



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 .....   | 5  |
| 4. AZIONI SISMICHE .....   | 5  |
| 5. GEOMETRIA DELLO STATO DI FATTO .....  | 7  |
| 6. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI .....                                     | 11 |
| 6.1 Studio condotto da 4Emme S.p.A.....  | 12 |
| 6.2 Studio condotto dal Dipartimento di Ingegneria.....                                | 13 |
| 6.2.1 Prova di flessione per la stima della resistenza a compressione .....            | 13 |
| 6.2.2 Prova di taglio su muro 1.....   | 17 |
| 6.2.3 Prova di taglio su muro 2.....   | 17 |
| 6.3 Definizione delle caratteristiche meccaniche della muratura come da NTC 2018 ..... | 18 |
| 7. MODELLO DI CALCOLO .....  | 19 |
| 8. INDICAZIONI NORMATIVE .....   | 25 |
| 9. CONCLUSIONI .....   | 27 |



## 1. PREMESSA

Nella presente relazione è riportata una dettagliata descrizione del corpo 3 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. Da un confronto attento tra foto storiche, fornite dalla committenza e foto attuali tratte da Google Maps, è evidente la notevole trasformazione a cui è stato soggetto l'edificio 3. Questo inizialmente era destinato quasi interamente ad uffici; al piano terra vi era una Cappella, la direzione, la farmacia, il laboratorio delle analisi. Sull'ala a sud era presente la biblioteca per medici e pazienti, mentre sull'ala nord era presente la sala refettorio. Nella relazione vengono descritte le strutture portanti attuali, 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 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 B3 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 dell'orizzontamento più alto.

### 4. AZIONI SISMICHE

L'edificio 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:

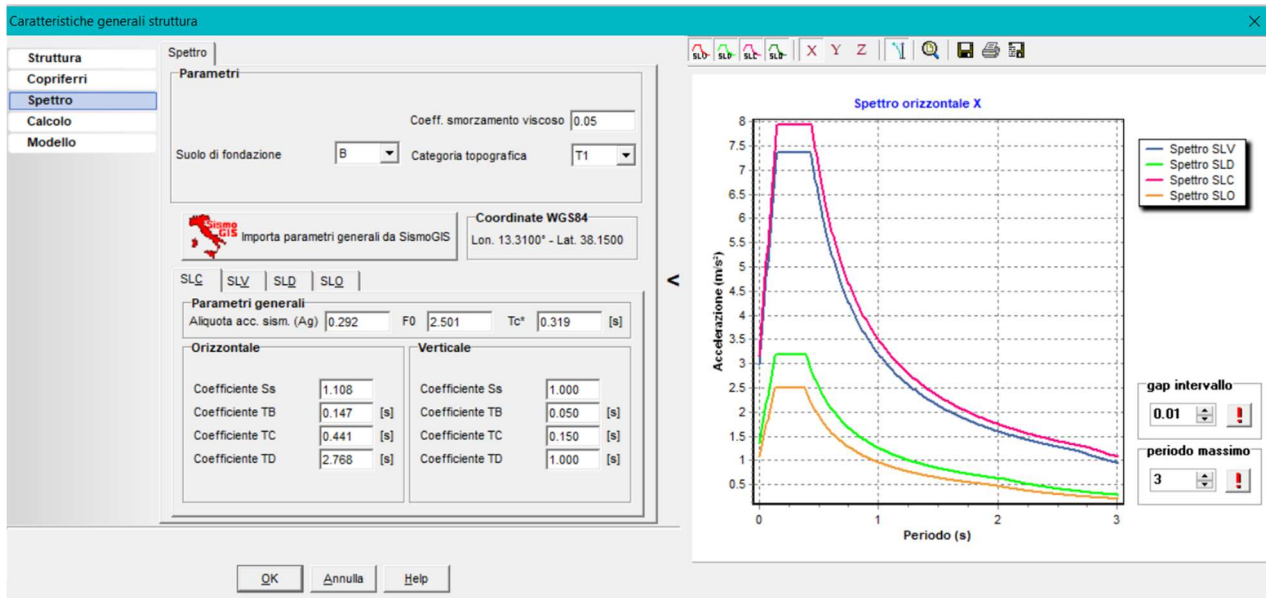
- fino a 0.8 m: terreno vegetale;
- fino ad un massimo di 2.2 m: terre rosse residuali costituite da limi mediamente consistenti e plastici;
- al di sotto delle terre rosse residuali: substrato calcarenitico e/o calcareo.

