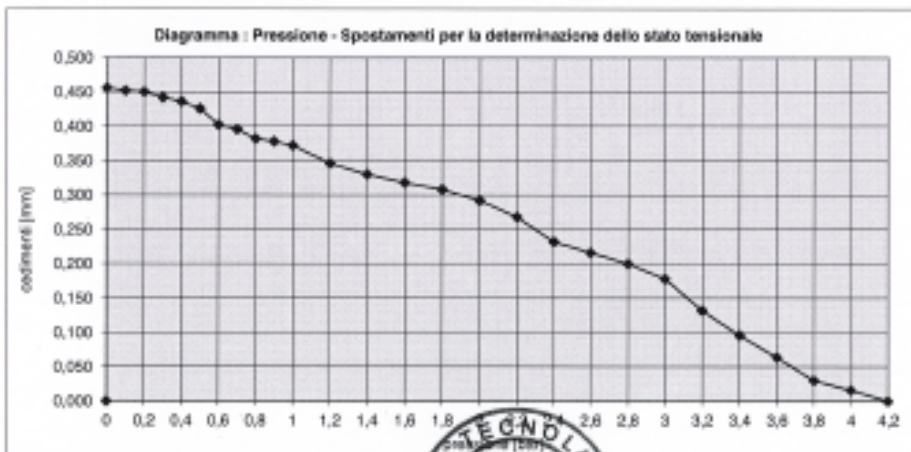
Il Direttore di Laboratorio
ing. Andrea Basile

pag. 1 di 4



PROVA N.1		Postazione MP1				
Prova per la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione della muratura						
Pressione bar	BASI DI MISURA			media	Δl mm	NOTE
	Mis. 1	Mis. 2	Mis. 3			
0	831			831	0,000	Prima del taglio
0	803			803	0,456	Dopo il taglio
0,1	805			805	0,452	*
0,2	808			808	0,450	*
0,3	810			810	0,442	*
0,4	813			813	0,436	*
0,5	818			818	0,426	*
0,6	830			830	0,402	*
0,7	833			833	0,396	*
0,8	840			840	0,382	*
0,9	842			842	0,378	*
1	845			845	0,372	*
1,2	858			858	0,346	*
1,4	866			866	0,330	*
1,6	872			872	0,318	*
1,8	877			877	0,308	*
2	885			885	0,292	*
2,2	887			887	0,288	*
2,4	715			715	0,232	*
2,6	723			723	0,216	*
2,8	731			731	0,208	*
3	742			742	0,178	*
3,2	765			765	0,132	*
3,4	783			783	0,096	*
3,6	799			799	0,064	*
3,8	816			816	0,030	*
4	823			823	0,016	*
4,2	831			831	0,000	*

$$\Delta l [\text{mm}] = \text{spost. attuale} - \frac{(\text{base di misura} - \text{base di misura precedente})}{100}$$

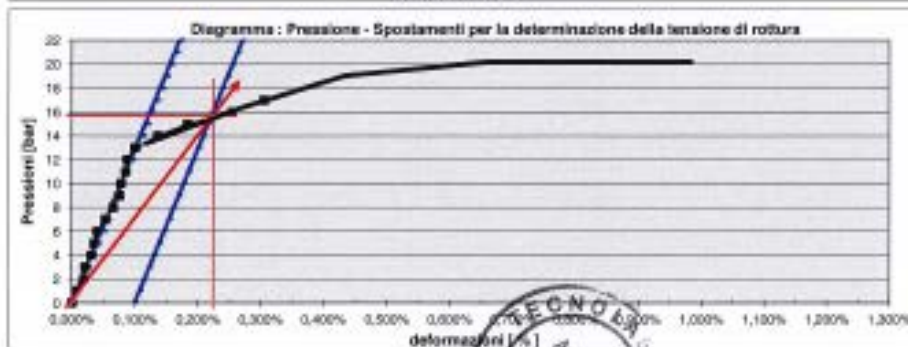
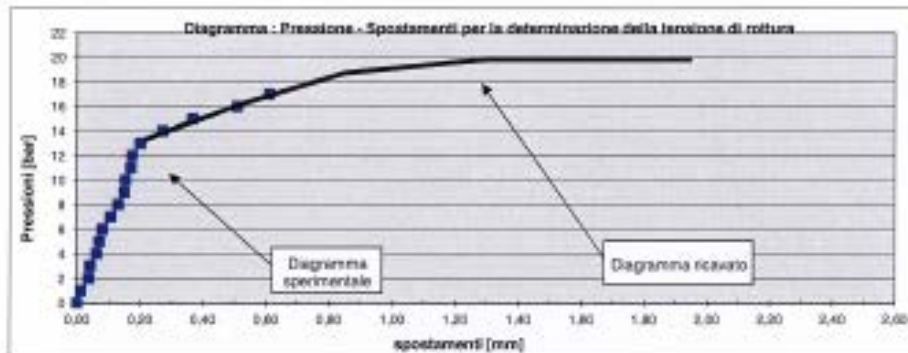


Lo Sperimentatore
arch. Fausto Corvino

Il Direttore del Laboratorio
Ing. Andrea Basile

pag. 2 di 4

PROVA N.2		Postazione MP1				
Prova per la determinazione della resistenza a compressione della muratura						
Pressione	BASI DI MISURA			media	Δl	ϵl
bar	Mis. 1	Mis. 2	Mis. 3		mm	%
0	836			836	0,009	0,009%
1	830			830	0,012	0,006%
2	817			817	0,033	0,019%
3	816			816	0,042	0,021%
4	806			806	0,062	0,031%
5	801			801	0,070	0,035%
6	796			796	0,080	0,040%
7	783			783	0,106	0,053%
8	771			771	0,130	0,065%
9	761			761	0,150	0,075%
10	759			759	0,154	0,077%
11	751			751	0,170	0,085%
12	749			749	0,174	0,087%
13	736			736	0,200	0,100%
14	700			700	0,272	0,136%
15	653			653	0,366	0,183%
16	582			582	0,508	0,254%
17	531			531	0,610	0,305%



Lo Sperimentatore
arch. Fausto Corvino

Il Direttore di Laboratorio
Ing. Andrea Basile

pag. 3 di 4

QUADRO RIASSUNTIVO

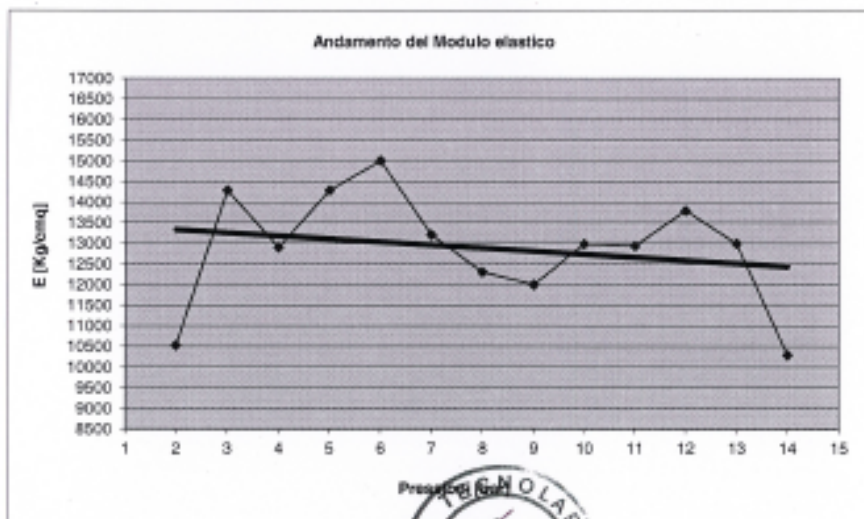
PROVA N.1	Postazione MP1
Prova per la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione della muratura	
σ_s = Stato di sollecitazione max registrato	4,2 bar
σ_{se} = Stato di sollecitazione effettivo	4,0 bar
PROVA N.2	Postazione MP1
Prova per la determinazione della resistenza a compressione della muratura	
σ_{18} = Stato di sollecitazione max registrato	17 bar
σ_{18e} = Stato di sollecitazione max registrato effettivo	16,2 bar
σ_r = Tensione ricavata di rottura	20 bar
σ_{18e} = Tensione ricavata di rottura effettiva	19,0 bar
Coeff. di sicurezza	
$\frac{\sigma_{18e}}{\sigma_{se}}$	4,76

Cedimenti [mm]	Def. unitaria %	Pressione [Bar]	E [Kg/cmq]
0,00	0%	0	0
0,01	0,006%	1	16667 no
0,04	0,019%	2	10526 *
0,04	0,021%	3	14286 *
0,06	0,031%	4	12903 *
0,07	0,035%	5	14286 *
0,08	0,040%	6	15000 *
0,11	0,053%	7	13208 *
0,13	0,065%	8	12308 *
0,15	0,075%	9	12000 *
0,15	0,077%	10	12987 *
0,17	0,085%	11	12941 *
0,17	0,087%	12	13793 *
0,20	0,100%	13	13000 *
0,27	0,136%	14	10294 *
0,37	0,183%	15	8197 no
0,51	0,254%	16	6299 no
0,61	0,306%	17	5574 no

N.B.
Si effettua la media solo sui
valori efficaci

Modulo Elastico Medio
E = 12887 Kg/cmq

Modulo Elastico secante
Es = 6870 Kg/cmq



Lo Spedimentatore
arch. Fausto Corvino

Il Direttore di Laboratorio
Ing. Andrea Basile

pag. 4 di 4

Si fa presente che nel caso delle murature, i valori indicati nella Tabella C8A.2.1 sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzino la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammortamento per ingranamento tra i paramenti murari). Si fa presente che la natura delle pareti e le caratteristiche degli elementi che le compongono non ricadono nella condizione stabilita in detta tabella e la normativa richiede di considerare i seguenti coefficienti correttivi riportati nella tabella C8A.2.2 della stessa circolare che non vengono adottati a vantaggio di sicurezza in quanto migliorativi delle resistenze caratteristiche.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

Per la muratura presente in sito si fa presente che è possibile adottare i seguenti coefficienti correttivi relativi alla natura della malta, dei giunti e della connessione trasversale ($R_k = R_{\text{tabellare}} \times C_{\text{malta}} \times C_{\text{connessione}}$) ma a vantaggio di sicurezza per ovviare alla mancanza di prove dirette volte a caratterizzare le caratteristiche meccaniche della muratura quale insieme di malta e pietre squadrate si adottano direttamente i valori medi tabellari.

Pertanto le caratteristiche meccaniche sono quelle riportate nella tabella seguente ($R_k = R_{\text{tabellare}}$):

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	W
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kN/m ³
Muratura a in pietra di tufo squadrate	1,9	0,0235	1080	360	16

In conclusione le caratteristiche meccaniche adottate nella verifica sono $R_d = R_k / (FC \times \gamma_M)$

Tipologia di muratura	f_d	τ_{0d}	E	G	W
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kN/m ³
Muratura a in pietra di tufo squadrate	0,63	0,0116	1080	360	16

7. DEFINIZIONE DEI DATI DI BASE DELLA MODELLAZIONE STRUTTURALE

Valutazione della sicurezza

Secondo quanto indicato nella NTC 2018 al paragrafo 8.3, la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU. In merito alla verifica nei confronti degli SLE, è interesse della stazione appaltante procedere a tale verifica almeno per lo SLD, in quanto, a meno di ulteriori esigenze prestazionali attualmente non ancora emerse, non appare necessario che le strutture oggetto di verifica debbano restare operative durante e subito dopo il terremoto. Si è quindi proceduto alla verifica della struttura nei confronti dello SLV e SLD.

Vita Nominale, Classi d'Uso e Periodo di Riferimento

Secondo quanto indicato nella norma italiana al paragrafo 3.2 "Azione sismica", le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa è definita in termini di accelerazione massima attesa a_g in condizioni di campo libero, suolo rigido e superficie orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R ottenuto dalla vita nominale dell'opera tramite il coefficiente d'uso C_u .

