



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI PALERMO

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA

Direttore: Prof. Ing. Giovanni Perrone

CONVENZIONE

TRA

IL DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, AMBIENTALE, AEROSPAZIALE, DEI MATERIALI DELL'UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PALERMO (DICAM) – ATTUALE DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA -

E

L' AZIENDA OSPEDALIERA “OSPEDALI RIUNITI VILLA SOFIA-CERVELLO”

PER

LA VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ SISMICA DEL PADIGLIONE B DELL'OSPEDALE CERVELLO E PER LE INDICAZIONI NECESSARIE ALLA COMPLETA RESTITUZIONE ALL'USO.

Data di avvio della convenzione: 18.09.2018

Durata della convenzione: mesi 6

Rapporto Finale

○ **Analisi Storico Critica, Stato di fatto e Precedenti Valutazioni**

Edificio B1: ○Analisi e interventi di miglioramento

○Disegni delle strutture

○Tabulati di calcolo

Edificio B2: ●Analisi e interventi di miglioramento

○Disegni delle strutture

○Tabulati di calcolo

Edificio B3: ○Analisi e interventi di miglioramento

○Disegni delle strutture

○Tabulati di calcolo

Edificio B4: ○Analisi e interventi di miglioramento

○Disegni delle strutture

○Tabulati di calcolo

Edificio B5: ○Analisi e interventi di miglioramento

○Disegni delle strutture

○Tabulati di calcolo

Edificio B6: ○Analisi e interventi di miglioramento

○Disegni delle strutture

○Tabulati di calcolo

Marzo 2019

Il Responsabile della Convenzione

Prof. Ing. Liborio Cavaleri



Sommario

1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3. METODO DI ANALISI	4
4. AZIONI SISMICHE	5
5. GEOMETRIA DELLO STATO DI FATTO	7
6. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI	13
6.1 Studio condotto da 4Emme S.p.A.....	14
6.2 Studio condotto dal Dipartimento di Ingegneria.....	15
6.2.1 Prova di flessione per la stima della resistenza a compressione.....	15
6.2.2 Prova di taglio su muro 1.....	19
6.2.3 Prova di taglio su muro 2.....	20
6.3 Definizione delle caratteristiche meccaniche della muratura come da NTC 2018, del calcestruzzo e dell'acciaio per profilati metallici	21
7. MODELLO DI CALCOLO	22
8. INDICAZIONI NORMATIVE	28
9. INTERVENTI E RISULTATI POST-INTERVENTO	30
10. CONCLUSIONI	33



1. PREMESSA

Nella presente relazione è riportata una dettagliata descrizione del corpo 2 del padiglione B dell'ospedale "V. Cervello" e viene proposto un modello meccanico dello stesso per la valutazione della capacità strutturale passando attraverso la documentazione fornita dall'Azienda Ospedaliera Ospedali Riuniti Villa Sofia-Cervello, i rilievi e le prove di caratterizzazione meccanica effettuati dal Dipartimento di Ingegneria (ex Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale, dei Materiali).

L'analisi degli elaborati architettonici e delle carpenterie forniti dall'azienda ospedaliera e i sopralluoghi condotti hanno consentito di ricostruire l'evoluzione dell'edificio nel corso degli anni. L'edificio 2, insieme agli edifici 1, 3 e 4, facenti parte dello stesso padiglione, è stato realizzato nei primissimi anni del '900 e fu inizialmente adibito a dispensario antitubercolare e destinato alle donne. Nella relazione vengono descritte le strutture portanti, rilevate attraverso una serie di sopralluoghi finalizzati al rilievo geometrico dell'edificio, e le indagini sperimentali sui materiali. Le informazioni ottenute hanno permesso di modellare l'edificio in questione coerentemente con le indicazioni normative attuali e di effettuare un'analisi statica non lineare in relazione al livello di conoscenza acquisito. Sono stati quindi ricavati gli indici di sicurezza, successivamente confrontati con i valori di norma. In relazione agli indici di sicurezza ottenuti sono suggeriti degli interventi.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Ai fini della redazione della presente si è fatto riferimento alla seguente normativa:

- Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018 che recita Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. che recita Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui a decreto ministeriale 17 Gennaio 2018;
- Linee Guida per la Valutazione del Calcestruzzo in Opera del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (2017).

Nello specifico si fa riferimento al capitolo 8 delle Norme Tecniche sopra citate che riguarda gli edifici esistenti. La valutazione della sicurezza di una struttura (par. 8.3) viene definita come un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di



sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa. L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali.

La valutazione della sicurezza deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.

La valutazione della sicurezza deve effettuarsi quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione;
- danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;
- esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidità;
- esecuzione di interventi strutturali;
- realizzazione di opere in assenza o difformità dal titolo abitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.

3. METODO DI ANALISI

Il padiglione B costituisce un aggregato edilizio. Originariamente gli edifici costituenti il padiglione B erano indipendenti l'uno dall'altro mentre oggi sono da considerare unità strutturali (US) di un aggregato. Ciascuna unità strutturale facente parte dell'aggregato è stata modellata come entità autonoma in presenza di una notevole incertezza nella determinazione delle azioni mutue che le unità



strutturali riescono a scambiarsi. La modellazione degli edifici facenti parte del padiglione B è stata quindi effettuata considerando ciascun edificio singolarmente.

A sostegno di tale scelta di modellazione, la circolare del 21 Gennaio 2019, al capitolo C8.7.1.3.2. con riguardo agli edifici in aggregato recita “*L’analisi di una unità strutturale (US) secondo i metodi utilizzati per edifici isolati, se effettuata modellando in maniera approssimata o addirittura trascurando l’interazione con i corpi di fabbrica adiacenti, assume un significato largamente convenzionale, per cui la determinazione della capacità sismica globale dell’US può essere eseguita attraverso metodologie semplificate*”.

Il metodo di analisi utilizzato per valutare la capacità del corpo B2 è stato scelto sulla base delle indicazioni fornite dalla normativa in vigore. In dettaglio è stata applicata un’analisi statica non lineare (Pushover) con due profili di forze: a) proporzionale alle forze statiche equivalenti e b) proporzionali a quelle prodotte da una distribuzione di accelerazioni costanti lungo le altezze. L’analisi statica non lineare ha consentito di ricavare la curva di capacità della struttura ($F-d$) in cui F rappresenta il taglio alla base dell’edificio e d lo spostamento nel punto di controllo rappresentato dal centro di massa orizzontamento più alto.

4. AZIONI SISMICHE

L’edificio 1 in questione rientra tra gli edifici strategici, dunque nella **classe d’uso IV** di cui al Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018 par.2.4.2. Per la classe IV il paragrafo in questione recita: “*Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività*”.

Per la definizione delle caratteristiche del sottosuolo si è fatto riferimento alle prove eseguite nel 2014 da Geoplus s.r.l. di Palermo commissionate dal geologo C. Cibella. Secondo quanto riporta la relazione geologica del 2014 fornita dall’Azienda Ospedaliera committente, i terreni, anche in superficie, presentano buone condizioni di stabilità e durante l’esecuzione dei sondaggi non sono state mai riscontrate cavità sotterranee né, tantomeno, dagli studi bibliografici esistenti sono state riscontrate notizie in tal senso.

Le risultanze delle estrazioni eseguite hanno evidenziato mediamente la seguente stratigrafia:

- fino a 0.8 m: terreno vegetale;



- fino ad un massimo di 2.2 m: terre rosse residuali costituite da limi mediamente consistenti e plastici;
- al di sotto delle terre rosse residuali: substrato calcarenitico e/o calcareo.

Secondo quanto riportato nella relazione geologico-tecnica la velocità media delle onde di taglio entro i 30 m di profondità ricavata dalle prove in sito risulta pari a 769 m/s per cui, in accordo con quanto riporta il par. 3.2.2 del DM 2018, il sottosuolo ricade nella categoria B (Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.). Da questa dipendono i valori dell'amplificazione stratigrafica S_s e il coefficiente C_c , necessari per la definizione delle azioni sismiche. In specifico $S_s=1.4-0.4 F_0 a_g/g$ compreso tra 1 ed 1.2 mentre $C_c=1.1 (T_c^*)^{-0.2}$ (per il significato dei simboli si rimanda al DM 2018). Inoltre, vista la collocazione dell'edificio, la **categoria topografica** è **T1** (vedi par.3.2.2 del DM 2018). La declaratoria per questa categoria topografica è infatti: *“Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ”*. A tale categoria è associato un coefficiente di amplificazione topografica pari a 1.

Il livello delle azioni sismiche è definito a partire dalla pericolosità sismica del sito. I tre parametri necessari per la definizione della pericolosità sismica del sito oggetto di indagine sono l'accelerazione orizzontale massima (a_g), il coefficiente di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale (F_0), ed il periodo di inizio del tratto a velocità costante delle componenti orizzontali riferito al suolo rigido (T_c^*).

Tali parametri sono stati determinati in base alle coordinate geografiche del luogo in cui sorge l'edificio oggetto di verifica, con riferimento al relativo stato limite che si intende considerare, in funzione del periodo di ritorno (T_r).

Le forze sismiche di riferimento adottate nel modello sono quelle dello stato limite di collasso (SLC) il cui spettro ed i cui parametri spettrali sono riportati nella Fig.1 seguente.