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

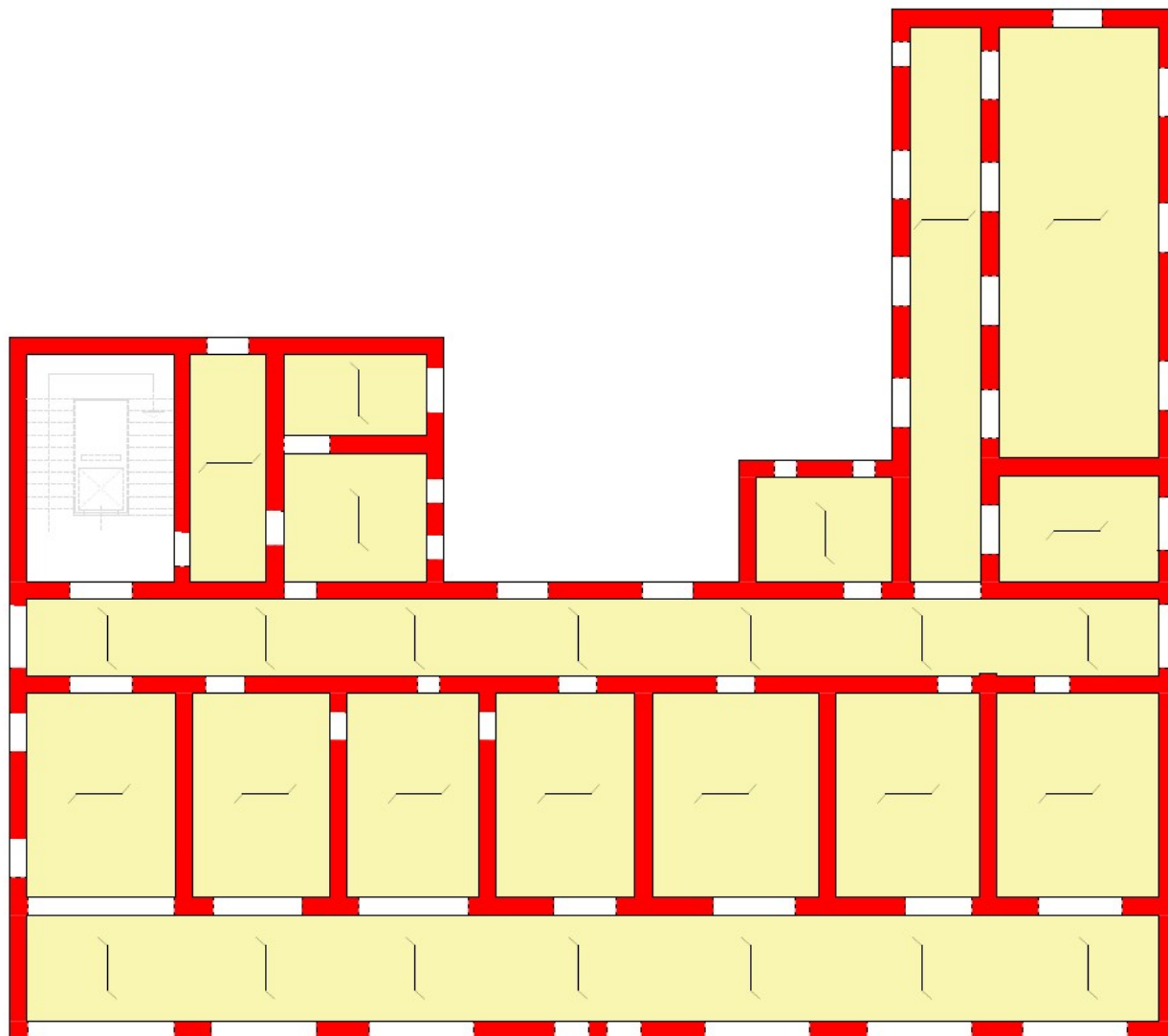
Il corpo 3 preso in esame nella seguente relazione, presenta una struttura principale in muratura, costituita da blocchi di calcarenite di differente spessore; Figg. 2-3-4.



