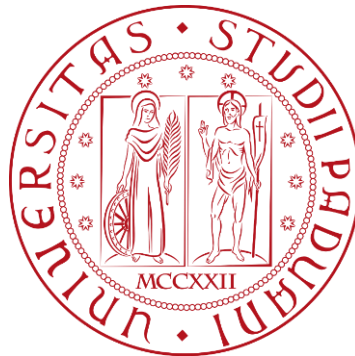


**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA**

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE

*Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering*

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile – Architettura



**TESI DI LAUREA**

**MODELLAZIONE FEM MULTI-SCALA DI SISTEMI DI RINFORZO  
IN CLT PER STRUTTURE ESISTENTI IN MURATURA:  
ANALISI DI SENSITIVITÀ PER L'INTERVENTO INTEGRATO E  
APPLICAZIONE AL COMPLESSO "CATTEDRA" DI CANOVE DI  
ROANA (VI)**

Relatore:  
Chiar.ma Prof.ssa MARIA ROSA VALLUZZI

Laureando:  
TOMMASO PIZZIOL  
1152256

Correlatore:  
Ing. MATTEO SALVALAGGIO

**ANNO ACCADEMICO 2021-2022**



*Ai miei nonni.*



## *RINGRAZIAMENTI*

*Desidero ringraziare la Prof.ssa Ing. Maria Rosa Valluzzi per avermi dato la possibilità di sviluppare la presente tesi, caratterizzata da un tema di alto rilievo. Esprimo la mia gratitudine all'Ing. Matteo Salvalaggio per il continuo supporto e la grande disponibilità dimostrati nei mesi di lavoro che hanno condotto al risultato del presente elaborato.*

*Ringrazio la società SPC per la condivisione del materiale relativo al caso studio. Ringrazio inoltre la società Marascalchi Ingegneria per avermi trasmesso il proprio approccio all'ingegneria strutturale.*

*Un sentito grazie ai miei amici e ai miei compagni di corso, in particolare ad Andrea e Omar, coinquilini che hanno reso gli anni di studio leggeri e sereni, e a Kushtrim, con cui nell'arco dell'intero percorso universitario ho collaborato a svariate esperienze di laboratorio con piacere e successo.*

*Ringrazio infinitamente i miei genitori per il supporto motivazionale fornitomi e per la grande fiducia che mi hanno stabilmente dimostrato durante gli anni universitari, permettendomi di raggiungere questo ambito traguardo.*

*Un ringraziamento particolare a mia nonna, che mi ha insegnato come non si possa ottenere alcun risultato senza dedizione e costanza, e a mio nonno, per avermi trasmesso la passione per il mondo delle costruzioni. A loro dedico il lavoro di tesi.*

*Uno speciale ringraziamento va a Beatrice, che mi è stata accanto nei momenti più felici, ma che ha soprattutto saputo sostenermi nei momenti di maggiore sconforto.*