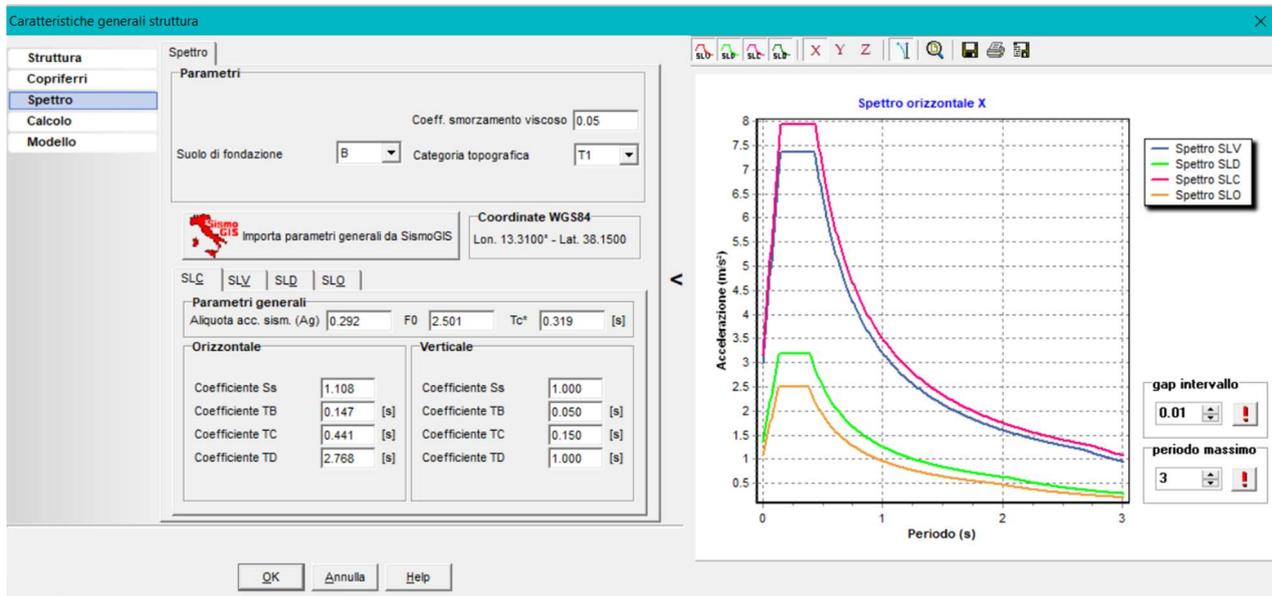
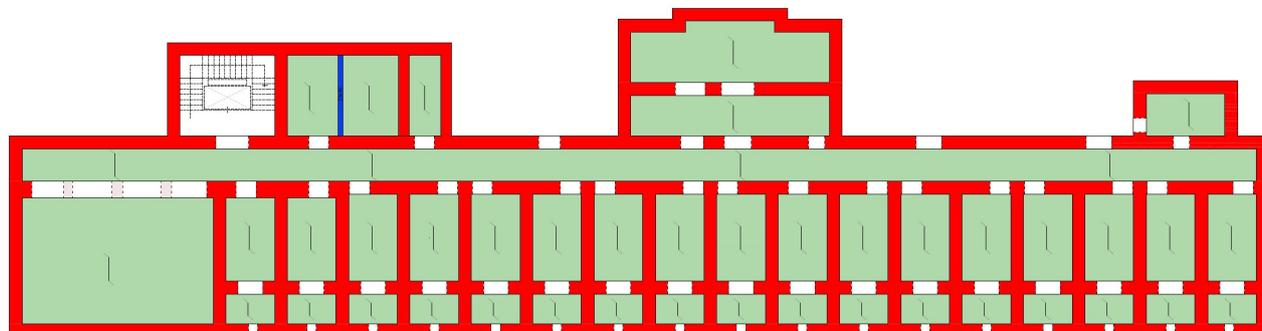


Fig.1. Spettri elastici riferiti ai diversi stati limite e parametri spettrali allo SLC.

5. GEOMETRIA DELLO STATO DI FATTO

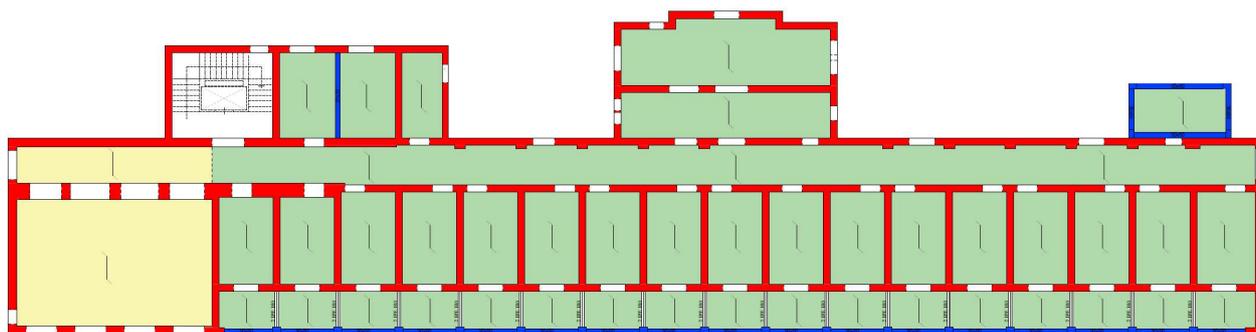
Il corpo 2 preso in esame nella seguente relazione, presenta una struttura principale prevalentemente in muratura, costituita da blocchi di calcarenite di differente spessore; lungo i fronti Est ed Ovest sono presenti elementi portanti in cemento armato così come riportano le planimetrie in Figg. 2-3-4-5 e Figg.6 -7. La presenza degli elementi in c.a. è stata verificata nel corso dei diversi sopralluoghi attraverso esami visivi, rimozione di intonaco o mediante prove magnetometriche.



Legenda

-  Struttura in muratura
-  Struttura in c.a.
-  Solai in latero-cemento gettato in opera s=30cm
-  Solai con profili IPE 180 e voltine in calcarenite s=25 cm

Fig.2. Planimetria Piano Terra.



Legenda

-  Struttura in muratura
-  Struttura in c.a.
-  Solai in latero-cemento gettato in opera s=30cm
-  Solai con profili IPE 180 e voltine in calcarenite s=25 cm

Fig.3. Planimetria Piano Primo.

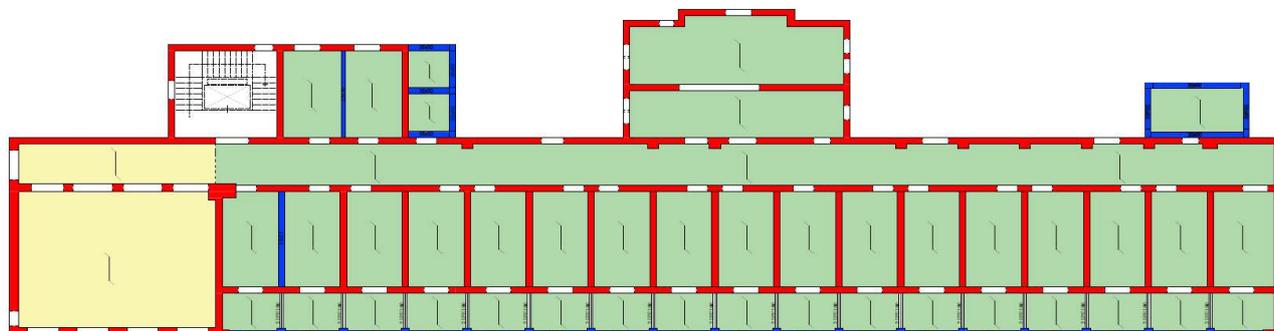


Fig.4. Planimetria Secondo Piano

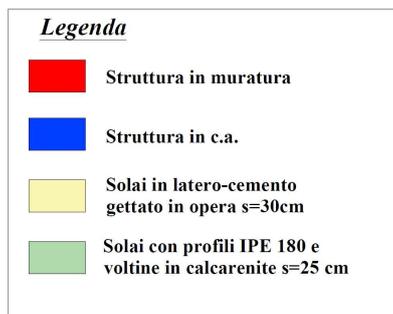
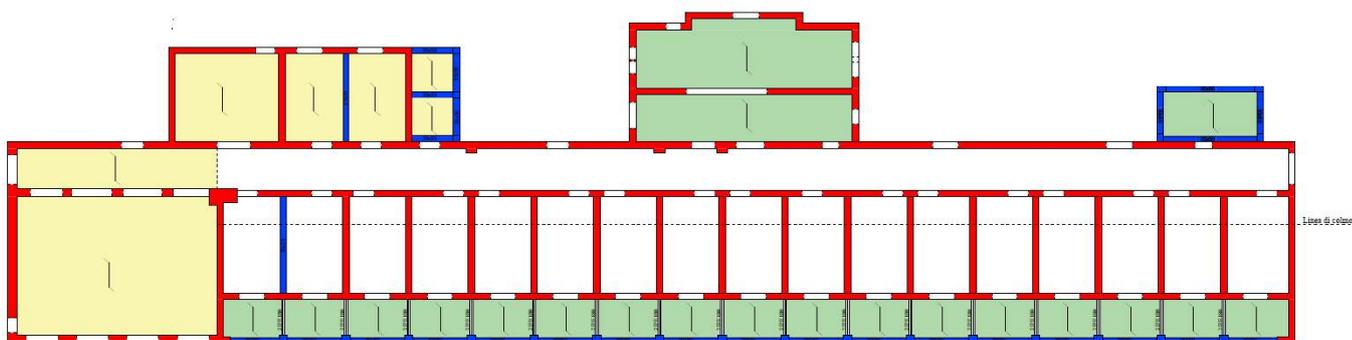


Fig.5. Planimetria Terzo Piano.