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
DI PALERMO

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA

Direttore: Prof. Ing. Giovanni Perrone



***Legenda***



**Struttura in muratura**



**Solai in latero-cemento  
gettato in opera s=30cm**

***Fig.2. Planimetria Piano Terra.***

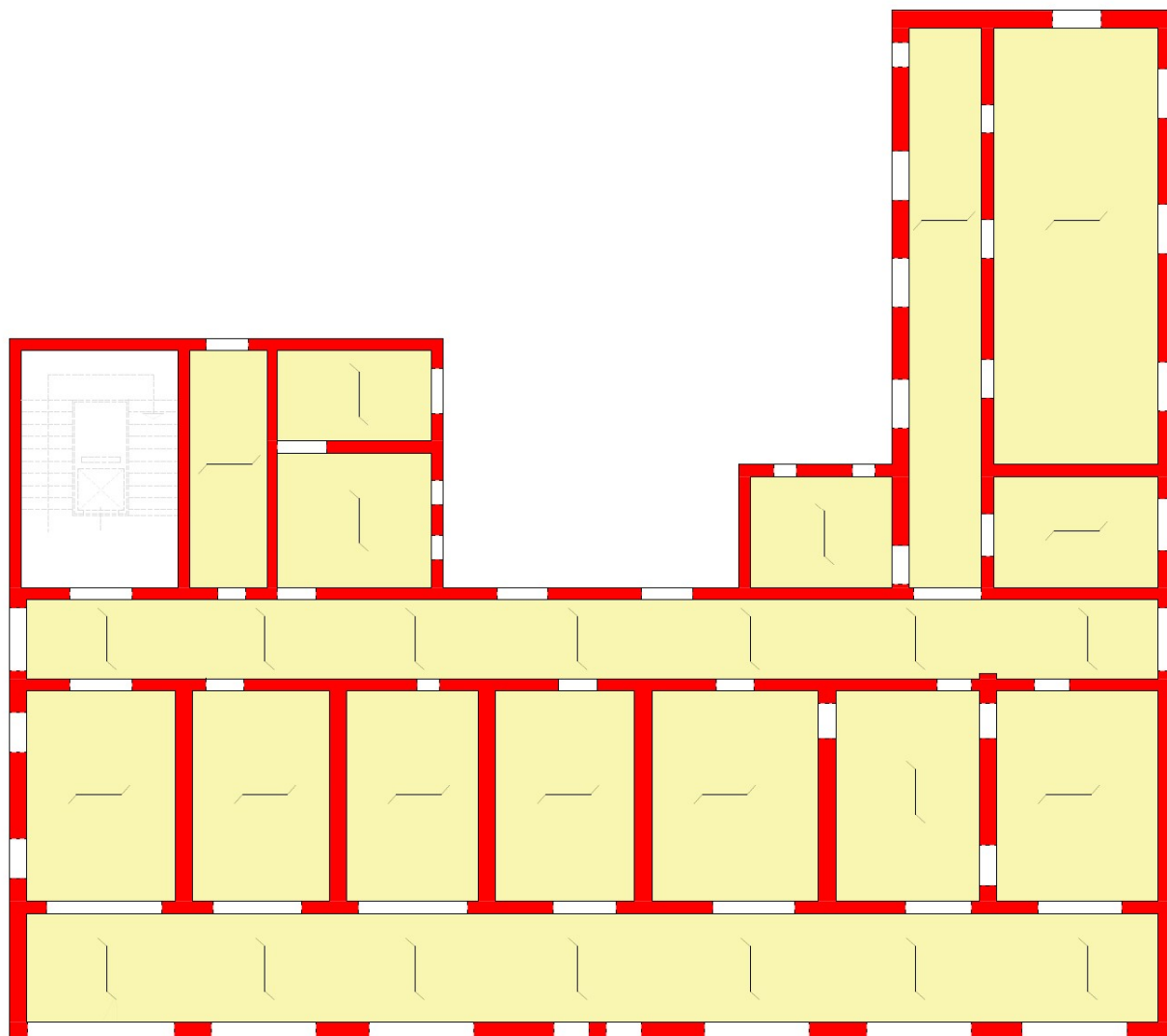




UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
DI PALERMO

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA

Direttore: Prof. Ing. Giovanni Perrone



***Legenda***



**Struttura in muratura**



**Solai in latero-cemento  
gettato in opera s=30cm**

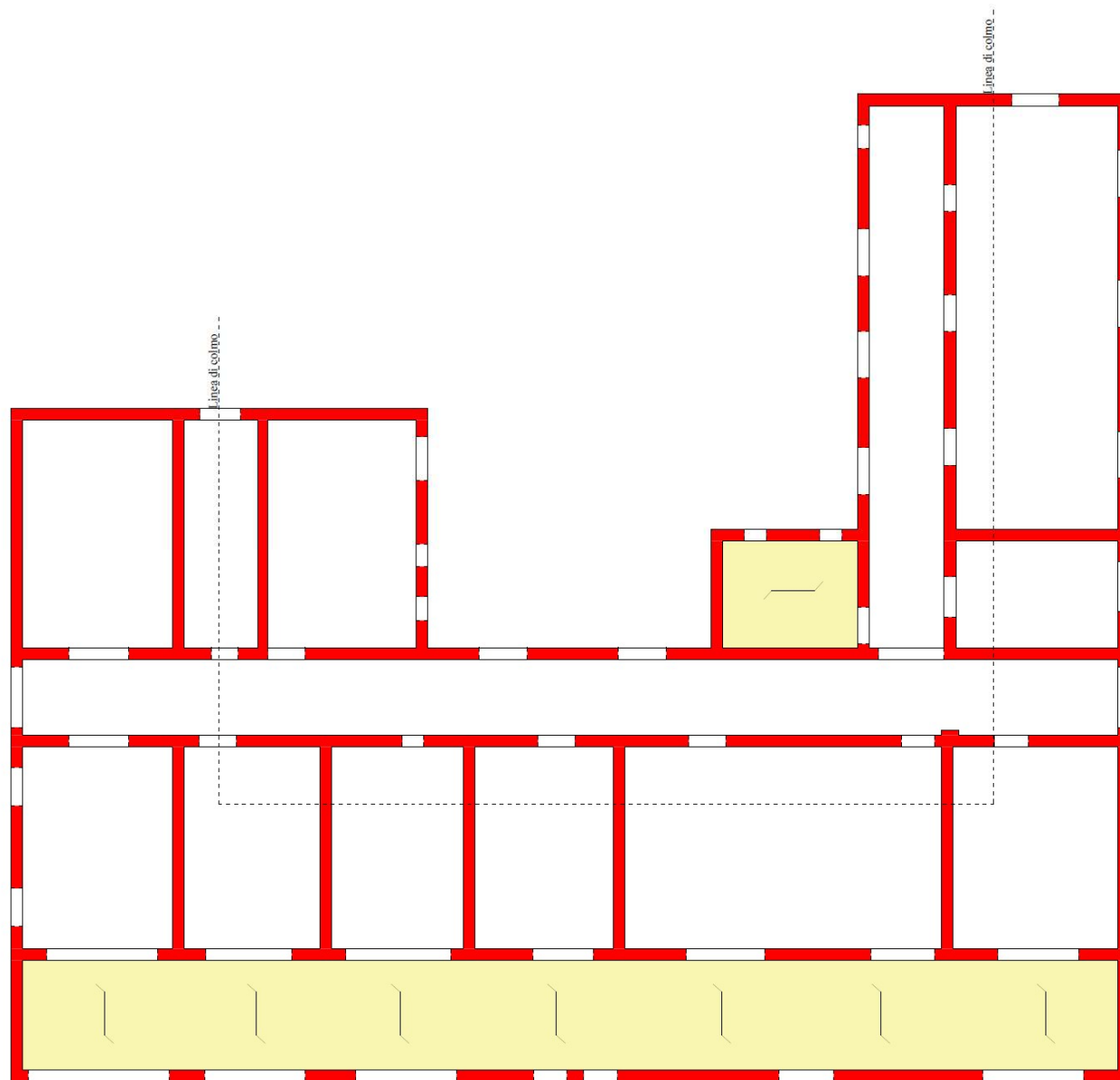
***Fig.3. Planimetria Piano Primo.***



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
DI PALERMO

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA

Direttore: Prof. Ing. Giovanni Perrone



***Legenda***



**Struttura in muratura**

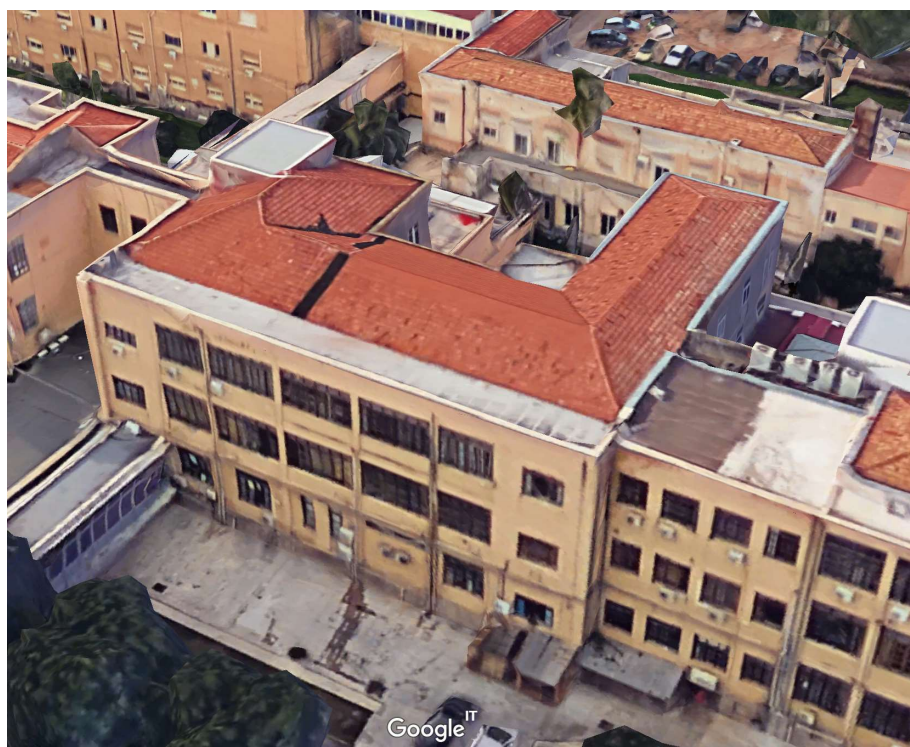


**Solai in latero-cemento  
gettato in opera s=30cm**

***Fig.4. Planimetria Secondo Piano.***



Dalle endoscopie svolte in situ e da quanto presente nei documenti forniti dalla committenza, i solai di interpiano presenti sono in latero-cemento per uno spessore complessivo di 30 cm. Il solaio di copertura, parzialmente piana e parzialmente a falda, ha la medesima tipologia costruttiva dei solai di interpiano nella parte piana; le falde sono realizzate con capriate lignee, travi in legno, tavolato e tegole marsigliesi (Fig.5).