La vita nominale di un'opera strutturale V_N , è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I della NTC2018:

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

L'opera in esame ha una vita nominale di **50 anni**.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. L'opera ricade nella classe d'uso II:

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..

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab.2.4.II della NTC 2018.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

La vita di riferimento dell'opera è quindi pari a:

$$V_R = V_N * C_U = 50 \text{ anni}$$

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascun degli stati limite considerati, sono riportate nella normativa italiana (Circolare 617/2009 - §C3.2.1);

S.L.O. (stato limite di operatività) $P_{VR} = 81\%$

S.L.D. (stato limite di danno) $P_{VR} = 63\%$

S.L.V. (stato limite di salvaguardia della vita) $P_{VR} = 10\%$

S.L.C. (stato limite di collasso) $P_{VR} = 5\%$

La probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente allo *Stato limite di salvaguardia della vita* è pari al 10%, mentre quella relativa allo *Stato limite di danno* è pari al 63%. Determinati i valori di P_{VR} e di V_R è possibile ottenere il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R con la relazione seguente:

Per $P_{VR} = 0,10$ (SLV):

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \cong 712 \text{ anni}$$

Per $P_{VR} = 0,63$ (SLD):

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \cong 75 \text{ anni}$$

8. AZIONI SULLA COSTRUZIONE

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del Decreto

Ministero Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G. U. 20 febbraio 2018, n. 42 - Suppl.Ord.) “Norme tecniche per le Costruzioni”

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, sono riportate nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018.

I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

ANALISI CARICHI

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Analisi carichi	
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	Carico Neve	[N/m ²]
001	S	Scala	Scale, balconi, ballatoi (Cat. A)	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Pavimento, sottofondo e intonaco	1,360	Balconi, ballatoi e scale comuni (Cat. A – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	4,000	0	
002	S	Ipe+tavelle	Locali Pubblici	Solaio di tipo acciaio laterizio	2,800	Pavimento e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2,360	Civile abitazione (Cat. A – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	2,000	0	
003	S	Copertura in Legno	Coperture accessibili solo per manutenzione	Orditura secondaria e tavolato in legno	300	Manto di tegole e coibentazione	600	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	1,000	
004	S	LatCem Balcone H20	Scale, balconi, ballatoi (Cat. A)	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 20 cm (16+4)	2,800	Pavimento, sottofondo e intonaco inferiore	1,360	Balconi, ballatoi e scale comuni di abitazioni (Cat. A – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	4,000	0	

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

Combinazioni di carico

Stato limite di salvaguardia della vita

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;

ψ_{gi} , ψ_{0i} coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 17 gennaio 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 112 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).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati tabulati di calcolo.

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_i 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_i sono riportati nella seguente tabella:

Azione	ψ_1	ψ_2	ψ_3
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

Nella sezione relativa alle verifiche dei “Tabulati di calcolo” in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

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_i 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_i sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

Azione sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni".

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

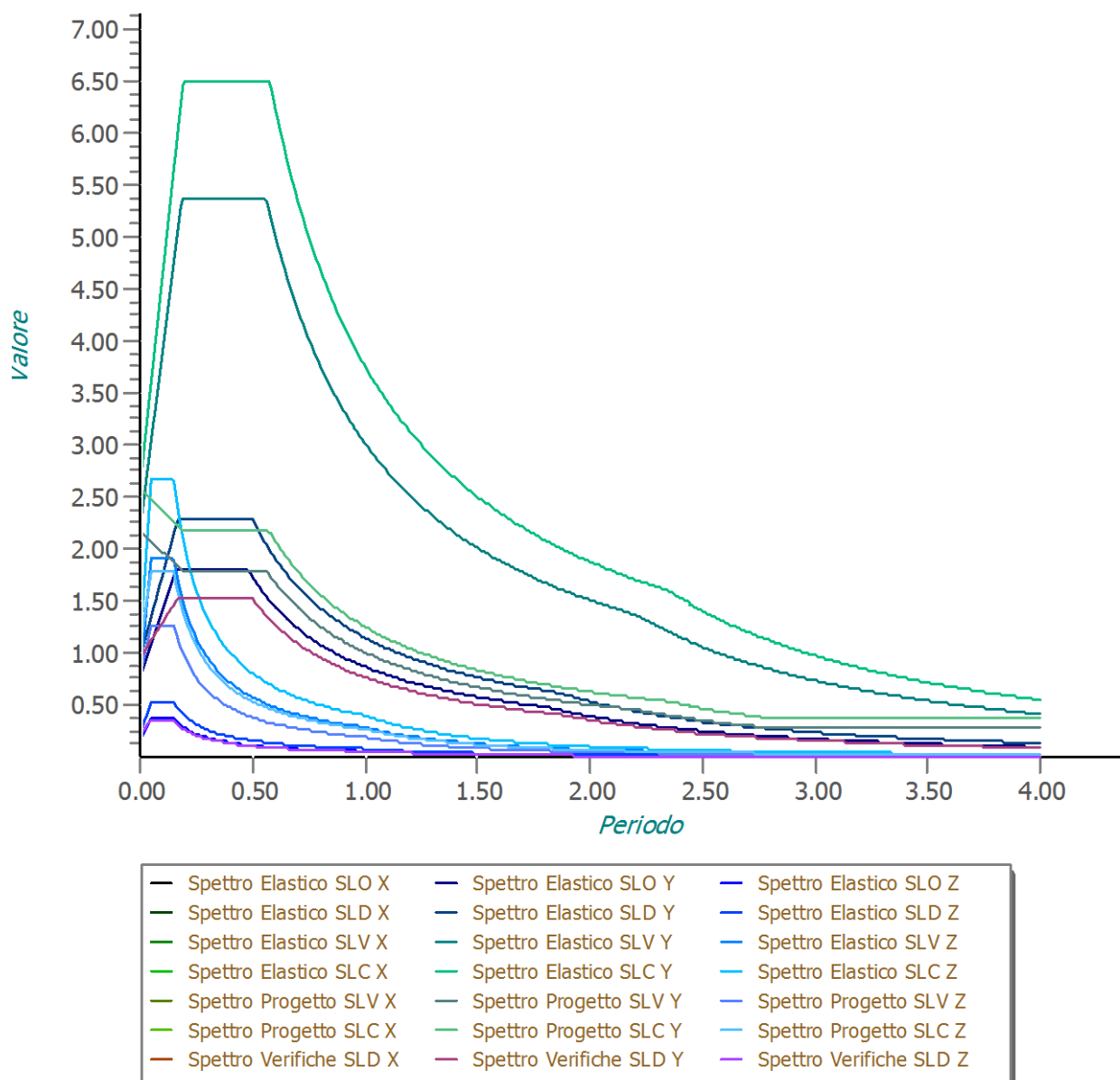
- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite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

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

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

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
40.893020	14.265802	101

Grafico degli Spettri di Risposta



9. DEFINIZIONE DEI CRITERI GENERALI E PARTICOLARI DI VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

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

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA

La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in

NO

presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidità nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento	
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	NO
Ciascun orizzontamento ha una rigidità nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidità degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione	SI

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

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

La struttura è pertanto:

in pianta	in altezza
NON REGOLARE	NON REGOLARE

Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

L'edificio è stato progettato per una Vita Nominale pari a **50** e per Classe d'Uso pari a **2**. In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria **B**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Parametri di pericolosità sismica								
Stato Limite	a_g/g	F_0	T^*_c [s]	C_c	T_B [s]	T_c [s]	T_D [s]	S_s
SLO	0.0451	2.345	0.282	1.42	0.133	0.400	1.780	1.20
SLD	0.0590	2.344	0.312	1.39	0.144	0.433	1.836	1.20
SLV	0.1635	2.385	0.344	1.36	0.156	0.468	2.254	1.20
SLC	0.2080	2.452	0.345	1.36	0.157	0.470	2.432	1.20

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

Il Fattore di struttura q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttività e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** (S_T) pari a **1.00**.

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

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

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Struttura (q_x) per sisma orizzontale in direzione X: **1,875;**

Fattore di Struttura (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y: **1,875;**

Fattore di Struttura (q_z) per sisma verticale: **1.50.**

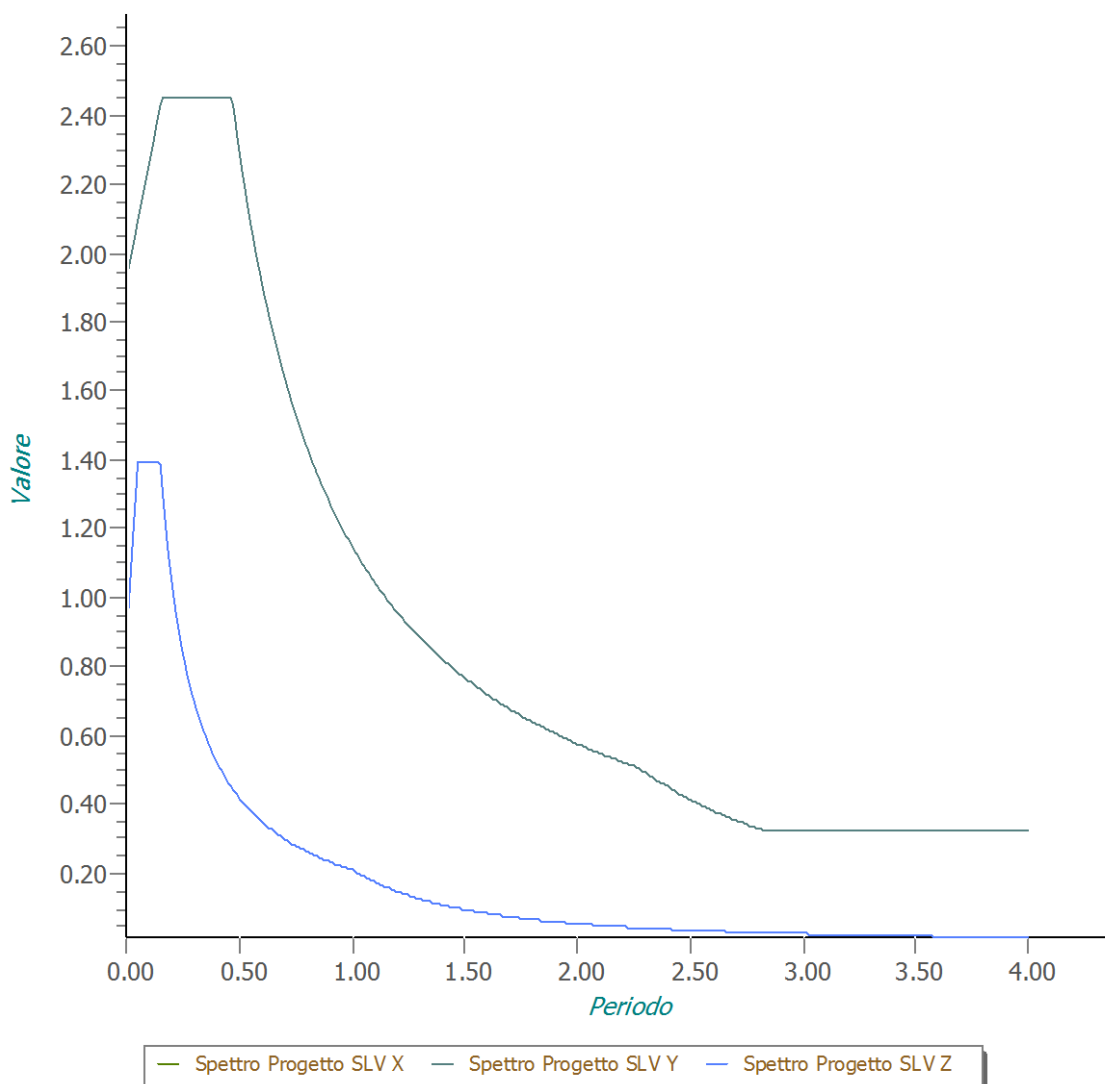
Essendo la struttura oggetto di studio una **struttura esistente**, il fattore di struttura è invece calcolato secondo quanto indica la Circolare 02-02-2009 n. 617 al par. C8.7.1.2. Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore q , il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- $q = 2,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione;
- $q = 1,5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ negli altri casi;

in cui α_u e α_1 sono definiti al par. 7.8.1.3 del D.M. 17/01/2018. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto α_u / α_1 pari a 1,5.