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI PALERMO

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA

Direttore: Prof. Ing. Giovanni Perrone

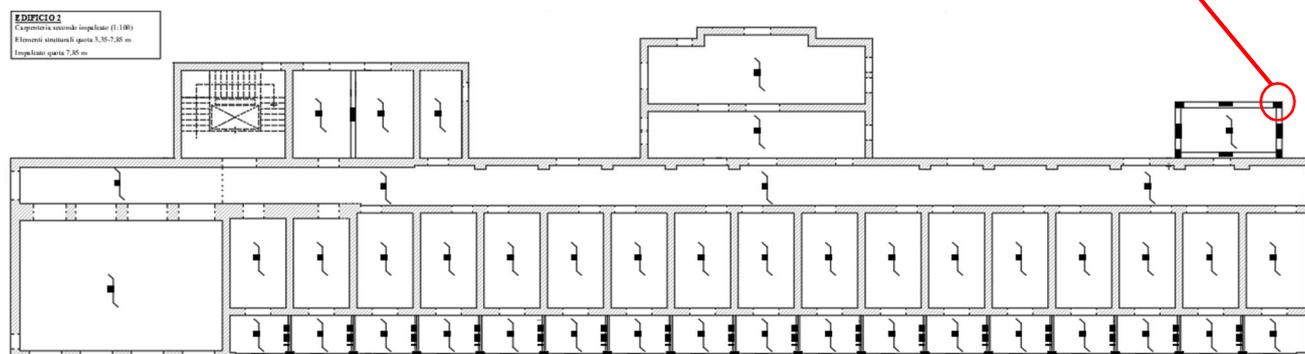


Fig.6. Pilastro in c.a., piano primo fronte Ovest.

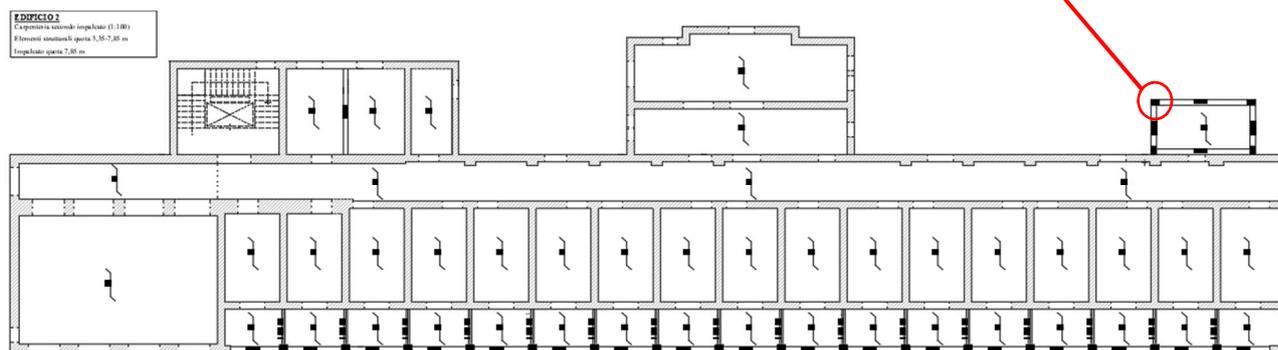


Fig.7. Pilastro di estremità in c.a., piano primo fronte Ovest.

Dalle endoscopie effettuate in situ e da quanto presente nei documenti forniti dalla committenza, i solai di interpiano risultano costituiti da due tipologie differenti, la prima con doppi o singoli profili metallici IPE 180 e voltine in muratura di calcarenite, la seconda costituita da solai in latero-cemento gettato in opera, entrambi per uno spessore complessivo di 25 o di 30 cm. La copertura, parzialmente piana e parzialmente a falda, presenta solai latero cementizi nella parte piana; le falde sono realizzate con capriate lignee, travi in legno, tavolato e tegole marsigliesi (Fig.8-9).



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI PALERMO

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA

Direttore: Prof. Ing. Giovanni Perrone

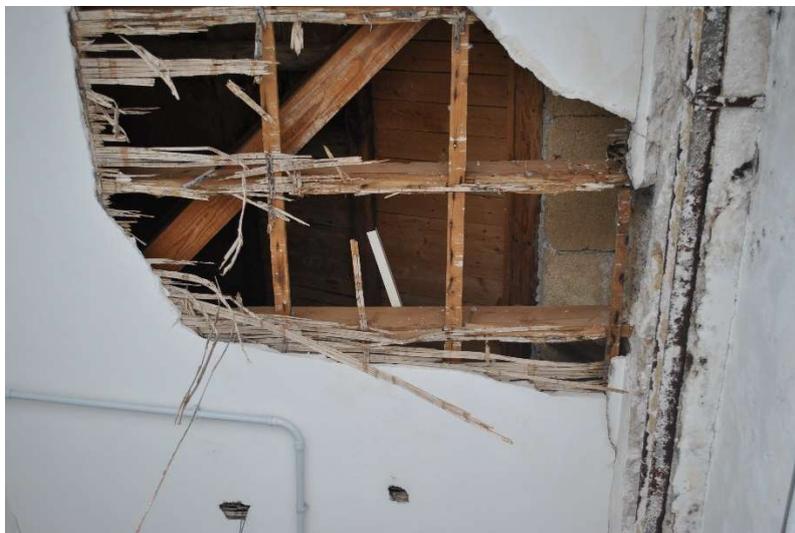


Fig.8. Struttura della copertura, scorcio dall'interno attraverso il controsoffitto.



Fig.9. Copertura.

L'edificio è collegato attraverso un volume minore al corpo 1, volume che, da un confronto tra carte tecniche regionali, è stato aggiunto in un periodo compreso tra il 1939 (Fig.10) e il 1968 (Fig.11).

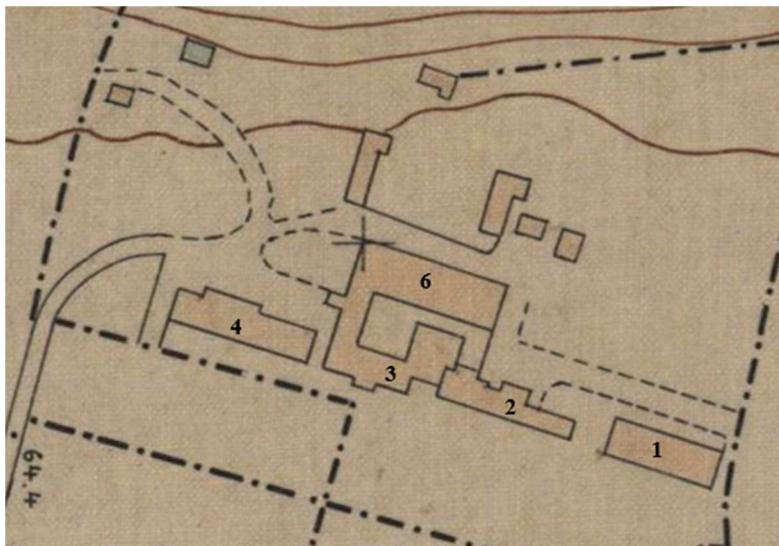


Fig.10. Carta regionale 1939, Ospedale Cervello.

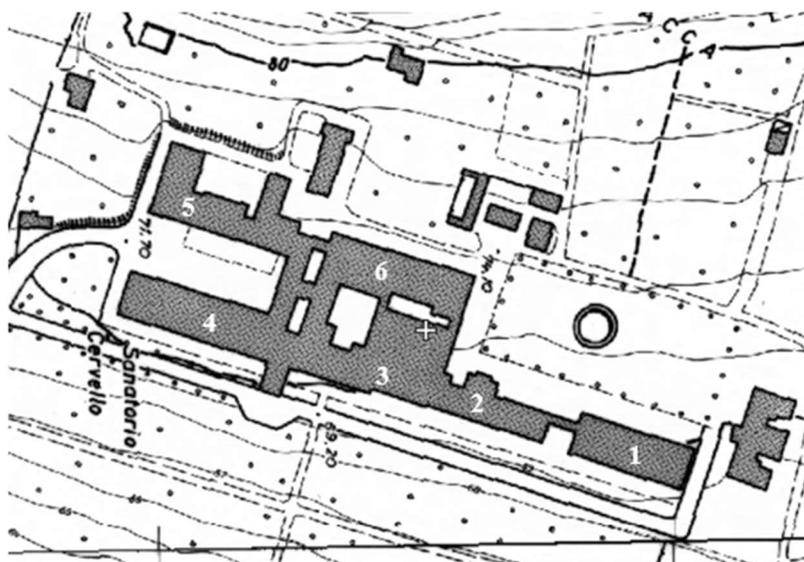


Fig.11. Carta regionale 1973, Ospedale Cervello.

6. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Per la definizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali si è fatto riferimento a prove effettuate in sito ed in laboratorio in occasione dello studio del 2008 condotto dall'ing. Francesco Paolo Filizzola, commissionate a 4Emme S.p.A. che hanno avuto per oggetto la calcarenite e il calcestruzzo armato. Inoltre si è fatto riferimento a prove integrative effettuate in sito sulla muratura



ed in laboratorio sulla calcarenite. Infine sono stati presi a riferimento dati di letteratura relativi a murature di calcarenite con caratteristiche simili.

6.1 Studio condotto da 4Emme S.p.A.

Il primo studio (quello commissionato alla 4Emme S.p.A.) ha riguardato prove di compressione su 22 campioni di cui 3 di calcestruzzo e 19 di calcarenite. I campioni di calcestruzzo (cilindri di diametro nominale pari a 75 mm e rapporto nominale altezza-diametro pari a 2) hanno restituito una resistenza media a compressione pari a 117 daN/cm² (si osservi che in maniera impropria le resistenze sperimentali, nella relazione della 4Emme sono indicate con il simbolo f_{ck} che indica invece una resistenza caratteristica). A questa resistenza può essere applicato il fattore di disturbo F_d pari a 1.1 dedotto dalla specifica tabella prevista dalle Linee Guida per la Valutazione del Calcestruzzo in Opera del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (2017) (tale coefficiente previsto per diametri pari a 100 mm viene utilizzato in assenza di specificazioni alternative). Si ottiene dunque una resistenza media f_{cm} come di seguito specificata

$$f_{cm}=1.1*117=128.7 \text{ daN/cm}^2$$

corrispondente ad una resistenza media cubica R_{cm} pari a

$$R_{cm}=f_{cm}/0.83= 155 \text{ daN/cm}^2.$$

I campioni di calcarenite (cilindri di diametro nominale pari a 75 mm e rapporto nominale altezza diametro pari a 2) hanno restituito una resistenza media f_m , calcolata su 18 dei 19 campioni prima menzionati (il campione stralciato ha fornito un livello di resistenza anomalo pari a 1.58 daN/cm²) pari a 36.72 daN/cm². I valori di resistenza ottenuti da ciascun campione, come prevedibile, sono risultati piuttosto dispersi con valore minimo pari a 11.32 daN/cm² e valore massimo pari a 83.75 daN/cm².