# INDICE

INTRODUZIONE .....	V
ORGANIZZAZIONE DELLA TESI .....	X
1 – STATO DELL’ARTE .....	3
1.1 – RISCHIO SISMICO.....	3
1.2 – STRUTTURE ESISTENTI IN MURATURA .....	6
1.2.1 – COMPORTAMENTO SISMICO .....	6
1.2.2 – MODELLAZIONE NUMERICA .....	9
1.2.3 – TECNICHE DI RINFORZO SISMICO.....	11
1.3 – STRUTTURE IN CLT .....	13
1.3.1 – COMPORTAMENTO SISMICO .....	15
1.3.2 – MODELLAZIONE NUMERICA.....	18
1.4 – INTERVENTI DI RINFORZO CLT-MURATURA .....	21
1.4.1 – TEST SPERIMENTALI .....	24
1.4.2 – MODELLAZIONE NUMERICA .....	32
2 – ANALISI LOCALI DELLA TECNICA DI RINFORZO.....	35
2.1 – CALIBRAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI.....	35
2.1.1 – ESECUZIONE DEI TEST SPERIMENTALI .....	35
2.1.2 – MODELLAZIONE NUMERICA.....	42
2.2 – ANALISI DI SENSITIVITÀ .....	53
2.2.1 – INFLUENZA DEI PARAMETRI PROPRI DEL SUPPORTO MURARIO .....	65
2.2.2 – INFLUENZA DELLE CARATTERISTICHE DEL SISTEMA DI RINFORZO .....	76
3 – ANALISI GLOBALI DELLA TECNICA DI RINFORZO.....	87
3.1 – CALIBRAZIONE DELLE STRUTTURE IN CLT .....	87
3.1.1 – ESECUZIONE DEI TEST SPERIMENTALI .....	87
3.1.2 – MODELLAZIONE NUMERICA.....	92
3.2 – ANALISI DEL RINFORZO SU UN MODELLO TRIDIMENSIONALE .....	98
3.2.1 – ANALISI <i>PUSHOVER</i> .....	101
3.2.2 – ANALISI MODALI.....	107

4 – CASO STUDIO: LA “CATTEDRA” DI CANOVE DI ROANA .....	111
4.1 – STATO PRE-INTERVENTO .....	111
4.1.1 – RILIEVO GEOMETRICO.....	111
4.1.2 – COMPOSIZIONE STRUTTURALE.....	115
4.1.3 – ANALISI DEI CARICHI.....	120
4.1.4 – CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	124
4.1.5 – INQUADRAMENTO SISMICO .....	127
4.2 – SOLUZIONI DI <i>RETROFIT</i> SISMICO.....	130
4.2.1 – PROGETTO REALIZZATO .....	130
4.2.2 – SOLUZIONI ALTERNATIVE.....	136
4.2.3 – ANALISI DEI CARICHI.....	139
4.2.4 – PROGETTO DEI NUCLEI IN CLT .....	141
4.3 – MODELLAZIONE NUMERICA .....	144
4.4 – VALUTAZIONE DELLE SOLUZIONI DI <i>RETROFIT</i> .....	151
4.4.1 – ANALISI <i>PUSHOVER</i> .....	151
4.4.2 – CONSIDERAZIONI RELATIVE ALLA MASSA SISMICA .....	151
4.4.3 – VERIFICHE.....	172
 CONCLUSIONI.....	 181
 BIBLIOGRAFIA.....	 187





## INTRODUZIONE

Il rinforzo sismico delle strutture esistenti è uno dei temi di maggiore rilevanza nell'attuale panorama dell'ingegneria strutturale italiana. Gran parte del patrimonio edilizio nazionale, specie quello caratterizzato da valori storico-artistici considerevoli, è realizzato in muratura. Il comportamento sismico delle strutture realizzate con questa tecnica costruttiva risulta fortemente complesso da comprendere, è invece certa l'elevata vulnerabilità che contraddistingue tali edifici, come evidenziato dalle conseguenze dei più recenti terremoti: all'Aquila (2009), in Emilia (2012), in Centro Italia (2016-2017).

Le vulnerabilità sismiche delle strutture in muratura sono note ai tecnici del settore ormai da decenni. In questo contesto, per migliorare il comportamento delle costruzioni esistenti, sono state sviluppate svariate tecniche di intervento. Queste, tuttavia, si sono dimostrate spesso poco efficaci, se non dannose. Ne sono un esempio la sostituzione dei solai lignei con solai in laterocemento e la tecnica dell'intonaco armato, interventi che qualora mal progettati o erroneamente eseguiti possono condurre ad un peggioramento delle prestazioni sismiche. È inoltre da tener conto che alcune tecniche di rinforzo comportano variazioni estetico-architettoniche non trascurabili, preferibilmente evitabili dal punto di vista della conservazione.

Da queste problematiche deriva la necessità di sviluppare soluzioni d'intervento che siano in grado di condurre ad un effettivo miglioramento sismico e che siano tali da rispettare i caratteri storico-artistici dei beni cui vengono applicate.