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

Grafico degli Spettri di Risposta



10. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E METODI DI ANALISI ADOTTATI

Codice di calcolo impiegato

Nome del Software	EdiLus
Versione	26.00a
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Via Michelangelo Cianciulli 83048 Montella (AV) Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

Sintesi delle funzionalità generali

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

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

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

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

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

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

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

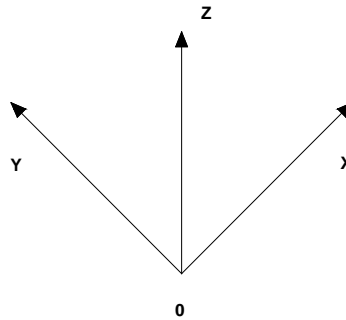
Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti **MICROSAP** prodotto dalla società **TESYS srl**. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.

Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

11. SISTEMI DI RIFERIMENTO

Riferimento globale

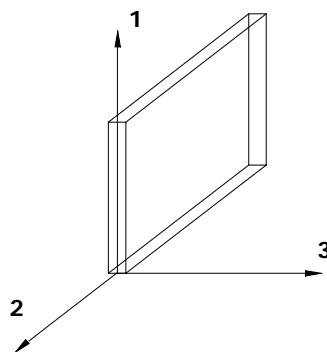


Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O,X,Y,Z (X,Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90°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

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

- Sollecitazione di Trazione o Compressione T1 (agente nella direzione i-j);
- Sollecitazioni taglienti T2 e T3, agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
- Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M2 e M3);
- Sollecitazione torcente M1.

Riferimento locale per pareti



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

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

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

Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo.

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

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

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

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

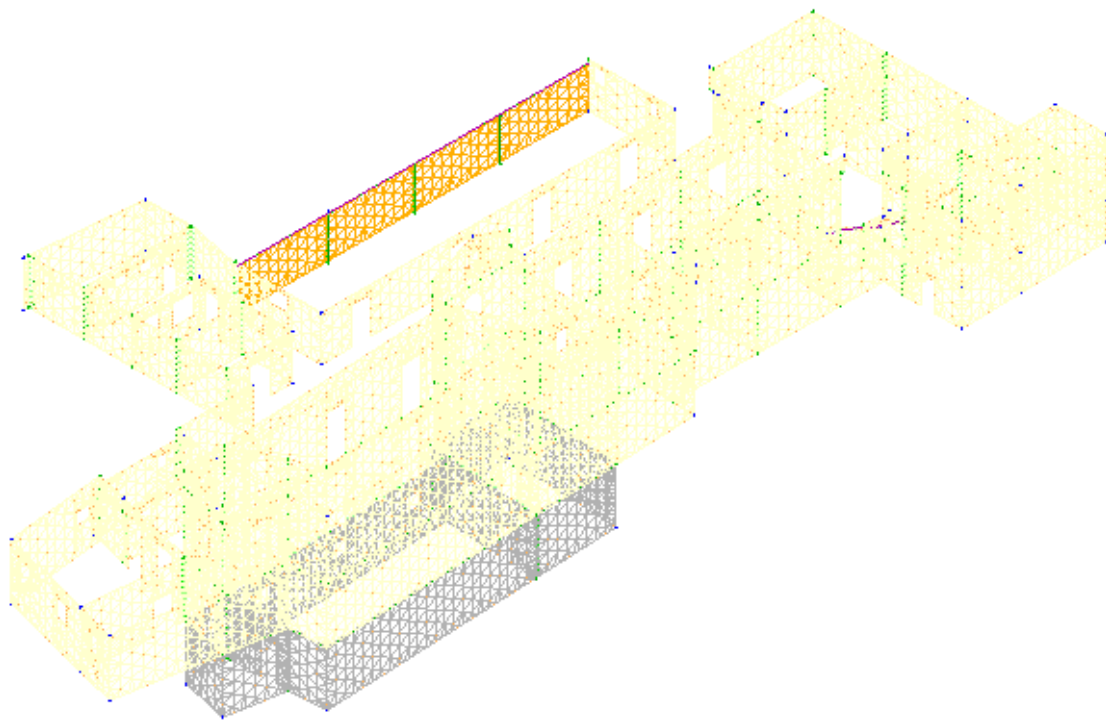
Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

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

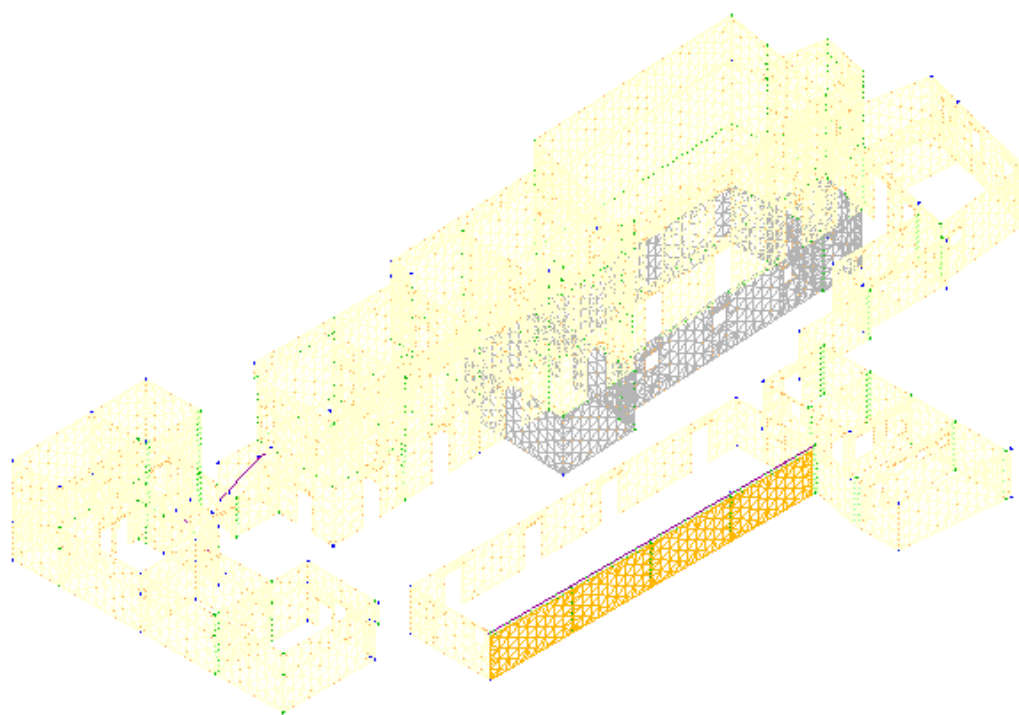
12. MODELLO DI CALCOLO

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

Vista Anteriore



Vista Posteriore



Dalle illustrazioni precedenti si evince come le aste, sia travi che pilastri, siano schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso.

In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate, com'è corretto, solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

13. METODO DI ANALISI ADOTTATO E CRITERI DI AMMISSIBILITÀ

Metodo di analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di **modi di vibrazione** considerato (**15**) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	98.7
salvaguardia della vita	Y	98.7
salvaguardia della vita	Z	100.0

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E , conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \text{con} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)} \quad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;
- ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i - j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_C; \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_C/T_1 & \text{se } T_1 < T_C. \end{aligned}$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce

superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdZ} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

dove:

E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;

E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

14. DETERMINAZIONE DEGLI INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

L'indicatore di rischio è stato determinato mediante spettro ridotto del fattore di struttura q .

Con questa procedura è possibile valutare tutti gli stati limite previsti dalla norma:

- si procede modificando in modo iterativo il valore del periodo di ritorno dello spettro di domanda $T_{R,D}$ (ad esempio a steps di 10 anni) fino a trovare il valore di $T_{R,C}$ sotto il quale sono soddisfatte le verifiche in termini di resistenza per i meccanismi duttili e per quelli fragili;
- si calcola l'indicatore di Rischio facendo il rapporto $I_{R,SL} = (T_{R,C} / T_{R,D})^{0,41}$
- si calcola l'indicatore di Rischio in termini di accelerazione anche mediante il seguente rapporto:

$$I_{R,SL} = a_g[T_{R,C}] / a_g[T_{R,D}].$$

Di seguito si riportano i risultati ottenuti.

Capacità - entità dell'azione sismica

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA _c [a _g /g]	T _{RC} [anni]
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.1592	279

SLV	Deformazione Ultima Maschio	MU	0.3538	>2475
SLV	Pressoflessione Fuoripiano del Maschio	MU	0.0569	33
SLV	Rottura nel Piano del Maschio	MU	0.0157	9
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	0.0787	61
SLV	Taglio	CA	0.0347	19

LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
Materiale	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
Tipo di rottura	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
PGA_c	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se PGA _c =0 -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica [G _k +Σ _i (ψ _{2,i} ·Q _{k,i})]. Se PGA _c =NS -> Non significativo per valori di PGA _c >= 1000.
T_{RC}	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno [= T _{RD} ·(PGA _c /PGA _D) ^η con η = 1/0,41].

Domanda - entità dell'azione sismica attesa

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa			
Stato Limite	PGA _D [a _g /g]	T _{RD} [anni]	
SLO	0.0541	30	
SLD	0.0709	50	
SLV	0.1963	475	
SLC	0.2488	975	

LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite prevenzione collasso.
PGA_D	Domanda in termini di accelerazione al sito (S _s ·S _T ·a _g /g).
T_{RD}	Domanda in termini di periodo di ritorno.

15. INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

Indicatori di rischio sismico			
Stato Limite	ζ _B / α _{PGA}	α _{TR}	
SLD	2.247	2.024	
SLV	0.080	0.197	

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
ζ_B/α_{PGA}	Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA _c /PGA _D - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100. [0] -> la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla.
α_{TR}	Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: (T _{RC} /T _{RD}) ^{0,41} - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

16. VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 17/01/2018, 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 D.M. 17/01/2018;
- 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.

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 D.M. 17/01/2018, 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 M_x , 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.

Nei "Tabulati di calcolo", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna M_x , M_y , N , o la coppia M_x , N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

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.

Successivamente 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.

Elementi in C.A. esistenti (Criteri e tipi d'intervento di rinforzo)

Per quanto attiene agli elementi esistenti (**di Fatto**), ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in **duttili** e **fragili**. La classificazione degli elementi/meccanismi nelle due categorie è di seguito riportata:

- **duttili**: travi, pilastri e pareti/setti inflesse con e senza sforzo normale;
- **fragili**: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti/setti e nodi.

Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali “duttili” devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta del fattore di struttura q , sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali “fragili” devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta per $q = 1.5$, sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Per gli elementi fragili, la resistenza a taglio si valuta come nel caso di situazioni non sismiche.

Per i nodi, la verifica di resistenza viene eseguita secondo quanto indicato nel par. C8.7.2.5 della succitata Circolare verificando sia la resistenza a trazione diagonale [relazione (8.7.2.2)] che quella a compressione diagonale [relazione (8.7.2.3)].

Per quanto concerne gli elementi strutturali di nuova realizzazione (**di Progetto**), la progettazione e verifica di tali elementi segue le stesse regole previste per le strutture di nuova edificazione.