I dettagli delle prove e la localizzazione dei punti di prelievo sono riportati nella apposita relazione prodotta dalla 4Emme S.p.A.. I dati di resistenza della calcarenite seppur non identificabili con la resistenza della muratura consentono di caratterizzarla parzialmente per la correlabilità delle resistenze del materiale costituente gli elementi resistenti con quella della muratura stessa.

6.2 Studio condotto dal Dipartimento di Ingegneria

Sono stati prelevati campioni di calcarenite ed effettuate n. 3 prove Sheppard per la stima della resistenza a compressione della muratura e per la stima della resistenza a taglio. Considerata la analogia delle murature adottate nella realizzazione dei corpi costituenti il padiglione B, i prelievi e le prove sono state effettuate su pareti interne all'edificio B2, attualmente non utilizzato. I muri su cui sono state effettuate le prove e prelevati i campioni sono evidenziati in Fig.12.

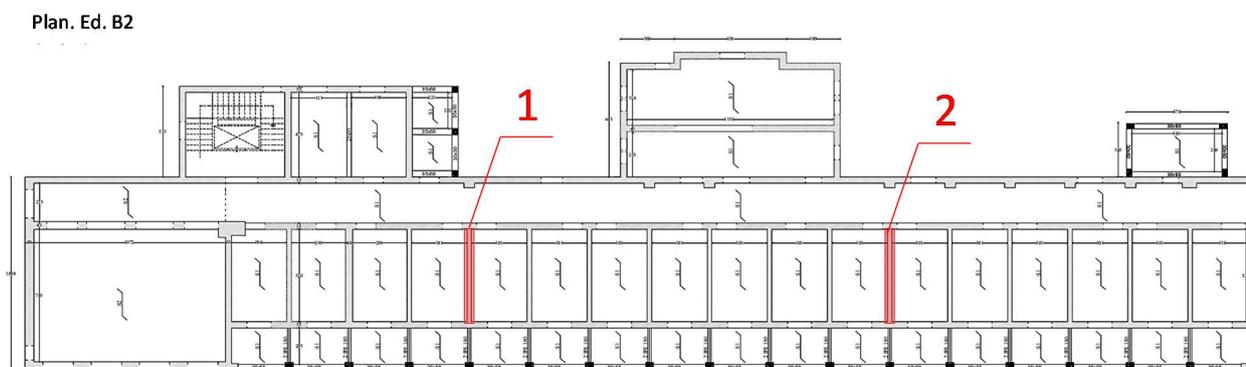


Fig.12. Muri oggetto di prova in rosso su planimetria edificio 2, piano primo.

Sono state effettuate una prova per la stima della resistenza a compressione da flessione e due prove per la stima della resistenza a taglio.

Il muro indicato con il n. 1 è stato oggetto di prova di flessione e di prova di taglio.

6.2.1 Prova di flessione per la stima della resistenza a compressione

E' stata isolata una porzione di muratura come indicato nella Fig. 13 seguente con altezza di 150 cm, larghezza di 50 cm e spessore di 25 cm. Nella parte centrale è stato posto un profilo di acciaio (Fig. 14) per il carico su superficie previamente regolarizzata. Il carico è stato trasmesso tramite due barre dywidag visibili in Fig.13 ed in Fig. 16.

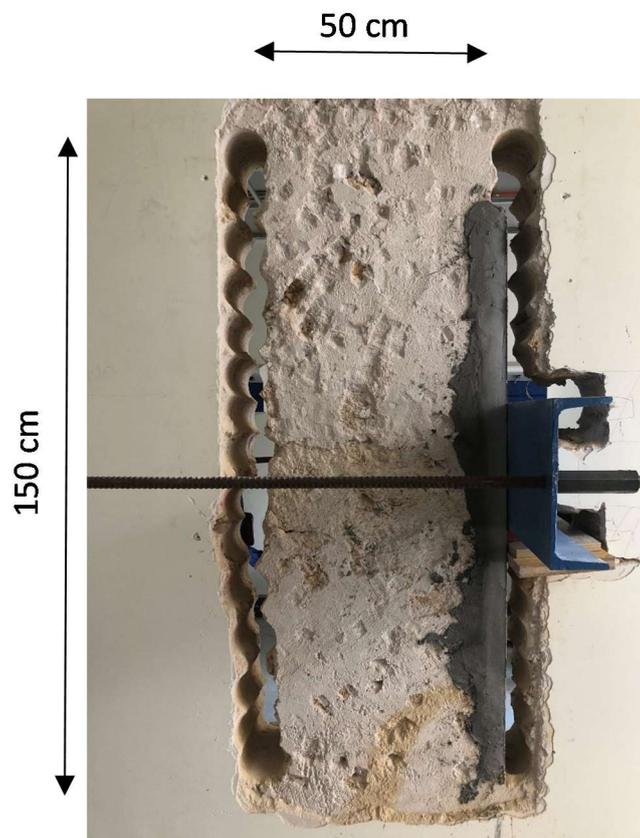


Fig.13. Campione di muratura su muro 1 soggetto a prova di flessione.

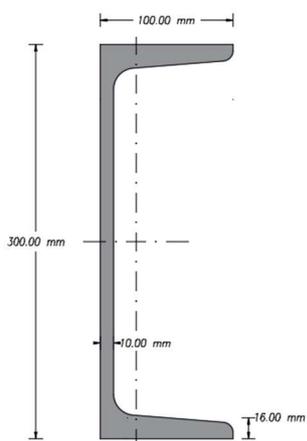


Fig.14. Profilo UPN utilizzato nella prova per l'applicazione del carico.



Un ulteriore profilo metallico (Fig. 15), posto in corrispondenza del corridoio, ha consentito il trasferimento della forza dal martinetto al profilato UPN di carico. Il martinetto è stato controllato tramite una pompa idraulica. Il set-up completo della prova è visibile in Fig. 16.



Fig.15. Profilo UPN e martinetto, posti nel corridoio.



Fig.16. Set up della prova.

Durante la prova sono state effettuate solo misure di forza. La prova è stata arrestata ad un carico pari a 5.2 T. Tale carico è risultato quello massimo a flessione sopportabile dalla muratura.

Considerato lo schema di carico, il momento ultimo associato al carico massimo è risultato pari a 97500 daNcm. D'altro canto il carico verticale stimato sul campione prima della prova, considerato il peso della muratura (1600 daN/m^3) e la orditura dei solai, e l'altezza di muratura al di sopra del campione (circa 8 m) è di 1600 daN. Tuttavia tale sforzo normale subisce un incremento durante la prova stessa a causa delle deformazioni dell'elemento strutturale e della sua bidimensionalità, che non è possibile misurare con il set up utilizzato. In queste condizioni considerati i possibili domini di rottura della muratura, la stessa presenta una resistenza a compressione certamente superiore a 15 daN/cm^2 ma anche compatibile con valori fino a $50\text{-}60 \text{ daN/cm}^2$ come si evince meglio dalla Fig.17 in cui la linea tratteggiata verticale individua il momento di rottura e separa domini di rottura possibili da domini di rottura non possibili (ciascun dominio di rottura è caratterizzato da un valore di resistenza della muratura).

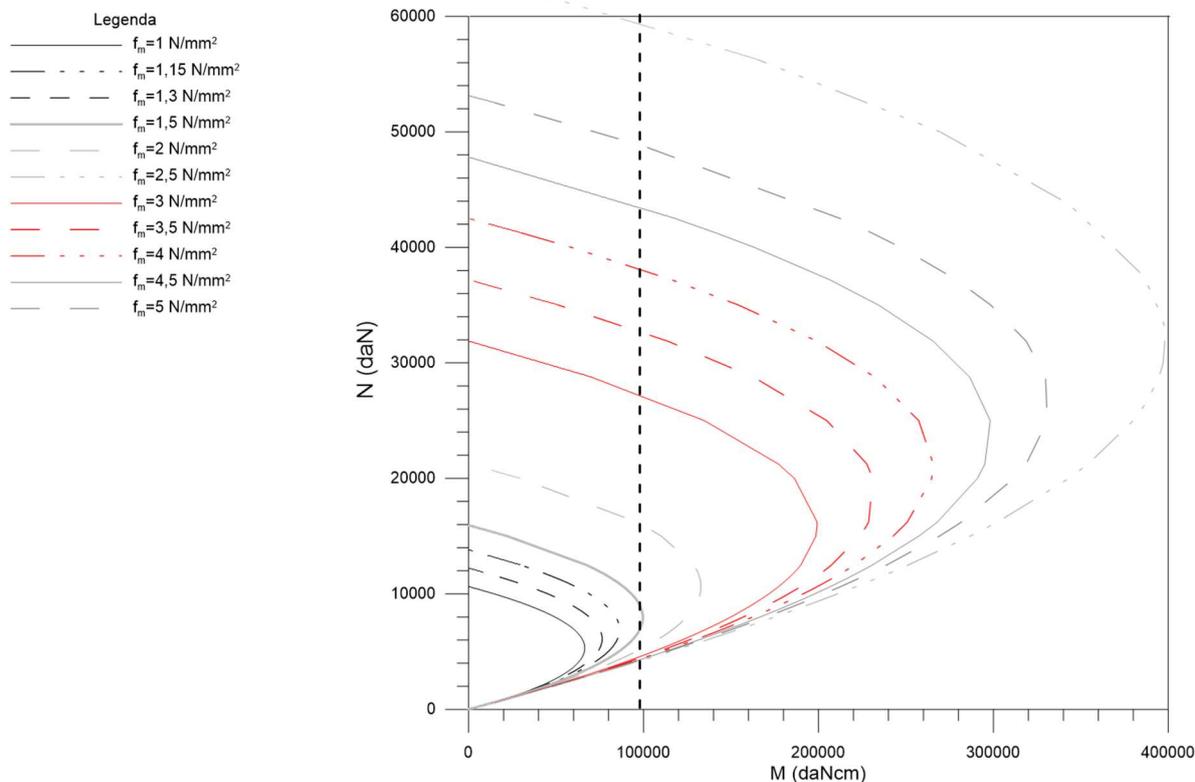


Fig.17. Domini di rottura per diversi valori di resistenza della muratura

6.2.2 Prova di taglio su muro 1

Il campione di muratura isolato nel muro 1 dell'edificio B2 è stato modificato nella geometria in maniera che la risposta fosse dominata da un meccanismo di taglio. In particolare le dimensioni (Fig.18) sono state modificate in maniera che il campione assumesse una altezza di 100 cm ed una larghezza di 50 cm (spessore 25 cm).