*Fig.5. Vista della copertura del corpo 3.*

## 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/cm<sup>2</sup> ( 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

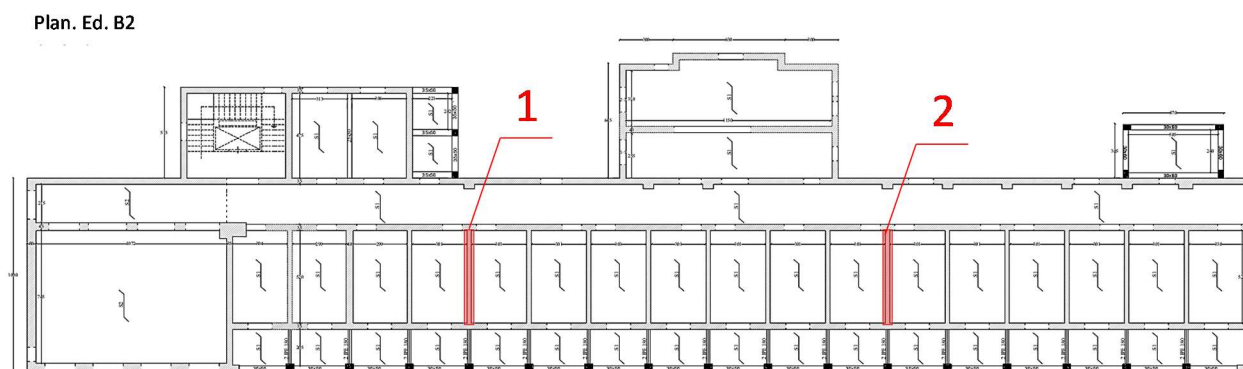
$$R_{cm}=f_{cm}/0.83= 155 \text{ daN/cm}^2.$$

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/cm<sup>2</sup>) pari a 36.72 daN/cm<sup>2</sup>. I valori di resistenza ottenuti da ciascun campione, come prevedibile, sono risultati piuttosto dispersi con valore minimo pari a 11.32 daN/cm<sup>2</sup> e valore massimo pari a 83.75 daN/cm<sup>2</sup>.

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 presi i campioni sono evidenziati in Fig.6.



**Fig.6.** 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.

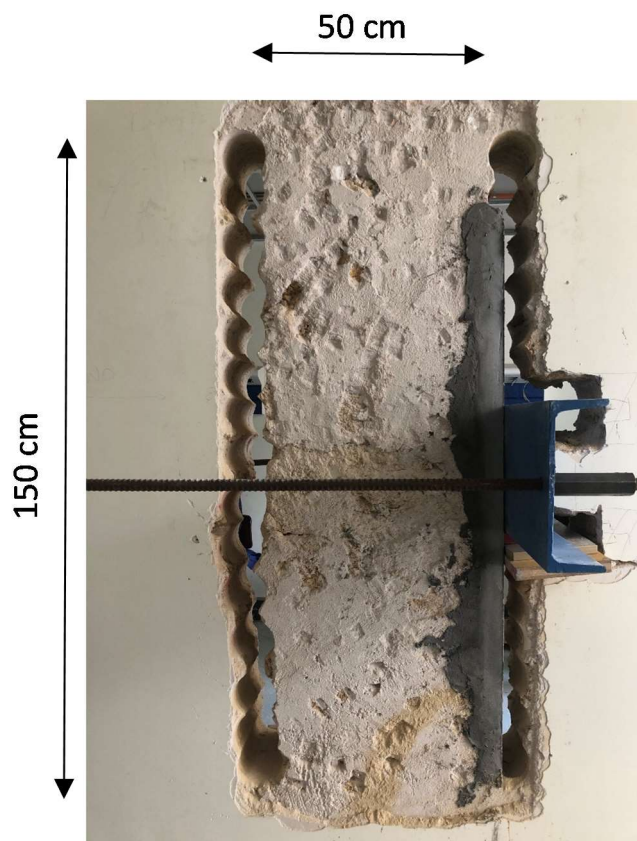
Il muro indicato con il n. 1 è stato oggetto di prova di flessione e di prova di taglio.

### 6.2.1 Prova di flessione per la stima della resistenza a compressione

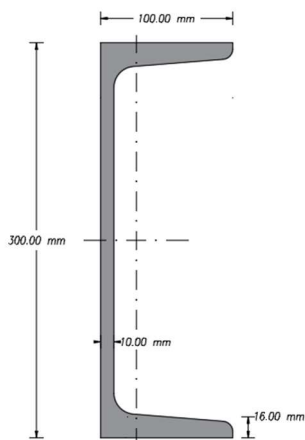
E' stata isolata una porzione di muratura come indicato nella Fig.7 seguente con altezza di 150 cm, larghezza di 50 cm e spessore di 25 cm. Nella parte centrale è stato posto un profilo di acciaio per il carico su superficie previamente regolarizzata (Fig. 8). Il carico è stato trasmesso tramite due barre dywidag secondo il set up riportato in Fig.7.