In quest'ottica si inserisce la tecnologia CLT (*Cross Laminated Timber*). I pannelli CLT derivano dall'incollaggio di strati di tavole di legno, incrociati e incollati l'uno sull'altro. La tecnologia in questione, negli ultimi due decenni, ha riscontrato un'espansione rilevante nel mercato edilizio, grazie alle eccellenti prestazioni sismiche, alla prefabbricazione che permette un assemblaggio rapido delle strutture, all'ecosostenibilità relativa alla produzione del materiale e alle ottime proprietà termiche dello stesso.

Il sistema di rinforzo prevede il fissaggio dei pannelli CLT alle pareti murarie per mezzo di fissaggi metallici, rappresenta quindi una soluzione maggiormente reversibile rispetto ad altre tecniche similari, come l'intonaco armato. Potendo essere applicato lungo un solo lato delle pareti murarie, il sistema garantisce la conservazione delle facciate esterne, conducendo inoltre a miglioramenti notevoli dal punto di vista energetico, essenziali

nell'ottica di un intervento integrato, soprattutto alla luce delle scarse prestazioni energetiche che caratterizzano gran parte del patrimonio edilizio esistente.

La presente tesi si concentra sulla valutazione sismica del sistema di *retrofit*, per la quale è necessario lo svolgimento di apposite simulazioni numeriche. I modelli, per essere efficaci, devono soddisfare un requisito semplice ma fondamentale: essere rappresentativi del comportamento reale. Le analisi numeriche, tuttavia, non forniscono una simulazione esatta della realtà, ma un'approssimazione della stessa, la cui adeguatezza dipende principalmente dalla correttezza delle ipotesi poste alla base della modellazione. Per le strutture esistenti in muratura, data l'eterogeneità e la disomogeneità che le caratterizza, la definizione di tali ipotesi risulta non univoca e spesso complessa, la modellazione numerica delle strutture in CLT rappresenta invece un campo di ricerca scientifica tutt'ora aperto, dato il recente sviluppo della tecnologia costruttiva. La modellazione della tecnica di rinforzo, dunque, risulta alquanto articolata.

La ricerca scientifica svolta sinora ha previsto la valutazione del rinforzo su scala locale, ovvero nei confronti del singolo pannello murario, sia tramite test sperimentali che mediante specifici studi numerici. Quest'ultimi non sono stati oggetto di un'adeguata validazione sui risultati sperimentali, data la recente esecuzione degli stessi. Nello stato dell'arte attuale, inoltre, risultano carenti le valutazioni su scala globale, ovvero nei confronti di intere strutture in muratura.

Nel 2021 un gruppo di ricerca afferente all'Università degli Studi di Trento ha svolto una campagna sperimentale su pannelli murari pre- e post- rinforzo, tale da permettere un'ideale calibrazione della relativa modellazione numerica. Una volta appurata la tecnica di modellazione, viene valutata l'influenza dei principali parametri caratterizzanti il sistema, quali la tipologia muraria, le dimensioni dei pannelli, la tipologia e la quantità delle connessioni presenti.

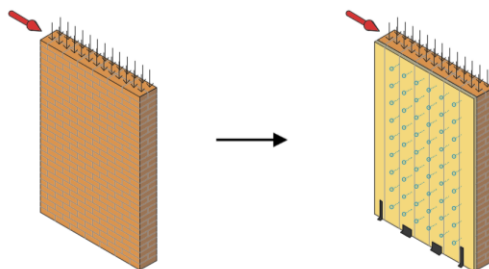
Definito il funzionamento locale del sistema di rinforzo viene considerato possibile svolgere analisi su scala globale, eseguite per caratterizzare il funzionamento e l'influenza della tecnica di *retrofit* per quanto riguarda il sistema sismo-resistente, il comportamento dinamico e la massa sismica della struttura integrata.