La prova è stata dunque ripetuta utilizzando lo stesso set-up ed ottenendo un carico massimo di 10.2 T corrispondente ad un taglio di 5.1 T ed una tensione tangenziale $\tau=4.08 \text{ daN/cm}^2$ (a questa tensione tangenziale è associato uno sforzo normale di 1600 daN, corrispondente a una tensione normale di 1.28 daN/cm^2 – questo si traduce, coerentemente con il modello di resistenza a taglio proposto dal DM 2018, in una resistenza in assenza di carichi verticali pari a $4.08-0.4 \times 1.28=3.56 \text{ daN/cm}^2$).

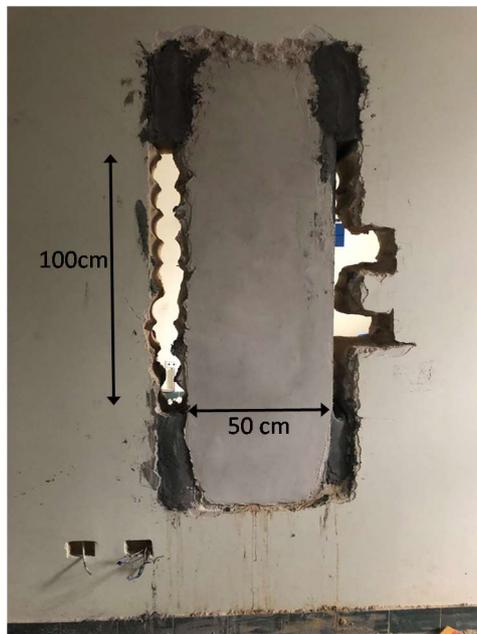


Fig.18. Campione su muro 1 per prova di taglio

6.2.3 Prova di taglio su muro 2

Al fine di valutare l'eventuale effetto delle dimensioni del campione, in questo caso il campione stesso è stato realizzato in maniera da avere larghezza di 75 cm, altezza di 150 cm e spessore di 25 cm.

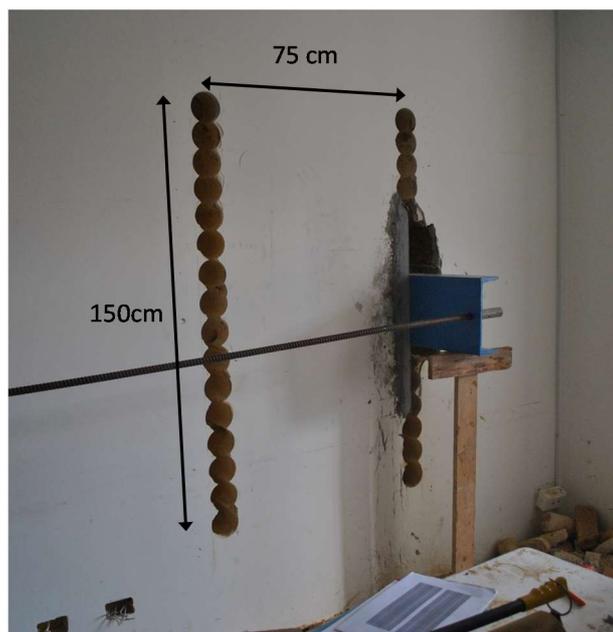


Fig.19. Campione testato a taglio su muro n.2



In questo caso il carico massimo ottenuto è di 14.1 T corrispondente ad un taglio di 7.05 T ed una tensione tangenziale di 3.76 daN/cm². A questa tensione tangenziale è associata una tensione normale prodotta dalla muratura sovrastante. In questo caso lo sforzo normale, nell'ipotesi di avere circa 7 m di muratura sovrastante e che tali muri non portano solai, è di 2100 daN, corrispondente a 1.12 daN/cm² – questo si traduce in una resistenza in assenza di carichi verticali pari a 3.76-0.4x1.12=3.31 daN/cm²).

6.3 Definizione delle caratteristiche meccaniche della muratura come da NTC 2018, del calcestruzzo e dell'acciaio per profilati metallici

La struttura dell'edificio, seppur prevalentemente in muratura, presenta degli elementi in cemento armato e degli elementi metallici (profili a doppio T) di collegamento (per i dettagli si vedano i disegni facenti parte del presente studio).

In accordo alla circolare alle NTC 2018 l'intervallo dei parametri meccanici per una muratura in conci squadri di calcarenite è quello di seguito specificato:

resistenza a compressione f:	20-32 daN/cm ²
resistenza a taglio in assenza di carichi verticali f_{v0} :	1-1.9 daN/cm ²
modulo elastico longitudinale E:	12000-16200 daN/cm ²
modulo elastico tangenziale G:	4000-5000 daN/cm ²

In presenza di un livello di conoscenza LC2 come quello che si intende raggiungere i valori di riferimento dei parametri meccanici sono quelli medi degli intervalli sopra specificati. Peraltro, tali valori vanno incrementati del coefficiente 1.6 (Tab. C8.5.2) in presenza di malta di buona qualità (quest'ultima è stata controllata con l'ausilio di una sonda Winsdor).

In definitiva i parametri meccanici di riferimento per l'analisi risultano come segue:

resistenza a compressione f:	41.6 daN/cm ²
resistenza a taglio in assenza di carichi verticali f_{v0} :	2.32 daN/cm ²
modulo elastico longitudinale E:	22560 daN/cm ²
modulo elastico tangenziale G:	7.200 daN/cm ²

I parametri di resistenza a compressione e taglio risultano in linea con i valori ottenuti sperimentalmente in sito ma anche con i valori disponibili in letteratura per murature di calcarenite



analoghe. Sono stati verificati in maniera estesa i dettagli costruttivi ed effettuato il rilievo geometrico e l'analisi storico critica, pertanto il livello di conoscenza raggiunto per la parte muraria della struttura è effettivamente LC2. I valori sopra riportati vengono divisi in fase di calcolazione per il fattore di confidenza FC pari a 1.2 ed il coefficiente di parziale sicurezza $\gamma_m=2$. I limiti di spostamento fra testa e piede dei muri per effetto del taglio e della flessione sono quelli previsti dalla Circolare alle NTC 2018 calcolati ipotizzando che i moduli G e E per effetto della fessurazione possano subire un decremento del 50%.

Per quanto riguarda il calcestruzzo si è fatto riferimento alle prove su carote effettuate da 4Emme S.p.A. ed alle norme tecniche all'epoca della costruzione ed in particolare al Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 10 gennaio 1907. I risultati delle prove della 4 Emme forniscono un valore medio delle resistenze cubiche (vedi la sezione di questa relazione dedicata alle indagini della 4EMME) di circa 155 daN/cm² mentre il valore minimo richiesto dalle norme dell'epoca è di 150 daN/cm². Bisogna sottolineare comunque che i due valori non sono direttamente confrontabili in quanto l'uno è una media mentre l'altro è un minimo, ma servono a capire quali erano le richieste all'epoca della costruzione. Ad ogni modo, ai fini della analisi, è stato prevista una resistenza cubica di 155 daN/cm² con un fattore di confidenza FC=1.2 ed un coefficiente di parziale sicurezza pari $\gamma_m=1.5$. Per quanto riguarda il legame costitutivo del materiale si è adottato il parabola-rettangolo con valore di deformazione al picco di resistenza pari al 2‰ ed un valore ultimo di deformazione pari al 5‰.

Per quanto riguarda le barre d'armatura (lisce) si è fatto riferimento al Decreto del 1907 sopra citato e quindi si è imposta una tensione di snervamento $f_y= 3400$ daN/cm² associato ad un legame elastico perfettamente plastico con deformazione ultima pari al 10% e modulo elastico pari a 210000 daN/cm². Il fattore di confidenza FC è stato posto pari a 1.2 mentre il coefficiente di parziale sicurezza $\gamma_m=1.15$. Anche per l'acciaio dei profilati metallici è stata adottato un legame elastico perfettamente plastico con tensione di snervamento pari 2350 daN/cm² e deformazione ultima pari al 10 ‰.

7. MODELLO DI CALCOLO

Svolti gli opportuni sopralluoghi e prove, fissate le caratteristiche meccaniche e il livello delle azioni sismiche e di pericolosità sismica del sito, l'edificio B2 è stato modellato mediante l'utilizzo del software di calcolo VEM della STACEC. Nelle Figg.20-21 si possono osservare due viste del modello



in cui le parti in c.a. e le parti in muratura (vedi disegni allegati) sono stati modellati facendo riferimento alle caratteristiche meccaniche ricavate come sopra specificato.