Un ulteriore profilo metallico (Fig.9), 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. 10.

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.



*Fig.7. Campione di muratura su muro 1 soggetto a prova di flessione.*



*Fig.8. Profilo UPN utilizzato nella prova per l'applicazione del carico.*





UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
DI PALERMO

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA

Direttore: Prof. Ing. Giovanni Perrone



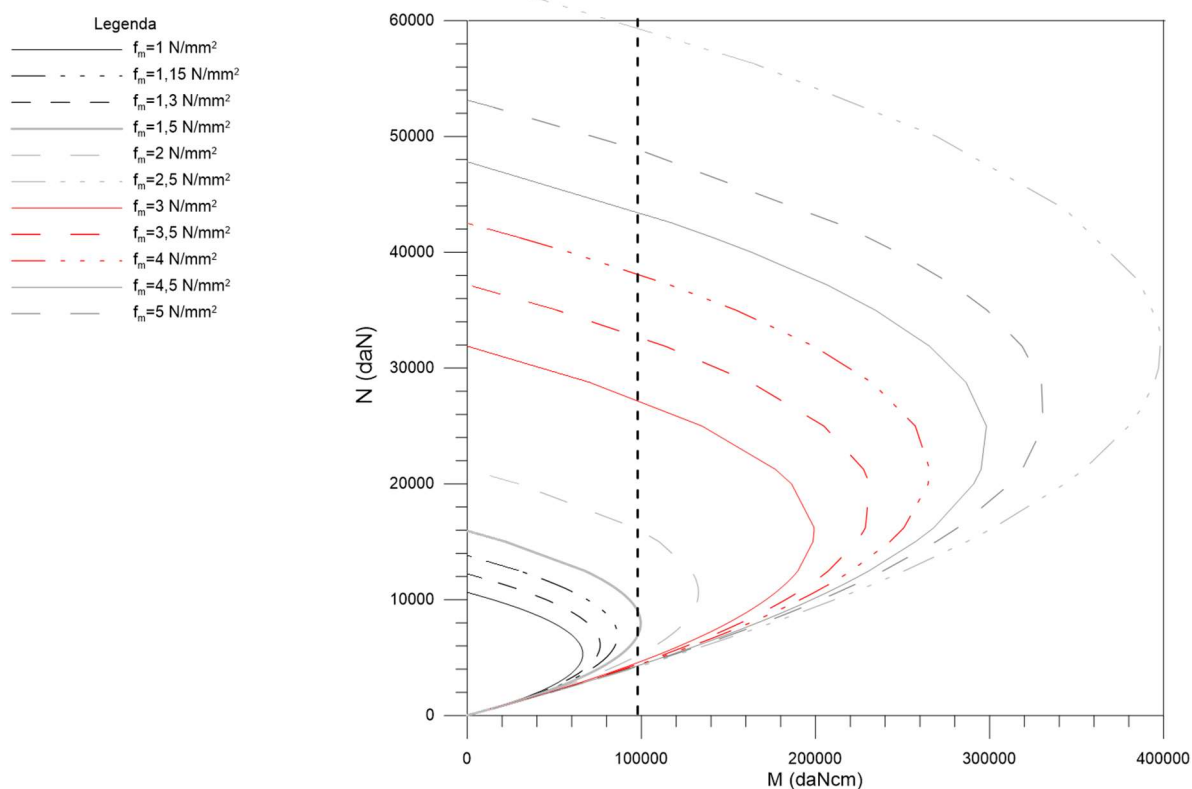
*Fig.9. Profilo UPN e martinetto, posti nel corridoio.*





**Fig.10.** Set up della prova.

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 ( $1600 \text{ daN/m}^3$ ) 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  $15 \text{ daN/cm}^2$  ma anche compatibile con valori fino a  $50\text{-}60 \text{ daN/cm}^2$  come si evince meglio dalla Fig.11 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).



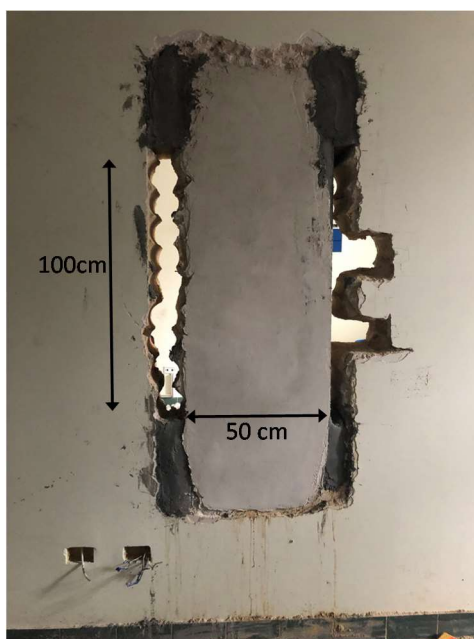
**Fig.11.** Domini di rottura per diversi valori di resistenza della muratura



### 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.12) sono state modificate in maniera che il campione fosse alto 100 cm e largo 50 cm (spessore 25 cm).