A tal fine viene preso in considerazione il caso studio della "Cattedra" di Canove di Roana. Trattasi di una costruzione in muratura della fine del XVI secolo, sviluppata su tre piani, oggetto di un recente progetto di recupero reso possibile dal programma "CORE-WOOD",

promosso dalla Regione Veneto. Il progetto strutturale, elaborato dalla società di ingegneria SPC (Società di Progettazioni Costruttive) in collaborazione con l'Università degli Studi di Padova, ha previsto l'inserimento di un nucleo in CLT all'interno della scatola muraria a partire dal primo piano, lasciando così inalterato il piano terra. Il lavoro sul caso studio prevede l'analisi del comportamento strutturale nello stato pre-intervento e nel caso di struttura rinforzata tramite diverse soluzioni progettuali a base di pannelli CLT, tra cui quella effettivamente realizzata. Si specifica che data la diversità che caratterizza le strutture in muratura, è indispensabile valutare caso per caso le potenzialità delle possibili tecniche di rinforzo sismico, in modo da sopperire alle vulnerabilità intrinseche delle strutture originarie. L'approccio adottato nel lavoro svolto sulla Cattedra, tuttavia, permette di poter estendere qualitativamente i risultati ottenuti a strutture analoghe a quella considerata, pur nella consapevolezza di non poter formulare una tecnica d'intervento universale.

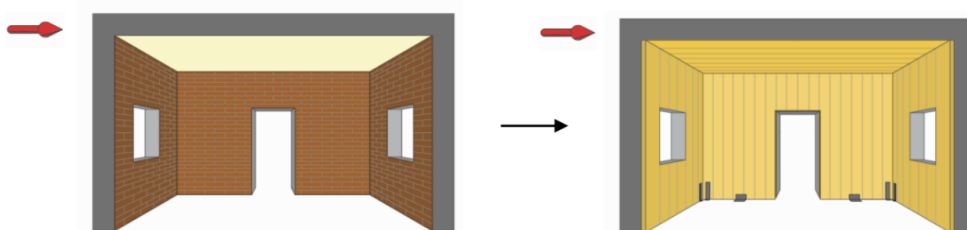
Gli obiettivi principali della tesi sono di seguito riepilogati:

- Estendere le valutazioni relative alla tecnica di rinforzo su scala locale rispetto allo stato dell'arte attuale, per mezzo di apposite calibrazioni della tecnica di modellazione numerica su specifici risultati sperimentali e tramite opportune analisi di sensitività indirizzate alla valutazione dell'influenza dei principali parametri del sistema [Fig. 1];



**Fig. 1** Schema del rinforzo su scala locale.

- Valutare l'efficacia della tecnica di rinforzo su scala globale per quanto concerne il miglioramento del sistema sismo-resistente, il comportamento dinamico, l'influenza del sistema di *retrofit* nei confronti della massa sismica [Fig. 2];



**Fig. 2** Schema del rinforzo su scala globale.

- Valutare l'efficacia di diverse soluzioni d'intervento a base di rinforzi in CLT sulla Cattedra di Canove di Roana, al fine di definire vantaggi e svantaggi delle diverse soluzioni [Fig. 3].



**Fig. 3** Cattedra di Canove di Roana.

Per raggiungere gli obiettivi prefissati è stata seguita la metodologia di seguito brevemente descritta.

In ambiente FEM (*Finite Element Method*) viene calibrata la tecnica di modellazione del sistema di rinforzo sui risultati sperimentali ottenuti dall'Università degli Studi di Trento. Questa fase risulta necessaria al fine dello svolgimento delle successive analisi di sensitività, ovvero analisi che hanno l'obiettivo di valutare l'influenza dei principali parametri che definiscono il sistema. Tra i parametri indagati vi sono le caratteristiche intrinseche del supporto murario, come le dimensioni geometriche e la tipologia muraria, e le proprietà del sistema di rinforzo, tra cui la tipologia e il numero di connessioni presenti.