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 (M_S) con il momento ultimo resistente (M_R), calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni, secondo l'espressione (7.8.2) del D.M. 14/01/2008. Nel caso di una sezione rettangolare, tale momento ultimo può essere calcolato come:

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

dove:

M_R è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

L è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

t è lo spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_o = P / (L \cdot t)$ 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 $(1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d) < 0$;

$f_d = f_k / \gamma_M$ 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 D.M. 14/01/2008, 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 $\varepsilon_m = 0,0035$ per la muratura compressa e $\varepsilon_s = 0,01$ 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 D.M. 14/01/2008. 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 D.M. 14/01/2008 .
- **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 $0,85 \cdot f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

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

dove:

M_R è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

L è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

t è lo spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_o = P/(L \cdot t)$ 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 $(1 - \sigma_o/0,85 \cdot f_d) < 0$;

$f_d = f_k/\gamma_M$ 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 D.M. 14/01/2008, 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:

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

dove:

$A = L \cdot t$ è l'area della parete;

$f_d = f_k/\gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura;

Φ_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):

$$\Phi_t = 1 - 2 \cdot e_i/t; \quad \text{con } e_i = e_{FP} + e_{imp} = M_S/N_S + H/200 \geq 0,05 \cdot t.$$

- 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 D.M. 17/01/2018, 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 D.M. 17/01/2018:

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

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 D.M. 17/01/2018:

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

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 02-02-2009 n. 617.

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 α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_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 d^* 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*).

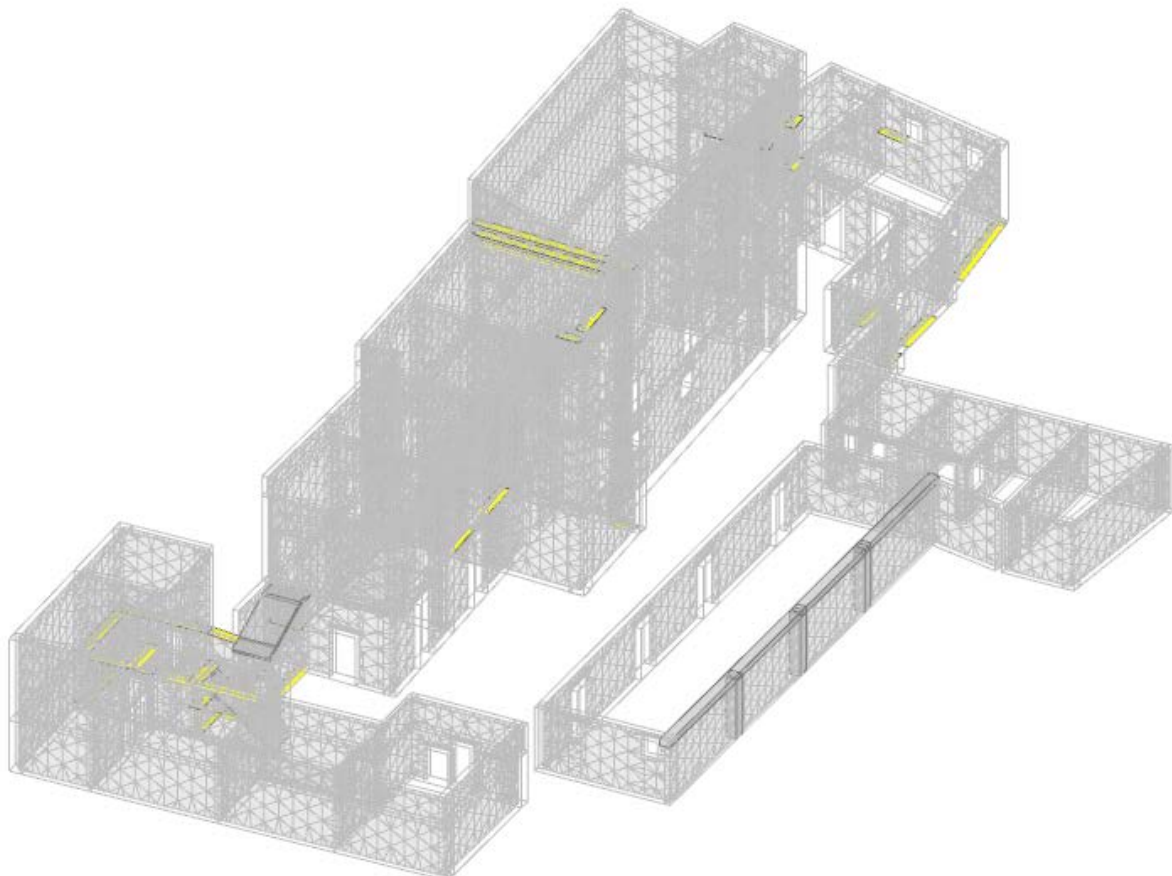
Per l'applicazione del metodo di analisi, si ipotizza:

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

Gli elementi non verificati sono evidenziati nelle figure seguenti, nelle quali è riportata la motivazione della crisi:

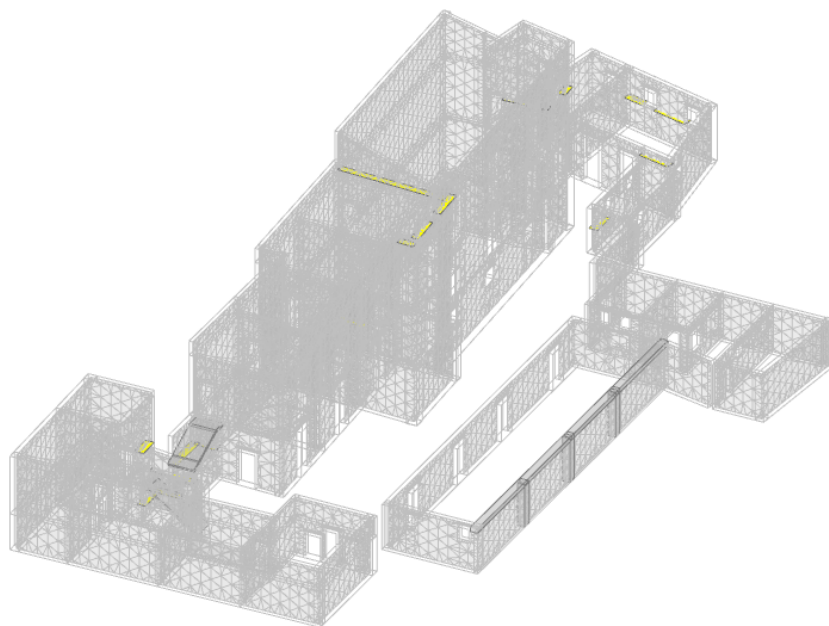
ELEMENTI NON VERIFICATI A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO:

Vista Anteriore



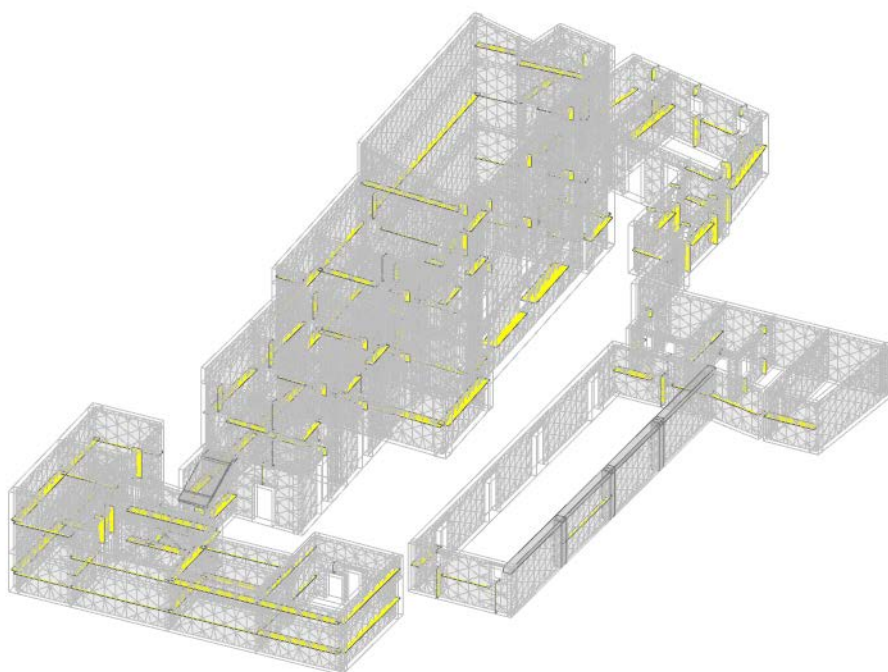
ELEMENTI NON VERIFICATI A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO:

Vista Anteriore



ELEMENTI NON VERIFICATI A TAGLIO NEL PIANO:

Vista Anteriore



17. CONCLUSIONE VALUTAZIONE STATO DI FATTO

Allo stato attuale, la struttura risulta non verificata allo Stato Limite di Danno e allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita; alcuni elementi presentano crisi a flessione e a taglio, Gli elementi non verificati sono evidenziati nelle figure di cui sopra, nelle quali è riportata la motivazione della crisi.

Allo stato attuale la struttura è agibile ed idonea a sopportare i carichi verticali di esercizio e i carichi previsti dalla norma attuale allo Stato Limite Ultimo.

Con riferimento al comportamento in condizioni sismiche, la struttura risulta non verificata allo Stato Limite di Danno e allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita. In particolar modo, come si evince dalle figure sopra riportate, la struttura risulta essere molto vulnerabile nei confronti delle azioni taglianti per le combinazioni di carico allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

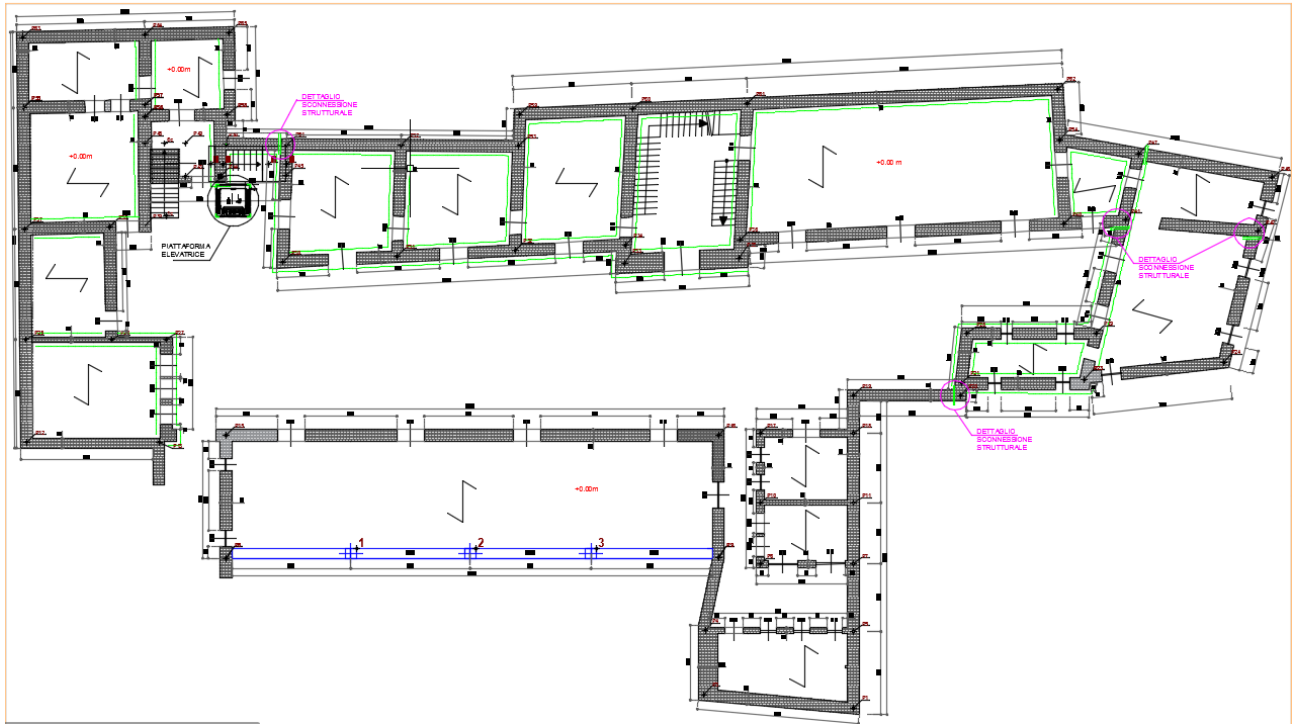
18. INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO

Sconnessione strutturale con inserimento del giunto sismico

Al fine di rendere possibile l'adeguamento sismico dell'edificio, si prevede di introdurre delle sconnessioni strutturali tra i vari blocchi costituenti l'istituto in modo da regolarizzare in pianta ed in elevazione le varie sottostrutture di cui sopra. Tale soluzione permette di ottenere un notevole incremento delle prestazioni sismiche nel complesso, tale da rendere inutile per molti elementi strutturali l'intervento di consolidamento. Ciò è dovuto prevalentemente allo spostamento dei baricentri di masse e rigidezze che, da unico per l'intero complesso, diventano unici per le varie sottostrutture permettendo una redistribuzione delle azioni sismiche sui singoli elementi strutturali più uniforme e regolare.