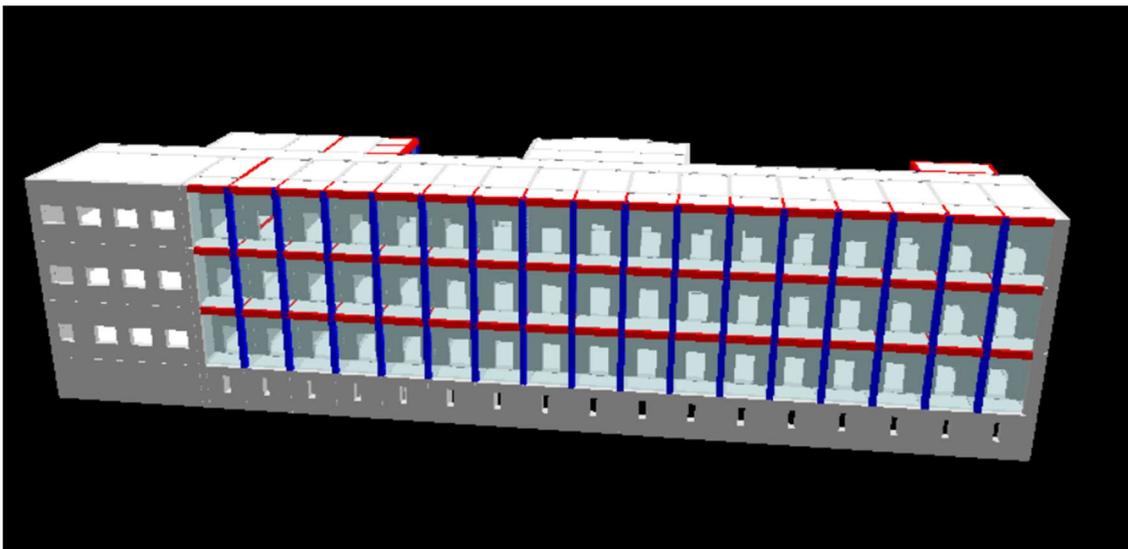


Fig.20. Modello strutturale edificio B2, fronte Est.

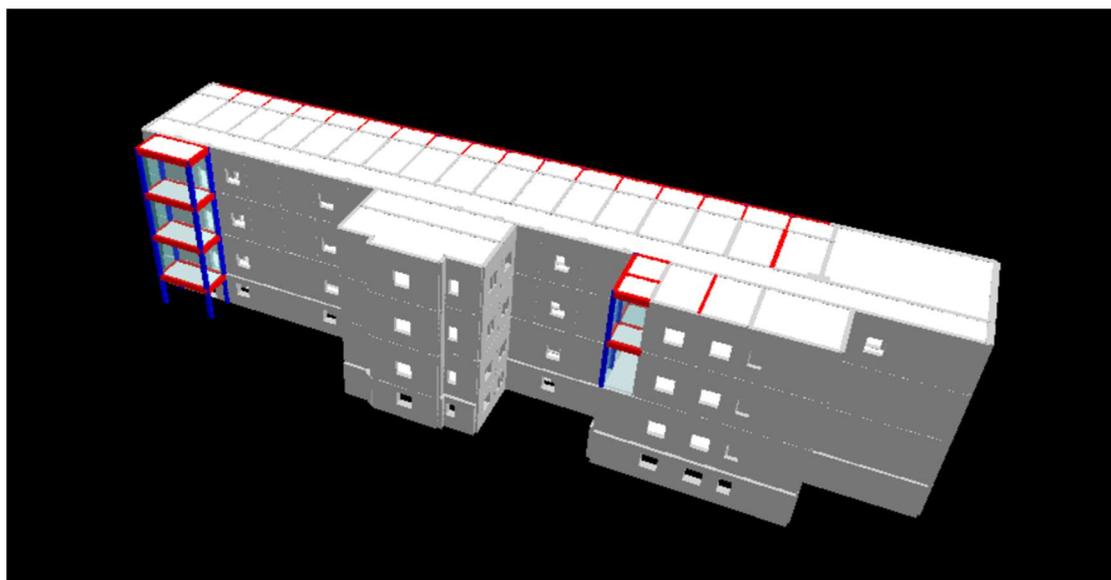


Fig.21. Modello strutturale edificio B2, fronte Ovest.

Il modello in questione è quello di un edificio considerato isolato per la difficoltà di valutare le azioni mutue con il piccolo volume adiacente, di collegamento fra edificio B1 ed edificio B2, e le azioni scambiate con l'edificio B3 ed altri corpi minori (Fig. 22).



Fig.22. Vista dell'edificio B2 con indicazione del volume di collegamento all'edificio B1 ed il confine tra corpo B2 e corpo B3 .

La verifica globale attraverso la analisi statica equivalente ha messo in evidenza quanto riportato nella tabella seguente contenente per ogni combinazione di carico adottata il rapporto tra capacità e domanda (allo Stato Limite di Collasso) in termini di accelerazione al suolo di picco.

Cond.	S_t	S_s	Ag_{CLC}	Ag_{DLC}	PGA_{CLC}	PGA_{DLC}	$\alpha_{PGA,C}$
Cond_X_1(+); E(+); S2(+)	1.00	1.11	0.3365	0.2920	0.3728	0.3235	1.1524
Cond_X_1(+); E(+); S2(-)	1.00	1.11	0.2035	0.2920	0.2255	0.3235	0.6969
Cond_X_1(+); E(-); S2(+)	1.00	1.11	0.3365	0.2920	0.3728	0.3235	1.1524
Cond_X_1(+); E(-); S2(-)	1.00	1.11	0.2035	0.2920	0.2255	0.3235	0.6969
Cond_X_1(-); E(+); S2(+)	1.00	1.11	0.2025	0.2920	0.2244	0.3235	0.6935
Cond_X_1(-); E(+); S2(-)	1.00	1.11	0.2925	0.2920	0.3241	0.3235	1.0017
Cond_X_1(-); E(-); S2(+)	1.00	1.11	0.2025	0.2920	0.2244	0.3235	0.6935
Cond_X_1(-); E(-); S2(-)	1.00	1.11	0.2915	0.2920	0.3230	0.3235	0.9983



Cond_X_2(+); E(+); S2(+)	1.00	1.11	0.1430	0.2920	0.1584	0.3235	0.4897
Cond_X_2(+); E(+); S2(-)	1.00	1.11	0.1425	0.2920	0.1579	0.3235	0.4880 *
Cond_X_2(+); E(-); S2(+)	1.00	1.11	0.1430	0.2920	0.1584	0.3235	0.4897
Cond_X_2(+); E(-); S2(-)	1.00	1.11	0.1425	0.2920	0.1579	0.3235	0.4880 *
Cond_X_2(-); E(+); S2(+)	1.00	1.11	0.1435	0.2920	0.1590	0.3235	0.4914
Cond_X_2(-); E(+); S2(-)	1.00	1.11	0.1430	0.2920	0.1584	0.3235	0.4897
Cond_X_2(-); E(-); S2(+)	1.00	1.11	0.1435	0.2920	0.1590	0.3235	0.4914
Cond_X_2(-); E(-); S2(-)	1.00	1.11	0.1430	0.2920	0.1584	0.3235	0.4897
Cond_Y_1(+); E(+); S2(+)	1.00	1.11	0.1640	0.2920	0.1817	0.3235	0.5616
Cond_Y_1(+); E(+); S2(-)	1.00	1.11	0.2450	0.2920	0.2715	0.3235	0.8390
Cond_Y_1(+); E(-); S2(+)	1.00	1.11	0.2495	0.2920	0.2764	0.3235	0.8545
Cond_Y_1(+); E(-); S2(-)	1.00	1.11	0.2490	0.2920	0.2759	0.3235	0.8527
Cond_Y_1(-); E(+); S2(+)	1.00	1.11	0.2425	0.2920	0.2687	0.3235	0.8305
Cond_Y_1(-); E(+); S2(-)	1.00	1.11	0.2430	0.2920	0.2692	0.3235	0.8322
Cond_Y_1(-); E(-); S2(+)	1.00	1.11	0.2435	0.2920	0.2698	0.3235	0.8339
Cond_Y_1(-); E(-); S2(-)	1.00	1.11	0.2445	0.2920	0.2709	0.3235	0.8373
Cond_Y_2(+); E(+); S2(+)	1.00	1.11	0.2500	0.2920	0.2770	0.3235	0.8562
Cond_Y_2(+); E(+); S2(-)	1.00	1.11	0.2530	0.2920	0.2803	0.3235	0.8664
Cond_Y_2(+); E(-); S2(+)	1.00	1.11	0.2080	0.2920	0.2305	0.3235	0.7123
Cond_Y_2(+); E(-); S2(-)	1.00	1.11	0.2060	0.2920	0.2282	0.3235	0.7055
Cond_Y_2(-); E(+); S2(+)	1.00	1.11	0.2355	0.2920	0.2609	0.3235	0.8065
Cond_Y_2(-); E(+); S2(-)	1.00	1.11	0.2375	0.2920	0.2632	0.3235	0.8134
Cond_Y_2(-); E(-); S2(+)	1.00	1.11	0.1975	0.2920	0.2188	0.3235	0.6764
Cond_Y_2(-); E(-); S2(-)	1.00	1.11	0.1985	0.2920	0.2199	0.3235	0.6798

* valore minimo.

Nella tabella in questione i simboli hanno il seguente significato:

S_t : fattore di amplificazione topografica.

S_s : fattore di suolo.

Ag_{CLC} : capacità in termini di accelerazione di picco su suolo rigido.

Ag_{DLC} : accelerazione di picco su suolo rigido allo SLC .

PGA_{CLC} : capacità in termini di accelerazione di picco al suolo ($PGA_{CLC} = S_t \cdot S_s \cdot Ag_{CLC}$).

PGA_{DLC} : accelerazione di picco al suolo allo SLC ($PGA_{DLC} = S_t \cdot S_s \cdot Ag_{DLC}$).

$\alpha_{PGA,C}$: indicatore di rischio in termini di accelerazione (PGA_{CLC} / PGA_{DLC}).