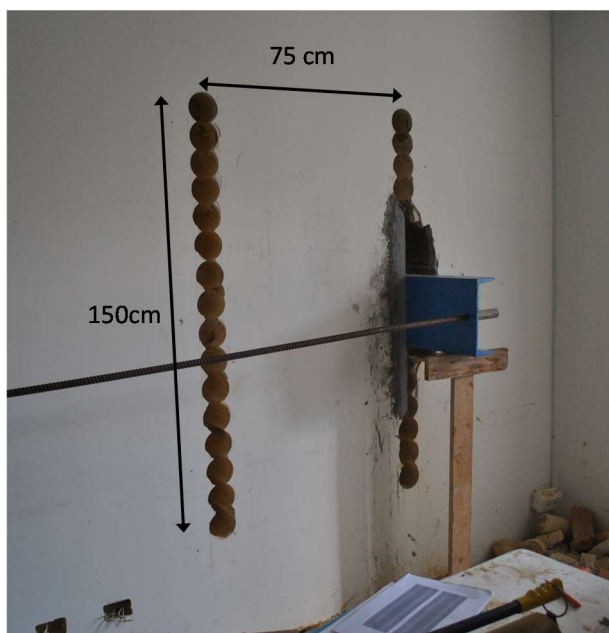
La prova è stata dunque ripetuta utilizzando lo stesso set-up ed ottenendo un carico massimo di 10.2 T corrispondente ad un taglio di 5.1 T ed una tensione tangenziale  $\tau=4.08 \text{ daN/cm}^2$  (a questa tensione tangenziale è associato uno sforzo normale di 1600 daN, corrispondente a una tensione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



**Fig.12.** 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.13).



*Fig.13. 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  $3.76 \text{ daN/cm}^2$ . A questa tensione tangenziale è associata un 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  $1.12 \text{ daN/cm}^2$  – questo si traduce in una resistenza in assenza di carichi verticali pari a  $3.76 - 0.4 \times 1.12 = 3.31 \text{ daN/cm}^2$ ).

### 6.3 Definizione delle caratteristiche meccaniche della muratura come da NTC 2018

La struttura dell'edificio è completamente in muratura. 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 <sup>2</sup>       |
| resistenza a taglio in assenza di carichi verticali $f_{v0}$ : | 1-1.9 daN/cm <sup>2</sup>       |
| modulo elastico longitudinale E:                               | 12000-16200 daN/cm <sup>2</sup> |
| modulo elastico tangenziale G:                                 | 4000-5000 daN/cm <sup>2</sup>   |

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 <sup>2</sup>  |
| resistenza a taglio in assenza di carichi verticali $f_{v0}$ : | 2.32 daN/cm <sup>2</sup>  |
| modulo elastico longitudinale $E$ :                            | 22560 daN/cm <sup>2</sup> |
| modulo elastico tangenziale $G$ :                              | 7.200 daN/cm <sup>2</sup> |

I parametri di resistenza a compressione e taglio risultano in linea con i valori ottenuti sperimentalmente. 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 LC2. I valori sopra riportati vengono divisi in fase di calcolo 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.

## 7. MODELLO DI CALCOLO

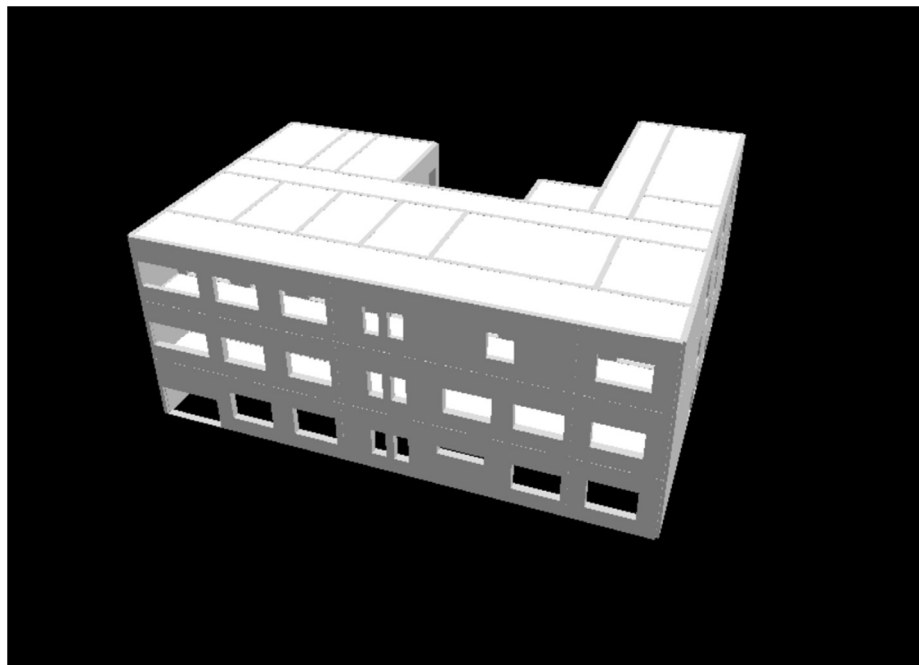
Svolti gli opportuni sopralluoghi e prove, fissate le caratteristiche meccaniche e il livello delle azioni sismiche e di pericolosità sismica del sito, l'edificio B3 è stato modellato mediante l'utilizzo del software di calcolo VEM della STACEC. Nelle Figg.14-15 si possono osservare due viste del modello (coerenti con i disegni delle strutture prodotti nel presente studio) in cui la muratura ha le caratteristiche meccaniche ricavate come sopra specificato.



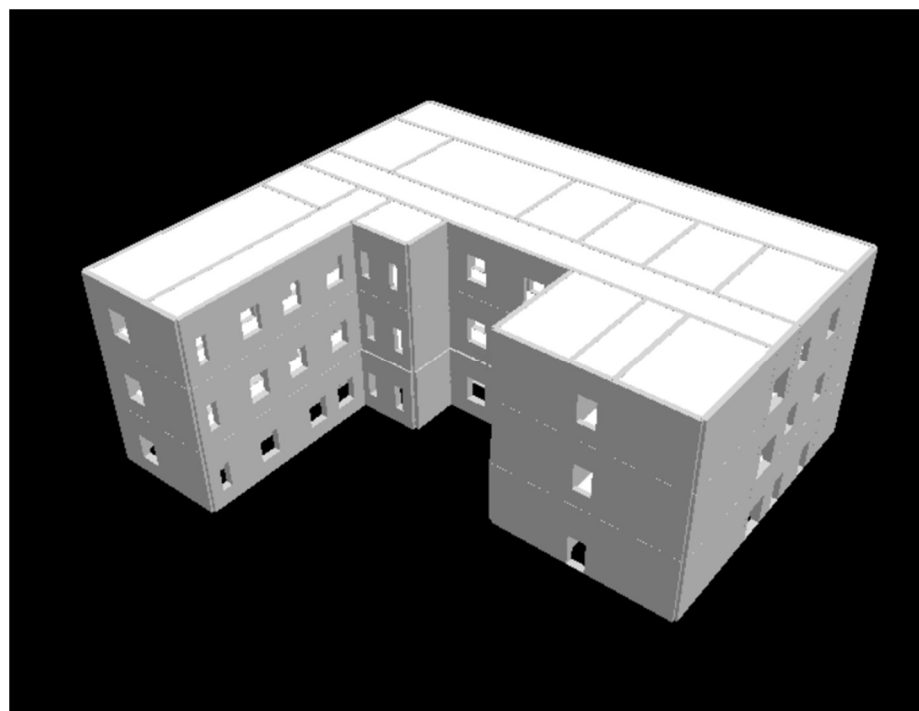
UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
DI PALERMO