In via approssimata, lo spessore del giunto sismico è stato stimato come $H/100$, con H la minima tra le altezze dei due corpi separati. Si prevede dunque di adottare un giunto sismico di 5 cm.

Si riporta di seguito una pianta in cui sono indicati i punti in cui viene effettuata la sconnessione strutturale.



Consolidamento delle pareti in muratura

Gli edifici in muratura spesso sono realizzati con materiali dalle scarse caratteristiche meccaniche. Si presentano con paramenti multipli che, specialmente se soggetti ad azioni sismiche, subiscono elevate azioni orizzontali nel piano (taglio), fuori dal piano (flessione) e verticali (compressione) che non sempre possono essere sopportate dalla muratura stessa.

Gli esiti delle verifiche numeriche e sperimentali sui vari elementi strutturali sono stati significativi e, anche se non hanno interessato in modo esaustivo tutte le componenti della struttura, si è potuto estenderli agli elementi riconducibili per tipologia a quelli oggetto di prova, consentendo di calibrare gli interventi di consolidamento più adatti con l'obiettivo di *minimizzarne la quantità e l'estensione* ove possibile, nel rispetto prioritario della sicurezza.

Per ciò che riguarda il consolidamento della muratura, verrà spicconato l'intonaco, demoliti i rivestimenti parietali e le parti incoerenti fino a raggiungere la parte sana della struttura. Le lesioni andranno pulite, allargate e spolverate con l'aiuto di un forte getto d'aria compressa.

L'intervento di adeguamento prevede il placcaggio della muratura mediante FRCM (Fiber Reinforced Cementitious Matrix) con reti in fibra di vetro GFRP.

L'effetto di confinamento dato dal placcaggio della muratura con intonaco armato ne fa uno degli interventi più efficaci in quanto garantisce adeguati incrementi delle proprietà meccaniche dell'apparecchio murario.

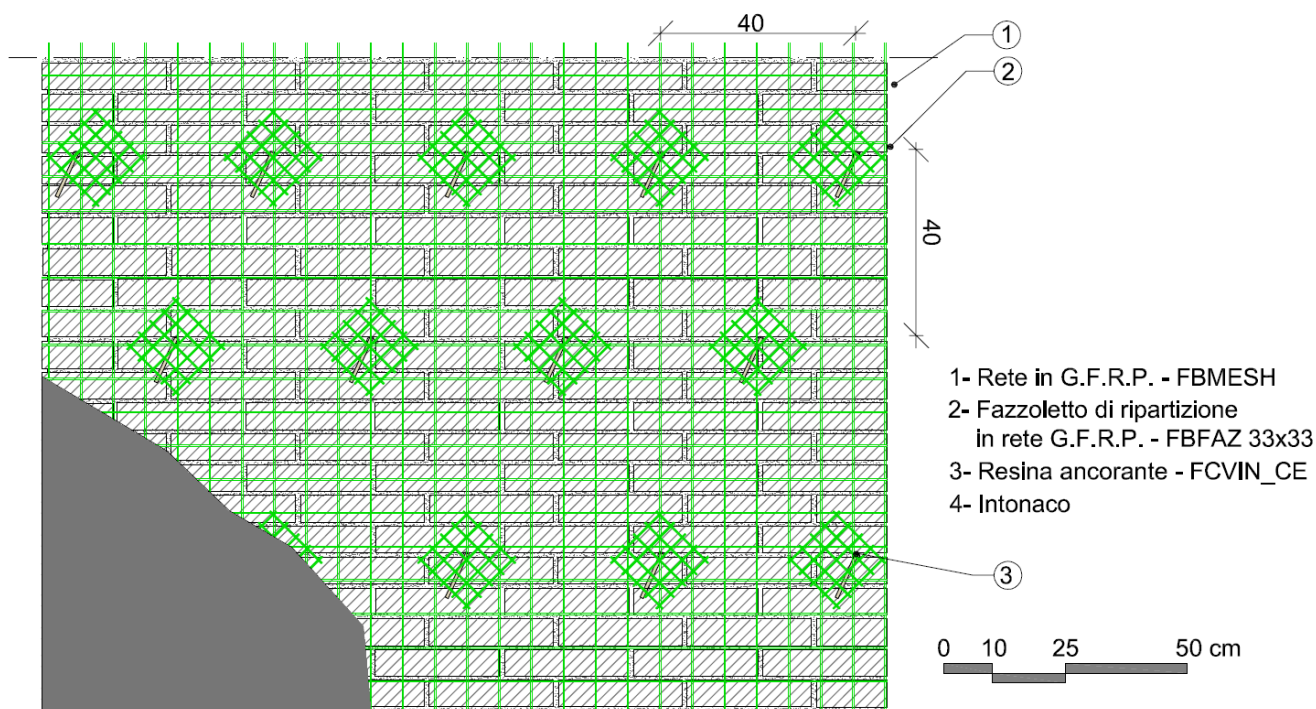
L'intervento prevede l'utilizzo di malte da intonaco a basso modulo, preferibilmente a base calce, armate con reti e connessioni in GFRP preformate applicate su entrambe le facce con uno spessore ridotto (circa 3 cm). Questo intervento permette di ottenere un miglioramento strutturale omogeneo e diffuso, con elevate caratteristiche meccaniche, di duttilità, di durabilità e con basse rigidità.

I vantaggi di tale tipologia di intervento sono numerosi:

- DURABILITÀ ED EFFICACIA DELL'INTERVENTO
- MIGLIORAMENTO MECCANICO DIFFUSO E OMOGENEO
- TRASPIRABILITÀ DELLA MURATURA
- FACILITÀ E VELOCITÀ DI APPLICAZIONE
- RIDUZIONE DEI COSTI E DEI TEMPI DI MOVIMENTAZIONE E DI POSA
- RIDUZIONE DEI COSTI DI INTERVENTO COMPLESSIVI
- SICUREZZA DEL CANTIERE

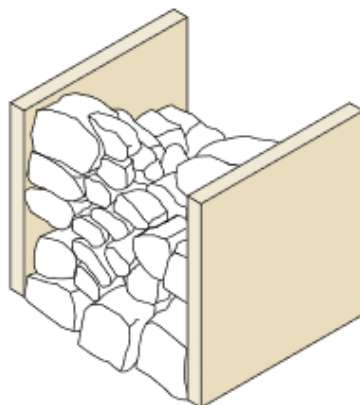
Il sistema, applicato su entrambe le facce della muratura, **incrementa la resistenza a taglio nel piano e la resistenza a flessione senza modificare eccessivamente le rigidità del pannello murario.**

La connessione dei due intonaci rinforzati è ottenuta applicando degli elementi a "L" in GFRP previsti in ragione di 4/6 al mq e disposti secondo uno schema a quinconce; per garantire la massima efficienza del sistema la lunghezza di sovrapposizione dei connettori a "L" non deve essere inferiore a 10 cm.

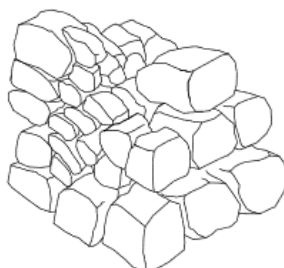


La realizzazione della tecnica illustrata si articola nelle seguenti fasi:

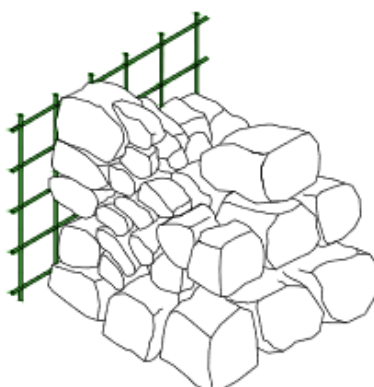
- 1) Studio della muratura, in termini di spessore e analisi dei materiali:



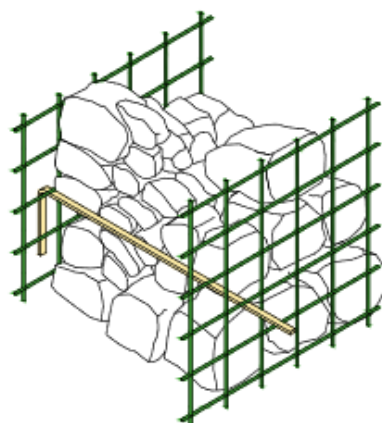
- 2) Rimozione dell'intonaco pre-esistente e della malta dai giunti tra gli elementi di muratura (10-15 mm in profondità), da entrambe le facce del pannello ed eventualmente ricostruzione di parti murature mancanti o particolarmente danneggiate;



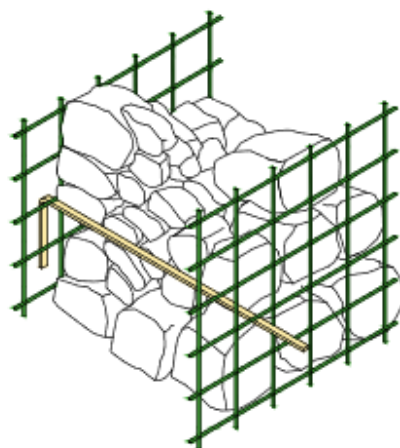
- 3) Lavaggio e bagnatura della superficie a saturazione, applicazione di un primo strato di rinzafo, esecuzione dei fori con trapano a rotazione e applicazione della rete in GFRP su un lato verificando che non sia aderente alla parete;



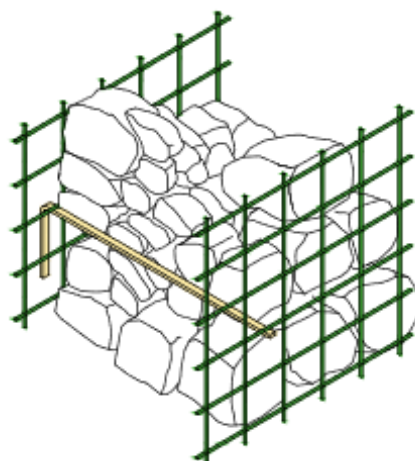
- 4) Pulizia del foro per mezzo di getto ad aria in pressione e inserimento del connettore in GFRP di lunghezza pari allo spessore della muratura;



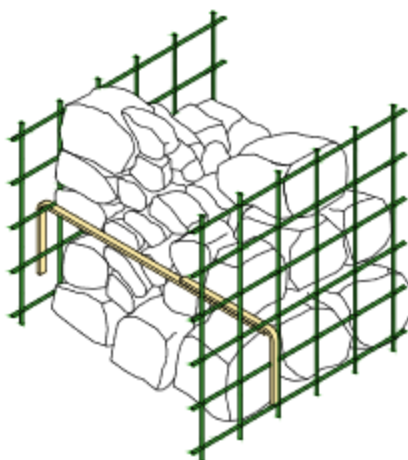
- 5) Posa della rete in GFRP sull'altro lato del paramento murario assicurando che non sia aderente alla muratura;