Cond_X_1(+); E(+); S2(+) : Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_X_1(+); E(+); S2(-) : Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_X_1(+); E(-); S2(+) : Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_X_1(+); E(-); S2(-) : Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_X_1(-); E(+); S2(+) : Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_X_1(-); E(+); S2(-) : Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_X_1(-); E(-); S2(+) : Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_X_1(-); E(-); S2(-) : Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_X_2(+); E(+); S2(+) : Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_X_2(+); E(+); S2(-) : Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_X_2(+); E(-); S2(+) : Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_X_2(+); E(-); S2(-) : Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_X_2(-); E(+); S2(+) : Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_X_2(-); E(+); S2(-) : Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_X_2(-); E(-); S2(+) : Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_X_2(-); E(-); S2(-) : Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_Y_1(+); E(+); S2(+) : Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_Y_1(+); E(+); S2(-) : Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)



Cond_Y_1(+); E(-); S2(+) : Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_Y_1(+); E(-); S2(-) : Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_Y_1(-); E(+); S2(+) : Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_Y_1(-); E(+); S2(-) : Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_Y_1(-); E(-); S2(+) : Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_Y_1(-); E(-); S2(-) : Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_Y_2(+); E(+); S2(+) : Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_Y_2(+); E(+); S2(-) : Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_Y_2(+); E(-); S2(+) : Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_Y_2(+); E(-); S2(-) : Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_Y_2(-); E(+); S2(+) : Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_Y_2(-); E(+); S2(-) : Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_Y_2(-); E(-); S2(+) : Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_Y_2(-); E(-); S2(-) : Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Dall'analisi effettuata emerge che l'Indicatore di rischio più basso è:

$$\alpha_{PGA,C} = 0.4880$$

Le risposte del sistema associate a tale indicatore sono quelle riportate nella Fig. 23 seguente.

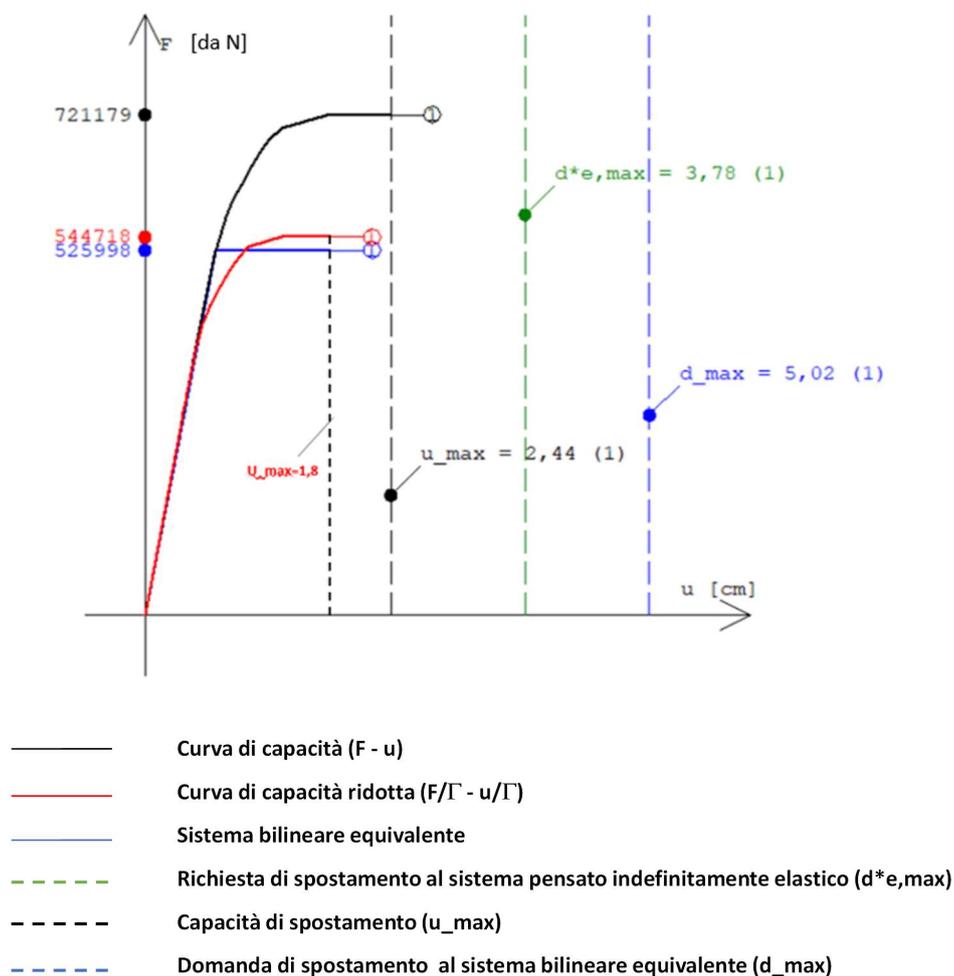


Fig.23. Curve di capacità associate all'indicatore di rischio più basso e confronto con richiesta.

8. INDICAZIONI NORMATIVE

Coerentemente con l'aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al Decreto 17 gennaio 2018, par. 8.3, la valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa. L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali.

La valutazione della sicurezza, argomentata con apposita relazione, deve permettere di stabilire se:

– l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;



- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.

La valutazione della sicurezza deve effettuarsi quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione;
- danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;
- esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidità;
- ogni qualvolta si eseguano gli interventi strutturali di cui al § 8.4 ;
- opere realizzate in assenza o difformità dal titolo abitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.

Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al § 7.3.6.

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso riguardo ai carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5) e salvo



l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.

È necessario adottare provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e/o procedere ad interventi di miglioramento o adeguamento nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio.

Coerentemente con l'aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al Decreto 17 gennaio 2018, par. 8.4.2, laddove vengono effettuati interventi di miglioramento per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ζ_E può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV, cui gli edifici in questione appartengono, il valore di ζ_E , a seguito degli interventi di miglioramento, **deve essere comunque non minore di 0,6**.

Per il caso in esame, avendo l'analisi rivelato che la direzione sismica a cui è associata la capacità minore è quella coincidente con lo sviluppo longitudinale del fabbricato (dir. X) e che i muri interessati dal raggiungimento delle condizioni limite sono quelli del terzo e del secondo piano, si è proceduto a modificare l'assetto strutturale ed a ripetere le calcolazioni come meglio specificato nella sezione successiva.

9. INTERVENTI E RISULTATI POST-INTERVENTO

Il fattore di rischio $\alpha_{PGA,C}$ è direttamente confrontabile con il parametro ζ_E menzionato nella sezione precedente. Il confronto evidenzia una capacità minore ($\alpha_{PGA,C} = 0.4880$) di quello che appare come l'obiettivo minimo da raggiungere per edifici strategici (di classe IV - $\zeta_E = 0.6$).

A fine di incrementare la capacità strutturale vengono di seguito suggeriti interventi che consentono di incrementare il fattore di rischio $\alpha_{PGA,C}$ in maniera da risultare quanto più possibile prossimo a 0.6 (valore minimo di ζ_E). Gli interventi in questione prevedono l'inserimento di telai in c.a. in corrispondenza delle aperture dei muri lungo la direzione longitudinale dell'edificio al terzo piano (Fig.24) e il miglioramento delle caratteristiche meccaniche di alcuni dei muri presenti al secondo piano (indicati in rosso in Fig.25) attraverso l'incremento di spessore con malta armata con rete di

acciaio inossidabile. Nel primo caso i telai sostituiscono la muratura che equivalentemente si sarebbe dovuta impiegare per la chiusura delle aperture. Le caratteristiche degli interventi sono meglio indicate nei disegni a supporto del presente studio.

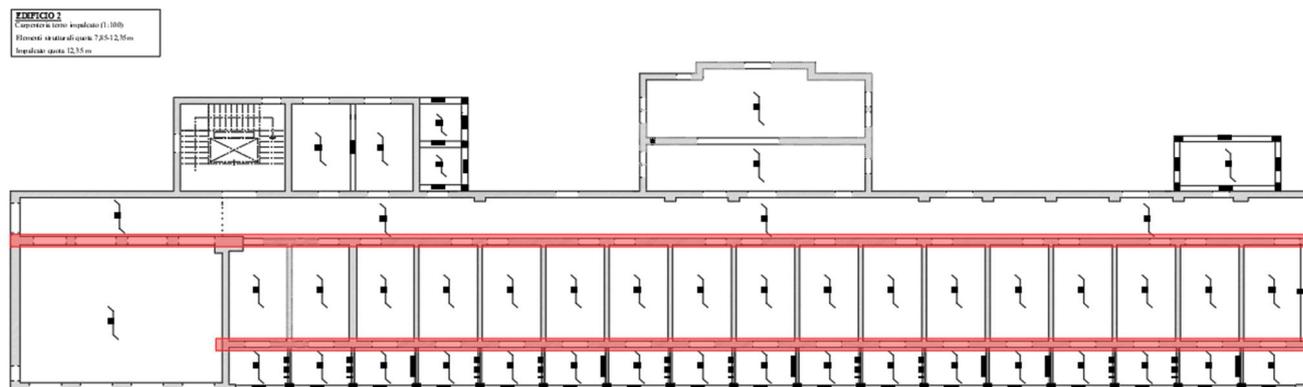


Fig.24. Muri oggetto di intervento in rosso, Pianta edificio B2 piano 3.

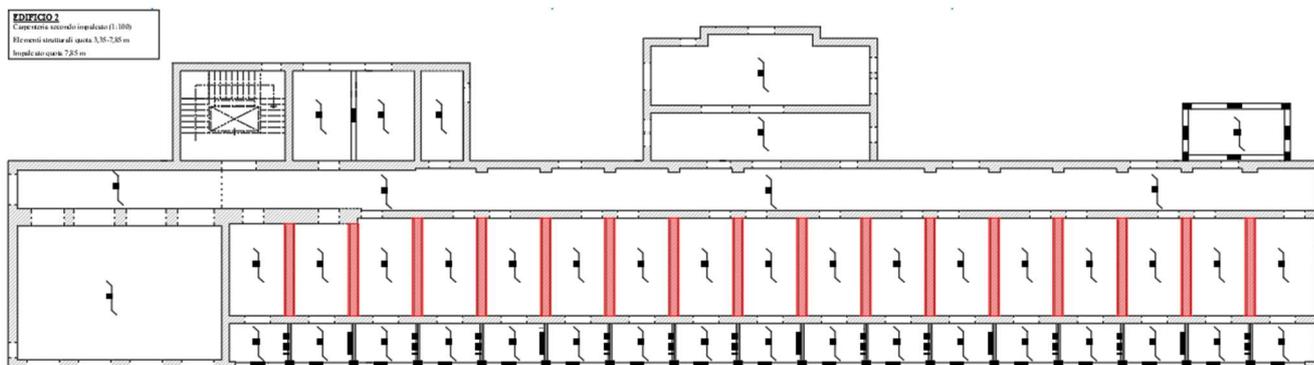


Fig.25. Muri oggetto di intervento in rosso, Pianta edificio B2 piano 2.