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA

Direttore: Prof. Ing. Giovanni Perrone



*Fig.14. Modello strutturale, fronte Est.*



*Fig.15. Modello strutturale, fronte Ovest.*

Il modello in questione è quello di un edificio considerato isolato per la difficoltà di valutare le azioni mutue scambiate con i volumi adiacenti (Fig. 16), di collegamento con l'edificio B4 e con l'edificio B6, e con l'edificio B2.



*Fig.16. Vista dell'edificio B3 con particolare dei collegamenti agli edifici B2, B4, B6.*

E' stata eseguita una verifica globale attraverso una analisi statica equivalente che 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.                    | $S_t$ | $S_s$ | $A_{gCLC}$ | $A_{gDLC}$ | $PGA_{CLC}$ | $PGA_{DLC}$ | $\alpha_{PGA,C}$ |
|--------------------------|-------|-------|------------|------------|-------------|-------------|------------------|
| Cond_X_1(+); E(+); S2(+) | 1.00  | 1.11  | 0.2160     | 0.2920     | 0.2393      | 0.3235      | 0.7397           |
| Cond_X_1(+); E(+); S2(-) | 1.00  | 1.11  | 0.2165     | 0.2920     | 0.2399      | 0.3235      | 0.7414           |
| Cond_X_1(+); E(-); S2(+) | 1.00  | 1.11  | 0.2160     | 0.2920     | 0.2393      | 0.3235      | 0.7397           |
| Cond_X_1(+); E(-); S2(-) | 1.00  | 1.11  | 0.2165     | 0.2920     | 0.2399      | 0.3235      | 0.7414           |
| Cond_X_1(-); E(+); S2(+) | 1.00  | 1.11  | 0.2160     | 0.2920     | 0.2393      | 0.3235      | 0.7397           |
| Cond_X_1(-); E(+); S2(-) | 1.00  | 1.11  | 0.2160     | 0.2920     | 0.2393      | 0.3235      | 0.7397           |
| Cond_X_1(-); E(-); S2(+) | 1.00  | 1.11  | 0.2160     | 0.2920     | 0.2393      | 0.3235      | 0.7397           |
| Cond_X_1(-); E(-); S2(-) | 1.00  | 1.11  | 0.2160     | 0.2920     | 0.2393      | 0.3235      | 0.7397           |
| Cond_X_2(+); E(+); S2(+) | 1.00  | 1.11  | 0.1725     | 0.2920     | 0.1911      | 0.3235      | 0.60*            |



|                          |      |      |        |        |        |        |        |
|--------------------------|------|------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Cond_X_2(+); E(+); S2(-) | 1.00 | 1.11 | 0.1725 | 0.2920 | 0.1911 | 0.3235 | 0.60 * |
| Cond_X_2(+); E(-); S2(+) | 1.00 | 1.11 | 0.1725 | 0.2920 | 0.1911 | 0.3235 | 0.60 * |
| Cond_X_2(+); E(-); S2(-) | 1.00 | 1.11 | 0.1725 | 0.2920 | 0.1911 | 0.3235 | 0.60 * |
| Cond_X_2(-); E(+); S2(+) | 1.00 | 1.11 | 0.1725 | 0.2920 | 0.1911 | 0.3235 | 0.60 * |
| Cond_X_2(-); E(+); S2(-) | 1.00 | 1.11 | 0.1725 | 0.2920 | 0.1911 | 0.3235 | 0.60 * |
| Cond_X_2(-); E(-); S2(+) | 1.00 | 1.11 | 0.1725 | 0.2920 | 0.1911 | 0.3235 | 0.60 * |
| Cond_X_2(-); E(-); S2(-) | 1.00 | 1.11 | 0.1725 | 0.2920 | 0.1911 | 0.3235 | 0.60 * |
| Cond_Y_1(+); E(+); S2(+) | 1.00 | 1.11 | 0.2530 | 0.2920 | 0.2803 | 0.3235 | 0.8664 |
| Cond_Y_1(+); E(+); S2(-) | 1.00 | 1.11 | 0.2560 | 0.2920 | 0.2836 | 0.3235 | 0.8767 |
| Cond_Y_1(+); E(-); S2(+) | 1.00 | 1.11 | 0.2540 | 0.2920 | 0.2814 | 0.3235 | 0.8699 |
| Cond_Y_1(+); E(-); S2(-) | 1.00 | 1.11 | 0.2540 | 0.2920 | 0.2814 | 0.3235 | 0.8699 |
| Cond_Y_1(-); E(+); S2(+) | 1.00 | 1.11 | 0.2510 | 0.2920 | 0.2781 | 0.3235 | 0.8596 |
| Cond_Y_1(-); E(+); S2(-) | 1.00 | 1.11 | 0.2510 | 0.2920 | 0.2781 | 0.3235 | 0.8596 |
| Cond_Y_1(-); E(-); S2(+) | 1.00 | 1.11 | 0.2545 | 0.2920 | 0.2820 | 0.3235 | 0.8716 |
| Cond_Y_1(-); 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 | 0.2660 | 0.2920 | 0.2947 | 0.3235 | 0.9110 |
| Cond_Y_2(+); E(+); S2(-) | 1.00 | 1.11 | 0.2205 | 0.2920 | 0.2443 | 0.3235 | 0.7551 |
| Cond_Y_2(+); E(-); S2(+) | 1.00 | 1.11 | 0.2580 | 0.2920 | 0.2859 | 0.3235 | 0.8836 |
| Cond_Y_2(+); E(-); S2(-) | 1.00 | 1.11 | 0.2570 | 0.2920 | 0.2848 | 0.3235 | 0.8801 |
| Cond_Y_2(-); E(+); S2(+) | 1.00 | 1.11 | 0.2600 | 0.2920 | 0.2881 | 0.3235 | 0.8904 |
| Cond_Y_2(-); E(+); S2(-) | 1.00 | 1.11 | 0.3610 | 0.2920 | 0.4000 | 0.3235 | 1.2363 |
| Cond_Y_2(-); E(-); S2(+) | 1.00 | 1.11 | 0.2720 | 0.2920 | 0.3014 | 0.3235 | 0.9315 |
| Cond_Y_2(-); E(-); S2(-) | 1.00 | 1.11 | 0.2625 | 0.2920 | 0.2909 | 0.3235 | 0.8990 |