Prima di procedere alle valutazioni su scala globale viene ritenuto opportuno calibrare la modellazione FEM delle strutture in CLT su appositi risultati sperimentali: a questo fine vengono considerati i test eseguiti nei laboratori della Shizuoka University (Giappone). La tecnica di rinforzo sismico viene quindi analizzata nei confronti di un modello *mockup*, ovvero di un modello tridimensionale rappresentativo di una semplice struttura in muratura. Tale processo permette di svolgere, mediante analisi *pushover* e modali, alcune valutazioni preliminari in merito all'efficacia e all'influenza del sistema di rinforzo rispetto alla struttura in muratura non rinforzata. Questa fase è inoltre indispensabile al fine di provvedere ad eventuali accorgimenti riguardanti la modellazione FEM prima di esaminare una struttura più complessa.

Infine, viene presa in esame la Cattedra di Canove di Roana, la quale viene analizzata nello stato pre-intervento, per mezzo della descrizione delle componenti strutturali, della

definizione dei carichi agenti e della caratterizzazione sismica. Viene descritto il progetto di *retrofit* realizzato, analizzandone benefici e problematiche. In seguito, vengono presentate le ulteriori soluzioni progettuali definite, le quali prevedono la progettazione strutturale di due diversi nuclei in CLT (su due e su tre livelli). Le soluzioni considerate, dunque, vengono analizzate e valutate per mezzo di apposite analisi *pushover*, di considerazioni basate sulle variazioni di massa sismica apportate, delle verifiche previste dalla normativa cogente.

Si precisa che la fase iniziale di conoscenza del caso studio è stata svolta dall'Ing. Pegoraro nel proprio lavoro di tesi di laurea: *Miglioramento sismico di edifici in muratura con strutture integrate in CLT: modellazione analitica e numerica del complesso "la Cattedra" di Canove di Roana* (relatore Prof.ssa Valluzzi, correlatori Prof. Turrini, Ing. Salvalaggio, Ing. Saler).

L'intero lavoro della presente tesi si avvale di specifici *software* di modellazione strutturale:

- *Diana Fea*, *software* FEM sviluppato dall'organizzazione olandese *TNO Building and Construction Research*;
- *TimberTech Buildings*, *software* a macroelementi per la progettazione di strutture in legno, sviluppato da uno *spin-off* dell'Università degli Studi di Trento.

## ORGANIZZAZIONE DELLA TESI

L'organizzazione della tesi segue la metodologia adottata nel lavoro svolto:

1. **STATO DELL'ARTE:** il capitolo contiene i concetti fondamentali relativi al rischio sismico, alle strutture in muratura, alle strutture in CLT, soffermandosi infine sulla ricerca svolta sinora nei riguardi della tecnica di rinforzo oggetto della tesi. I capitoli che riguardano le strutture in muratura ed in CLT sono trattati con particolare riguardo nei confronti delle tematiche maggiormente inerenti alla tesi, ovvero il comportamento sismico e la modellazione numerica.
2. **ANALISI LOCALI DELLA TECNICA DI RINFORZO:** viene presentata la campagna sperimentale svolta dall'Università degli Studi di Trento, sui risultati della quale viene opportunamente calibrata la modellazione FEM. In seguito, vengono presentate le analisi di sensitività eseguite su scala locale.
3. **ANALISI GLOBALI DELLA TECNICA DI RINFORZO:** sono esposte la calibrazione del comportamento sismico delle strutture in CLT sui risultati sperimentali ottenuti dalla Shizuoka University (Giappone) e le analisi svolte sul modello *mockup*, ovvero analisi *pushover* e modali.
4. **CASO STUDIO: LA "CATTEDRA" DI CANOVE DI ROANA:** si introduce il caso studio, si esplicano il progetto di *retrofit* sismico realizzato e le ulteriori soluzioni progettuali considerate. In seguito, vengono esposte le analisi *pushover* eseguite ed i risultati ottenuti, i quali vengono confrontati rispetto a quanto richiesto dalla normativa cogente.