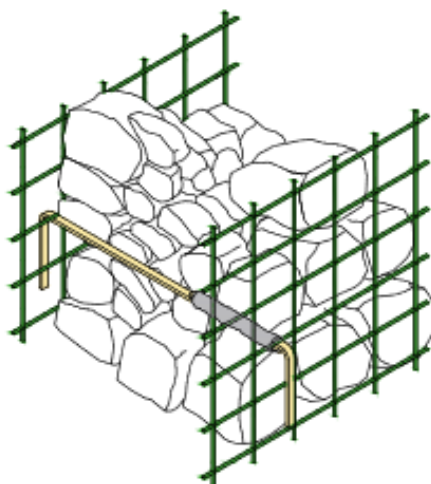
- 6) Taglio della parte eccedente del connettore in GFRP, se necessario, con dischi diamantati per laterizio;



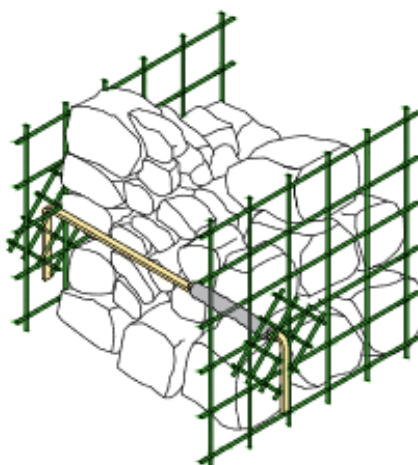
- 7) Inserimento nel foro del secondo connettore in GFRP creando un sovrapposizione di almeno 10-15 cm;



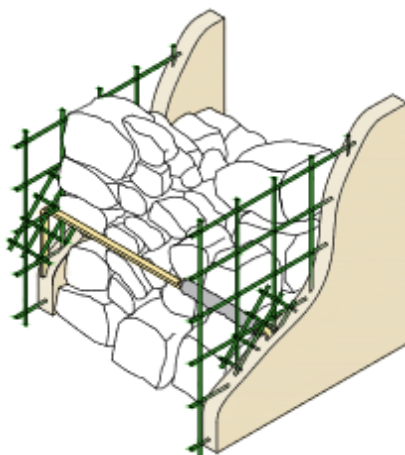
- 8) Iniezione di resina epossidica tixotropica per solidarizzare i connettori;



- 9) Se necessario, applicazione dei fazzoletti di ripartizione;

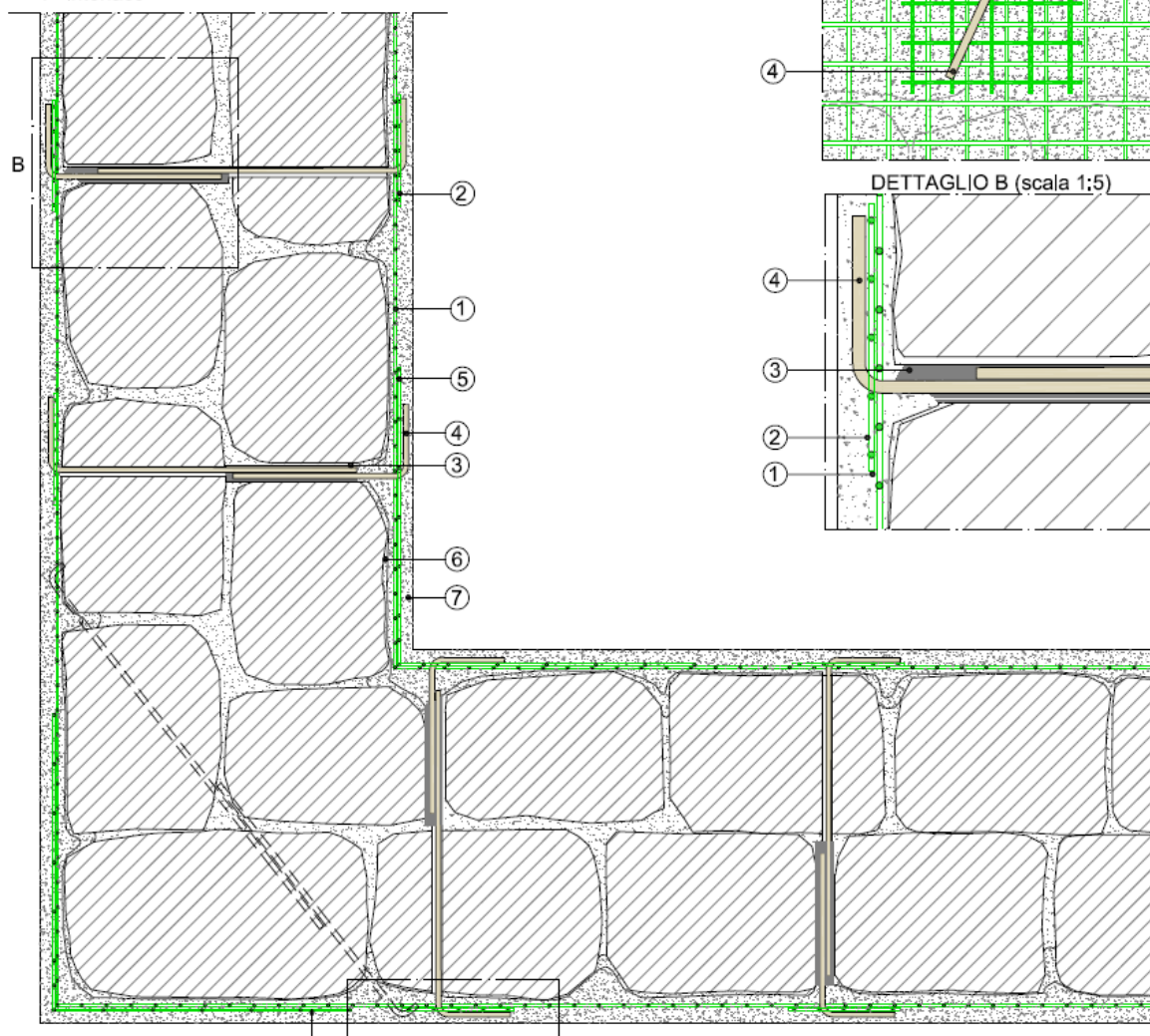


- 10) Applicazione di un nuovo strato di intonaco di malta mantenendo la rete in mezzzeria a tale spessore. L'intonaco ha uno spessore di circa 30 mm per lato.



INDICAZIONI SULLA MODALITÀ DI POSA

- 1- Rete In G.F.R.P. - FBMESH
- 2- Fazzoletto di ripartizione in rete G.F.R.P. - FBFAZ 33x33
- 3- Resina ancorante - FCVIN_CE
- 4- Connettore In G.F.R.P. - FBCON L
- 5- Angolare In rete G.F.R.P. - FBANG_AR
- 6- Rinzafo
- 7- Intonaco



19. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DI PROGETTO

I **materiali di progetto** previsti sono i seguenti:

a) Rete in G.F.R.P.:

Per il rinforzo della muratura esistente verrà utilizzato una rete preformata in materiale composito fibrorinforzato G.F.R.P. (Glass Fiber reinforced Polymer) per consolidamento strutturale di pavimentazioni, solai, volte e murature in calcestruzzo, mattoni, pietra, tufo, calcare, a maglia quadra monolitica dimensione prodotta con tecnologia Texturusion, costituita da fibra di vetro AR (Alcalino Resistente) con contenuto di zirconio pari o superiore al 16%, e resina termoindurente di tipo vinilestere - epossidico, tessitura con ordito a torcitura multipla e trama piatta inserita fra le fibre di ordito.

CONFORME A LINEE GUIDA CNR-DT 200 R1/2013 e CNR-DT 203/2006

Caratteristiche geometriche	u.d.m.	33x33 T96	33x66 T96	66x66 T96	99x99 T96	66x66 T192	99x99 T192
Spessore medio	mm	3	3	3	3	5	5
Sezione nominale della singola barra	mm ²	10	10	10	10	20	20
Area nominale fibre	mm ²	3,8	3,8	3,8	3,8	7,6	7,6
Dimensione della maglia (AxB)	mm	33x33	33x66	66x66	99x99	66x66	99x99
Barre/metro/lato	---	30	30 e 15	15	10	15	10
Peso	g/m ²	1000	750	500	350	1000	700

Caratteristiche meccaniche	Normativa	33x33 T96	33x66 T96	66x66 T96	99x99 T96	66x66 T192	99x99 T192
Resistenza a trazione della singola barra	ISO 527-4,5:97	3,5 kN	3,5 kN	3,5 kN	3,5 kN	5,7 kN	5,7 kN
Allungamento a rottura	ISO 527-4,5:97	1,5 %	1,5 %	1,5 %	1,5 %	1,1 %	1,1 %
Rigidità assiale media a trazione EA	ISO 527-4,5:97	230 kN	230 kN	230 kN	230 kN	540 kN	540 kN

Caratteristiche chimico-fisiche	Normativa	Valore
Fibra di vetro	ASTM C1666M-07	vetro AR - ZrO ₂ ≥ 16 %
Sezione della fibra	ISO 1889:1986	19-24 µm
Resina termoindurente	---	epossidico-vinilestere
Densità resina	---	1,1 g/cm ³
Temperatura di distorsione termica T _g	DIN 53445	120 °C
Coefficiente di dilatazione termica	---	6-7x10 ⁻⁶ cm/cm°C
Conducibilità termica	---	0,25 kcal/mh°C
Rapporto in peso fibra/resina	---	65/35 %
Radiotrasparenza a 1 GHz	MIL-STD-285	max 1 ΔdB
Comportamento a esposizione a raggi UV	ASTM G154-2006	nessun difetto (scala grigi 5)
Comportamento a calore, freddo, umidità	ISO 9142:04	nessun difetto (n. cicli 21)
Riciclabilità	Protocollo CSI	cert. n. 140001
Colore	---	verde 6018 (RAL)
Comportamento al fuoco*	EN 13501 - 1: 2009	A2
Potere calorifico	7,99 MJ/Kg	7,99 MJ/Kg

b) Resina vinilestere per ancoraggi chimici

Per l'ancoraggio dei connettori nella muratura si utilizzerà una resina vinilestere senza stirene bi-componente per carichi pesanti, per fissaggi di elementi metallici o in materiale composito in supporti di calcestruzzo, muratura piena, laterizi forati e legno, anche nel caso di supporto bagnato o foro allagato. Classificata come non nociva e non infiammabile, l'utilizzo è possibile anche in ambienti chiusi. La resina, per il suo alto valore di aderenza e per la facilità di penetrazione nelle porosità e nelle zone cave, consente un fissaggio sicuro senza espansione, e quindi senza tensioni nel materiale di base durante l'installazione.