\* valore minimo.

Nella tabella in questione i simboli hanno il seguente significato:

$S_t$  : fattore di amplificazione topografica.

$S_s$  : fattore di suolo.

$A_{g_{CLC}}$  : capacità in termini di accelerazione di picco su suolo rigido.

$A_{g_{DLC}}$  : accelerazione di di picco su suolo rigido allo SLC .

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

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

$\alpha_{PGA,C}$  : 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

$$\alpha_{PGA,C} = 0.60$$

Le risposte del sistema associate a tale indicatore sono quelle riportate nella Fig. 17 seguente.



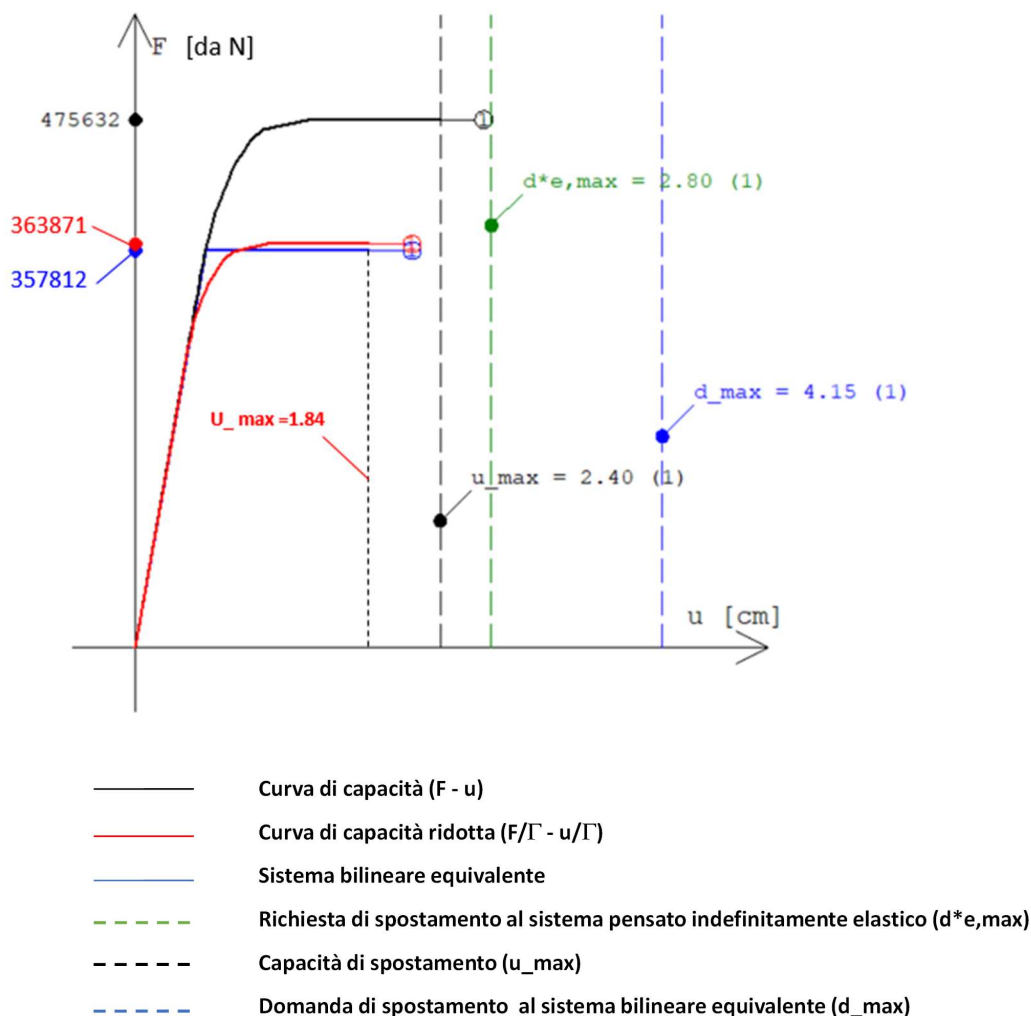


Fig.17. Curve di capacità associate all'indicatore di rischio più basso e confronto con richiesta .

## 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 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  $\zeta_E$  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  $\zeta_E$  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  $\zeta_E$ , a seguito degli interventi di miglioramento, **deve essere comunque non minore di 0,6**.

## 9. CONCLUSIONI

Il fattore di rischio  $\alpha_{PGA,C}$  prima calcolato è direttamente confrontabile con il parametro  $\zeta_E$  sopra menzionato.

Si osserva che il fattore minimo di rischio ( $\alpha_{PGA,C}=0.6$ ) uguaglia il minimo richiesto per il parametro  $\zeta_E$  nel caso di intervento di miglioramento su edifici di classe III o IV.

Il Responsabile della Convenzione  
Prof. Ing. Liborio Cavaleri