La nuova analisi non lineare, tenente conto delle variazioni sopra indicate, ha messo in evidenza quanto riportato nella tabella seguente contenente per ogni combinazione di carico adottata il rapporto tra capacità e domanda (allo Stato Limite di Collasso) in termini di accelerazione al suolo di picco.

Cond.	S_i	S_s	A_{gCLC}	A_{gDLC}	PGA_{CLC}	PGA_{DLC}	$\alpha_{PGA,C}$
Cond_X_1(+); E(+); S2(+)	1,00	1,11	0,3395	0,2920	0,3762	0,3235	1,1627
Cond_X_1(+); E(+); S2(-)	1,00	1,11	0,2940	0,2920	0,3258	0,3235	1,0068
Cond_X_1(+); E(-); S2(+)	1,00	1,11	0,3380	0,2920	0,3745	0,3235	1,1575



Cond_X_1(+); E(-); S2(-)	1,00	1,11	0,2015	0,2920	0,2233	0,3235	0,6901
Cond_X_1(-); E(+); S2(+)	1,00	1,11	0,2040	0,2920	0,2260	0,3235	0,6986
Cond_X_1(-); E(+); S2(-)	1,00	1,11	0,2315	0,2920	0,2565	0,3235	0,7928
Cond_X_1(-); E(-); S2(+)	1,00	1,11	0,2040	0,2920	0,2260	0,3235	0,6986
Cond_X_1(-); E(-); S2(-)	1,00	1,11	0,2310	0,2920	0,2559	0,3235	0,7911
Cond_X_2(+); E(+); S2(+)	1,00	1,11	0,2790	0,2920	0,3091	0,3235	0,9555
Cond_X_2(+); E(+); S2(-)	1,00	1,11	0,1745	0,2920	0,1933	0,3235	0,5976*
Cond_X_2(+); E(-); S2(+)	1,00	1,11	0,2785	0,2920	0,3086	0,3235	0,9538
Cond_X_2(+); E(-); S2(-)	1,00	1,11	0,1745	0,2920	0,1933	0,3235	0,5976 *
Cond_X_2(-); E(+); S2(+)	1,00	1,11	0,1760	0,2920	0,1950	0,3235	0,6027
Cond_X_2(-); E(+); S2(-)	1,00	1,11	0,1760	0,2920	0,1950	0,3235	0,6027
Cond_X_2(-); E(-); S2(+)	1,00	1,11	0,1760	0,2920	0,1950	0,3235	0,6027
Cond_X_2(-); E(-); S2(-)	1,00	1,11	0,1760	0,2920	0,1950	0,3235	0,6027
Cond_Y_1(+); E(+); S2(+)	1,00	1,11	0,1780	0,2920	0,1972	0,3235	0,6096
Cond_Y_1(+); E(+); S2(-)	1,00	1,11	0,2665	0,2920	0,2953	0,3235	0,9127
Cond_Y_1(+); E(-); S2(+)	1,00	1,11	0,3320	0,2920	0,3679	0,3235	1,1370
Cond_Y_1(+); E(-); S2(-)	1,00	1,11	0,2655	0,2920	0,2942	0,3235	0,9092
Cond_Y_1(-); E(+); S2(+)	1,00	1,11	0,1815	0,2920	0,2011	0,3235	0,6216
Cond_Y_1(-); E(+); S2(-)	1,00	1,11	0,2575	0,2920	0,2853	0,3235	0,8818
Cond_Y_1(-); E(-); S2(+)	1,00	1,11	0,2590	0,2920	0,2870	0,3235	0,8870
Cond_Y_1(-); E(-); S2(-)	1,00	1,11	0,2100	0,2920	0,2327	0,3235	0,7192
Cond_Y_2(+); E(+); S2(+)	1,00	1,11	0,1910	0,2920	0,2116	0,3235	0,6541
Cond_Y_2(+); E(+); S2(-)	1,00	1,11	0,2460	0,2920	0,2726	0,3235	0,8425
Cond_Y_2(+); E(-); S2(+)	1,00	1,11	0,2335	0,2920	0,2587	0,3235	0,7997
Cond_Y_2(+); E(-); S2(-)	1,00	1,11	0,1900	0,2920	0,2105	0,3235	0,6507
Cond_Y_2(-); E(+); S2(+)	1,00	1,11	0,1905	0,2920	0,2111	0,3235	0,6524
Cond_Y_2(-); E(+); S2(-)	1,00	1,11	0,1905	0,2920	0,2111	0,3235	0,6524
Cond_Y_2(-); E(-); S2(+)	1,00	1,11	0,1765	0,2920	0,1956	0,3235	0,6045
Cond_Y_2(-); E(-); S2(-)	1,00	1,11	0,2395	0,2920	0,2654	0,3235	0,8202

*

Dall'analisi effettuata emerge che l'Indicatore di rischio più basso è ora:

$$\alpha_{PGA,C} = 0.6$$



Si osserva che il fattore di rischio coincide col minimo richiesto per il parametro ζ_E nel caso di intervento di miglioramento su edifici di classe III o IV. Le risposte del sistema associate a tale indicatore sono quelle riportate nella Fig. 26 seguente.

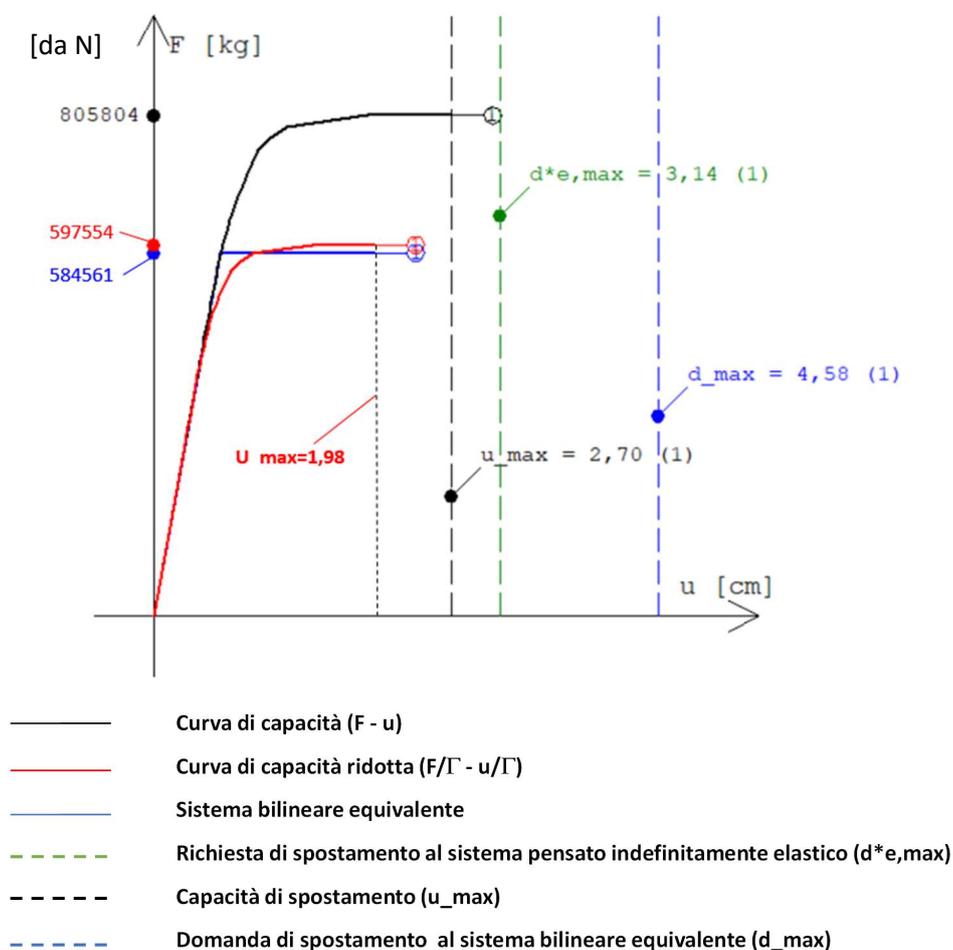


Fig.26. Curve di capacità associate all'indicatore di rischio più basso e confronto con richiesta, a seguito degli interventi di miglioramento.

10. CONCLUSIONI

Nello stato attuale l'edificio B2 presenta un fattore di rischio inferiore al fattore di rischio target minimo indicato dal DM 2018 per edifici strategici. Un incremento dello stesso fattore di rischio è



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI PALERMO

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA

Direttore: Prof. Ing. Giovanni Perrone

obiettivo raggiungibile attraverso il rinforzo di alcuni muri al piano 2 ed al piano 3. Gli interventi proposti ed indicati nei disegni prodotti nel presente studio consentono di ottenere un fattore di rischio $\alpha_{PGA,C} = 0.60$ pari al valore target minimo.

I risultati ottenuti sono basati sull'aver trascurato il degrado superficiale da cui sono interessati tutti gli elementi in c.a. per attivazione della ossidazione delle barre d'armatura e il degrado da cui sono interessati gli elementi metallici in generale. La conferma di tale risultato è dunque basata su la esecuzione di una diffusa campagna di interventi di manutenzione agli elementi sopra menzionati e sulla esecuzione degli interventi di miglioramento proposti.

Il Responsabile della Convenzione
Prof. Ing. Liborio Cavaleri