Caratteristiche chimico-fisiche	Valore
Tempo di lavorabilità in funzione della temperatura	25' (+5°C)
	16' (+10°C)
	11' (+15°C)
	7' (+20°C)
	5' (+25°C)
	3' (+30°C)
Attesa per la messa in carico in funzione della temperatura	8h (+5°C)
	4h (+10°C)
	3h (+15°C)
	2h (+20°C)
	1h 30' (+25°C)
	1h (+30°C)
Temperatura di conservazione	+5°C/+30 °C, luogo asciutto
Temperatura di esercizio	-40°C/+80°C
Temperatura massima di lungo periodo	+50°C
Tempo di conservazione in condizioni ottimali	12 mesi

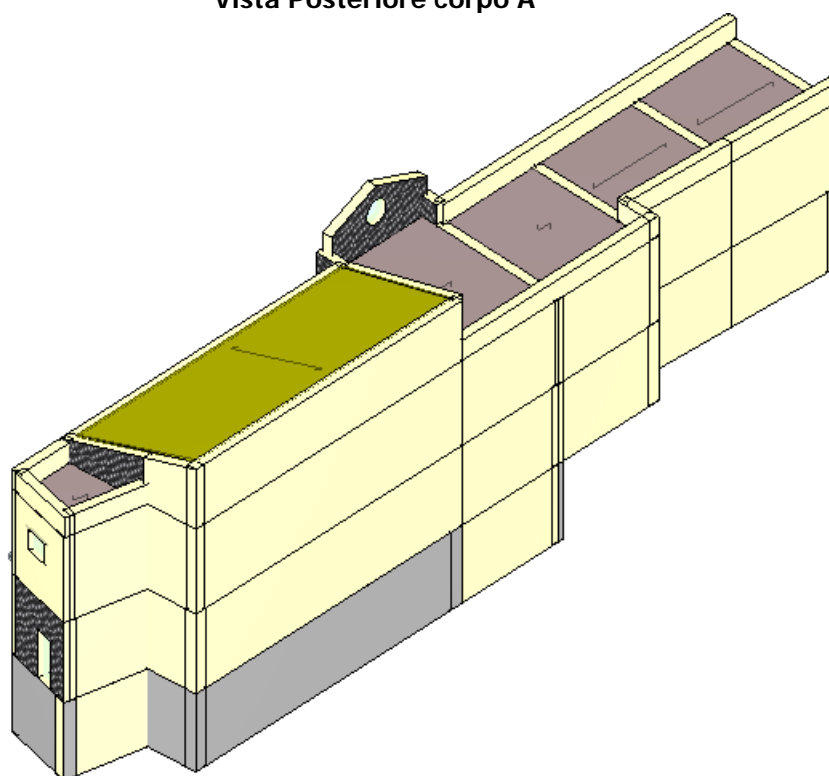
c) Connettore a "L" in F.R.P.

Per il collegamento delle reti alla muratura saranno utilizzati connettori a "L" in materiale composito fibrorinforzato F.R.P. (Fiber reinforced Polymer).

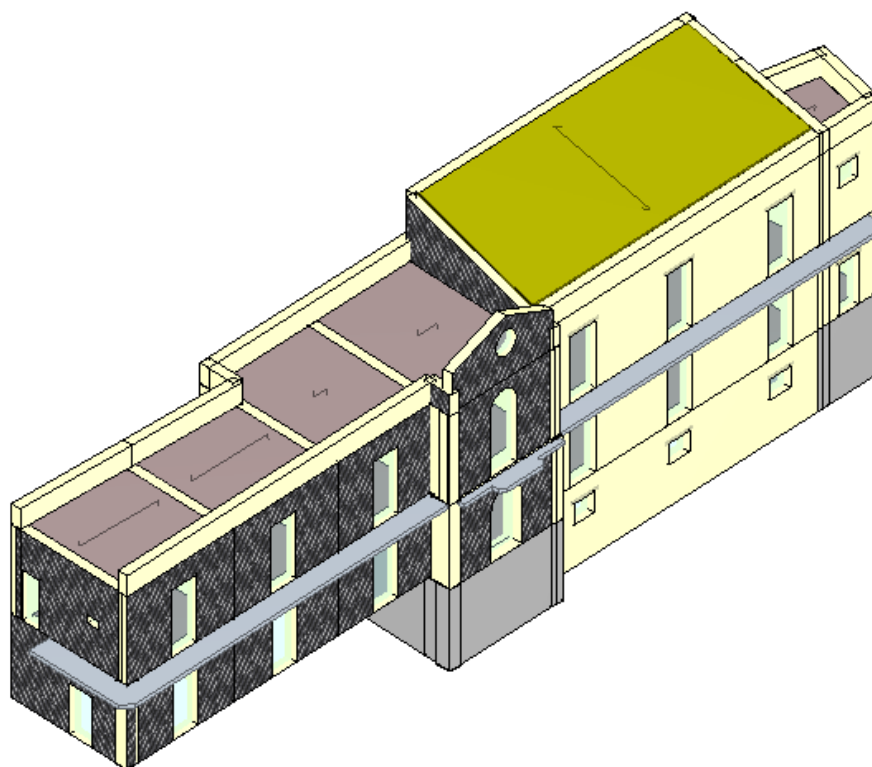
20. MODELLO DI CALCOLO

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione, dei vari blocchi in cui la struttura è stata suddivisa:

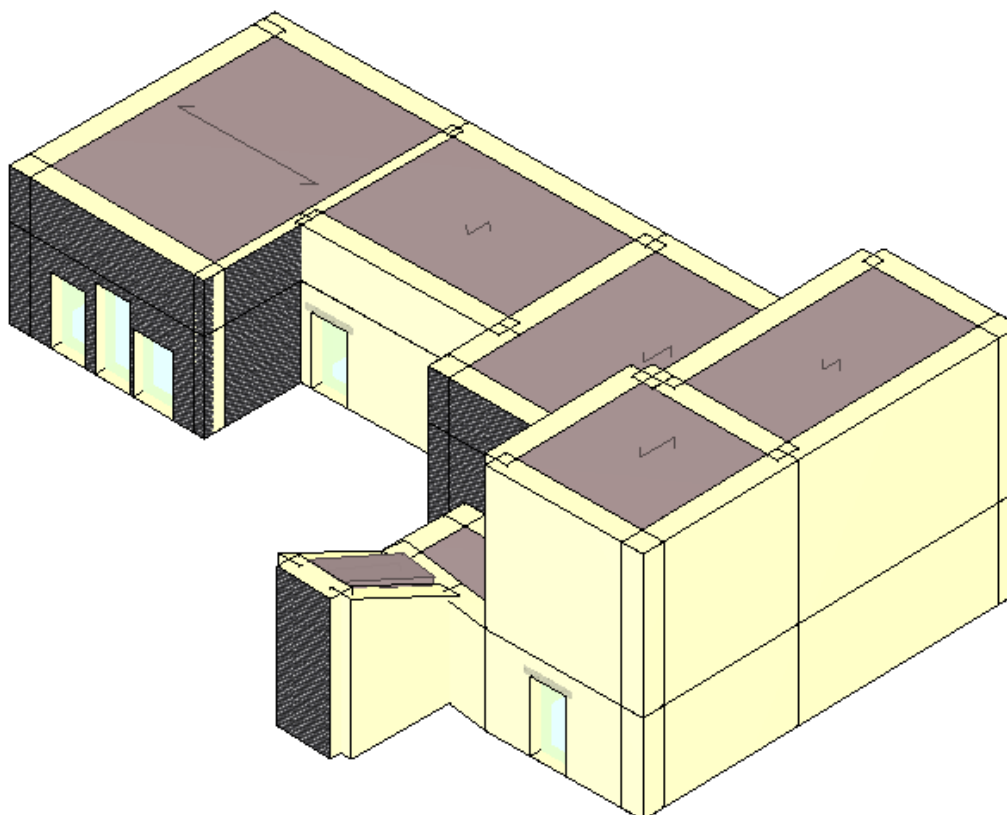
Vista Posteriore corpo A



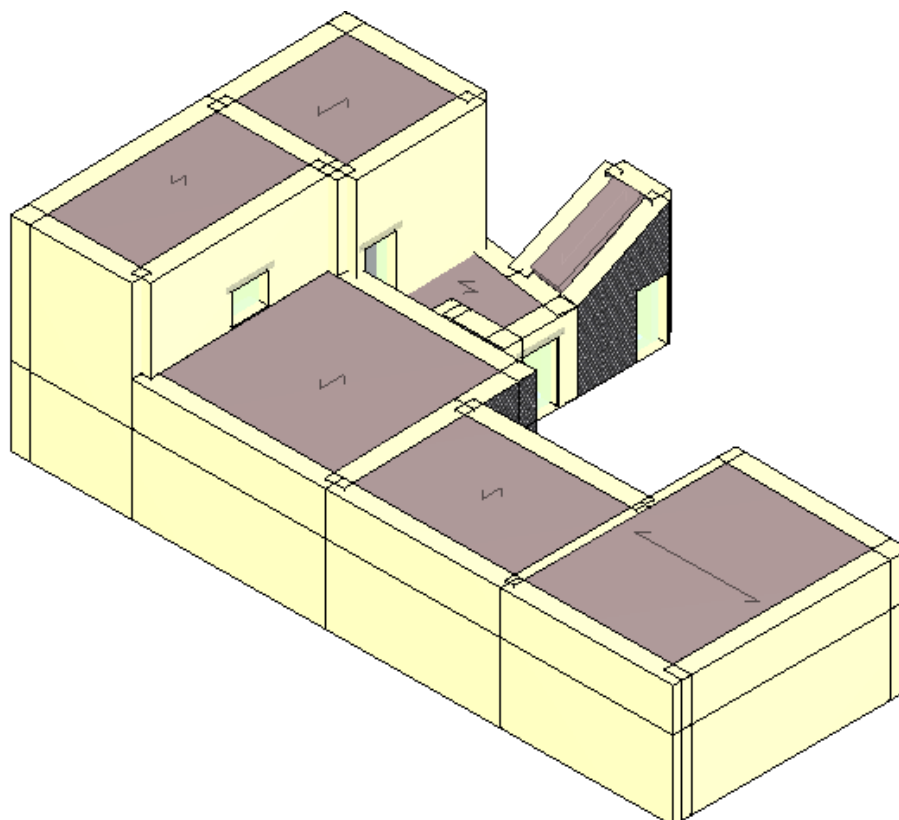
Vista Anteriore corpo A



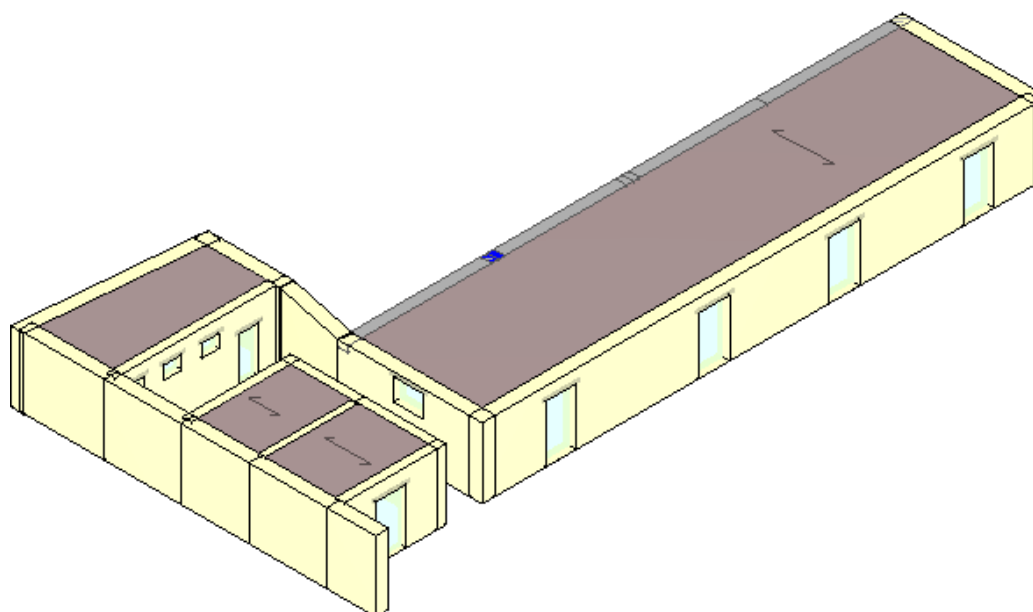
Vista Anteriore corpo B



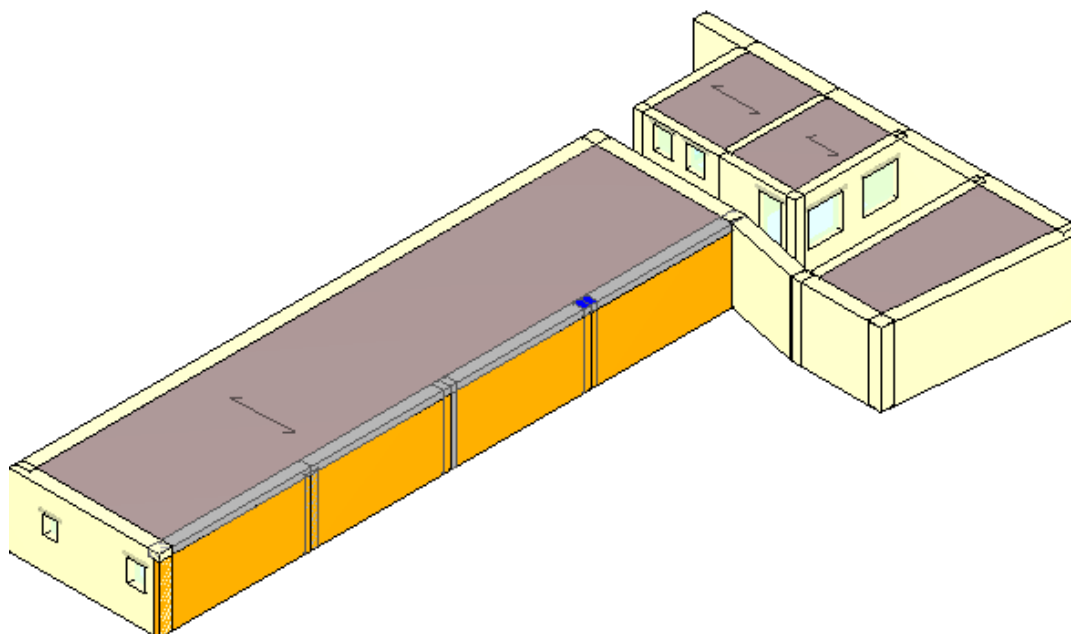
Vista Posteriore corpo B



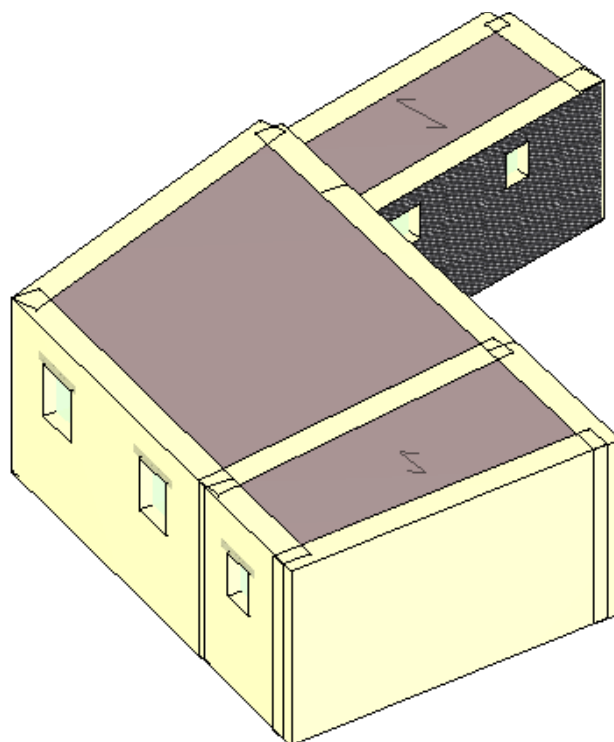
Vista Anteriore corpo C



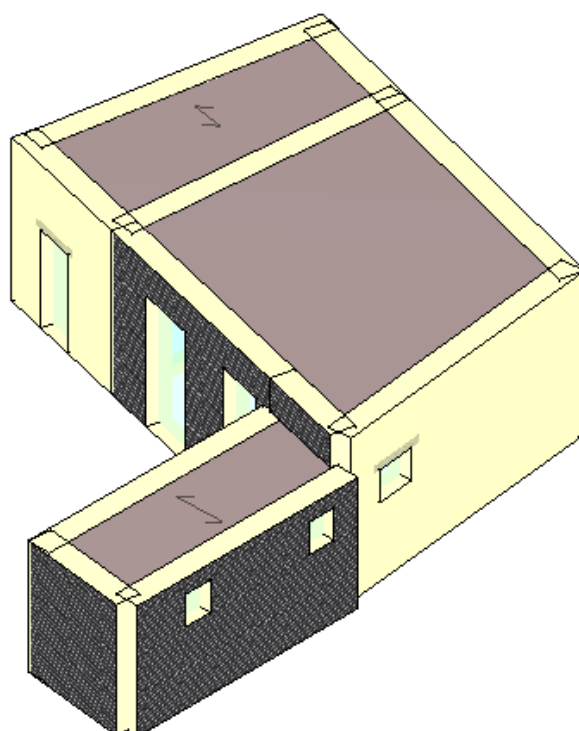
Vista Posteriore corpo C



Vista Anteriore corpo D



Vista Posteriore corpo D



21. VERIFICA DELLA SICUREZZA

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 17.01.2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel § 2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 17/01/2018.

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.

Per i risultati si rimanda all'elaborato *"Tabulati di calcolo SP, proposte di Adeguamento"*.

22. INDICI DI RISCHIO E SCHEDE DI VULNERABILITA' STATO DI PROGETTO

Corpo A

CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA _C	T _{RC}
			[a _g /g]	[anni]
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.2137	616
SLV	Deformazione Ultima Maschio	MU	0.4581	>2475
SLV	Pressoflessione Fuoripiano del Maschio	MU	0.2198	670
SLV	Rottura nel Piano del Maschio	MU	0.2375	846

LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
Materiale	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
Tipo di rottura	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
PGA_C	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se PGA _C =0 -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica [G _k +Σ _i (ψ _{2,i} ·Q _{k,i})]. Se PGA _C =NS -> Non significativo per valori di PGA _C >= 1000.
T_{RC}	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno [= T _{RD} ·(PGA _C /PGA _D) ^η con η = 1/0,41].

DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa		
Stato Limite	PGA _D	T _{RD}
	[a _g /g]	[anni]
SLO	0.0541	30
SLD	0.0709	50
SLV	0.1963	475
SLC	0.2488	975

LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite prevenzione collasso.
PGA_D	Domanda in termini di accelerazione al sito ($S_s \cdot S_T \cdot a_g/g$).
T_{RD}	Domanda in termini di periodo di ritorno.

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

Indicatori di rischio sismico			
Stato Limite	ζ_B / α_{PGA}	α_{TR}	
SLD	3.016	2.800	
SLV	1.120	1.151	

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
ζ_B / α_{PGA}	Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA_C / PGA_D - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100. [0] -> la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla.
α_{TR}	Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: $(T_{RC} / T_{RD})^{0.41}$ - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

Corpo B

CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA _C	T _{RC}
			[a _g /g]	[anni]
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	2.1067	>2475
SLV	Deformazione Ultima Maschio	MU	4.2581	>2475
SLV	Pressoflessione Fuoripiano del Maschio	MU	0.2492	981
SLV	Rottura nel Piano del Maschio	MU	0.2669	1230

LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
Materiale	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
Tipo di rottura	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
PGA_C	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se $PGA_C = 0$ -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica $[G_k + \sum_i (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})]$. Se $PGA_C = NS$ -> Non significativo per valori di $PGA_C \geq 1000$.
T_{RC}	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno $[= T_{RD} \cdot (PGA_C / PGA_D)^\eta]$ con $\eta = 1/0.41$.

DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa			
Stato Limite	PGA _D	T _{RD}	
	[a _g /g]	[anni]	
SLO	0.0541	30	
SLD	0.0709	50	
SLV	0.1963	475	
SLC	0.2488	975	

LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite prevenzione collasso.
PGA_D	Domanda in termini di accelerazione al sito ($S_s \cdot S_T \cdot a_g/g$).
T_{RD}	Domanda in termini di periodo di ritorno.

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

Indicatori di rischio sismico		
Stato Limite	ζ_B / α_{PGA}	α_{TR}
SLD	29.734	10.612
SLV	1.270	1.346

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
ζ_B / α_{PGA}	Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA_C / PGA_D - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100. [0] -> la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla.
α_{TR}	Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: $(T_{RC} / T_{RD})^{0.41}$ - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

Corpo C

CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA _C	T _{RC}
			[a _g /g]	[anni]
SLV	Pressoflessione Fuoripiano del Maschio	MU	0.3925	>2475
SLV	Rottura nel Piano del Maschio	MU	0.2434	911
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	0.9375	>2475
SLV	Taglio	CA	1.7672	>2475

LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
Materiale	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
Tipo di rottura	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
PGA_C	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se $PGA_C = 0$ -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica $[G_k + \sum_i (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})]$. Se $PGA_C = NS$ -> Non significativo per valori di $PGA_C \geq 1000$.
T_{RC}	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno $[= T_{RD} \cdot (PGA_C / PGA_D)^\eta \text{ con } \eta = 1/0.41]$.

DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa		
Stato Limite	PGA _D	T _{RD}
	[a _g /g]	[anni]
SLO	0.0541	30
SLD	0.0709	50
SLV	0.1963	475
SLC	0.2488	975

LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite prevenzione collasso.
PGA_D	Domanda in termini di accelerazione al sito ($S_s \cdot S_T \cdot a_g/g$).
T_{RD}	Domanda in termini di periodo di ritorno.

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

Indicatori di rischio sismico		
Stato Limite	ζ_B / α_{PGA}	α_{TR}
SLD	> 100	> 100
SLV	1.240	1.306

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
ζ_B / α_{PGA}	Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA_C / PGA_D - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100. [0] -> la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla.
α_{TR}	Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: $(T_{RC} / T_{RD})^{0.41}$ - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

Corpo D

CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA _C	T _{RC}
			[a _g /g]	[anni]
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	1.4975	>2475
SLV	Deformazione Ultima Maschio	MU	1.5698	>2475
SLV	Pressoflessione Fuoripiano del Maschio	MU	0.3925	>2475
SLV	Rottura nel Piano del Maschio	MU	0.3925	>2475

LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
Materiale	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
Tipo di rottura	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
PGA_C	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se $PGA_C = 0$ -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica $[G_k + \sum_i (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})]$. Se $PGA_C = NS$ -> Non significativo per valori di $PGA_C \geq 1000$.
T_{RC}	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno $[= T_{RD} \cdot (PGA_C / PGA_D)^\eta]$ con $\eta = 1/0.41$.

DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa		
Stato Limite	PGA _D	T _{RD}
	[a _g /g]	[anni]
SLO	0.0541	30
SLD	0.0709	50
SLV	0.1963	475
SLC	0.2488	975

LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite prevenzione collasso.
PGA_D	Domanda in termini di accelerazione al sito ($S_s \cdot S_T \cdot a_g/g$).
T_{RD}	Domanda in termini di periodo di ritorno.

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

Indicatori di rischio sismico		
Stato Limite	ζ_B / α_{PGA}	α_{TR}
SLD	21.135	9.226
SLV	2.000	2.117

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
ζ_B / α_{PGA}	Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA_C / PGA_D - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100. [0] -> la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla.
α_{TR}	Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: $(T_{RC} / T_{RD})^{0.41}$ - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

23. CONFRONTO STATO DI FATTO - STATO DI PROGETTO

Dal confronto delle schede sopra riportate si evince che in termini di rapporto A_g/g la capacità della struttura risulta notevolmente incrementata grazie agli interventi proposti. Tutti i corpi in cui è stata diviso il complesso risultano essere adeguati dal punto di vista sismico. Si è dunque passati da un Indice di Rischio Sismico (rapporto tra capacità e domanda) di 0,080 a valori superiori l'unità.

24. CONCLUSIONI

Gli interventi proposti hanno aumentato notevolmente la capacità in termini di azione sismica sostenuta della struttura. Le verifiche eseguite in merito alla stabilità globale e locale della struttura hanno dato esito positivo per l'opera di progetto, pertanto la struttura risulta verificata rispetto alla crisi locale e globale in ogni sua parte sia per forze statiche che per sollecitazione sismica nel rispetto dei D.M. Min. LL. PP. 17 Gennaio 2018.

Napoli, Settembre 2018

Il Tecnico