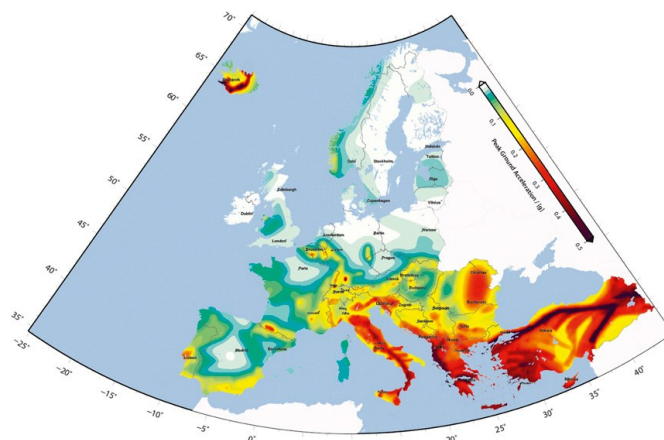
# 1 – STATO DELL'ARTE

## 1.1 – RISCHIO SISMICO

Il rischio sismico di una costruzione può essere definito come la probabilità, in un dato periodo di tempo, che si verifichi un evento sismico da cui ne consegua un certo livello di danno o di perdita in termini economico-sociali. Con tale espressione si intende dunque esprimere un concetto generale che, di fatto, dipende dalla combinazione di tre fattori:

- Pericolosità sismica, definita dalla sismicità di un determinato territorio, questo parametro dipende essenzialmente dalla zona geografica e dalle caratteristiche del sottosuolo ove sorge la costruzione;
- Esposizione, un concetto che si riferisce a tutti quei valori sociali, storici, artistici ed economici che potrebbero essere correlati alla perdita oppure al danneggiamento degli elementi presenti;
- Vulnerabilità, definita come la propensione della costruzione a subire danneggiamenti come conseguenza delle sollecitazioni indotte da un evento sismico. Tale parametro è quindi funzione della potenziale prestazione meccanica posseduta dalla struttura, grazie alla quale questa potrà essere più o meno in grado di opporsi alle azioni sismiche (Parducci, 2011).

Il patrimonio edilizio italiano è soggetto ad elevato rischio sismico in quanto l'area geografica in cui è situato è ad alta sismicità [Fig. 1.2.1], possiede un importante patrimonio suscettibile a possibili danni o perdite, sia dal punto di vista della densità abitativa, sia per quanto concerne il lato storico-artistico, e le costruzioni presenti, in gran parte, sono fortemente vulnerabili rispetto agli eventi sismici a cui sono periodicamente soggetti.



**Fig. 1.1.1** Mappa di pericolosità sismica del territorio europeo: accelerazioni di picco al suolo (PGA) con il 10% di possibilità di essere superate in 50 anni (Giardini et al., 2013).

A testimonianza di ciò si può valutare il rapporto tra i danni prodotti dai terremoti e l'energia rilasciata dagli stessi, confrontando gli eventi sismici avvenuti in Italia con episodi simili in altre aree geografiche ad elevata sismicità, come California e Giappone. A titolo esemplificativo, il terremoto del 1997 in Umbria e Marche ha prodotto un danno economico di circa 10 miliardi di Euro, paragonabile a quello della California del 1989, di 14,5 miliardi di Dollari, malgrado quest'ultimo fosse caratterizzato da un'energia rilasciata circa trenta volte superiore (Protezione Civile, 2021).

L'elevata vulnerabilità del patrimonio edilizio italiano è dovuta prevalentemente alla sua anzianità: secondo il 45° Rapporto sulla situazione sociale del Paese redatto dal Censis, al 2009 circa il 54% della popolazione italiana risiedeva in abitazioni realizzate prima del 1971 [Fig. 1.1.2], ovvero antecedenti all'emanazione della prima normativa sismica, la Legge n. 64/1974.

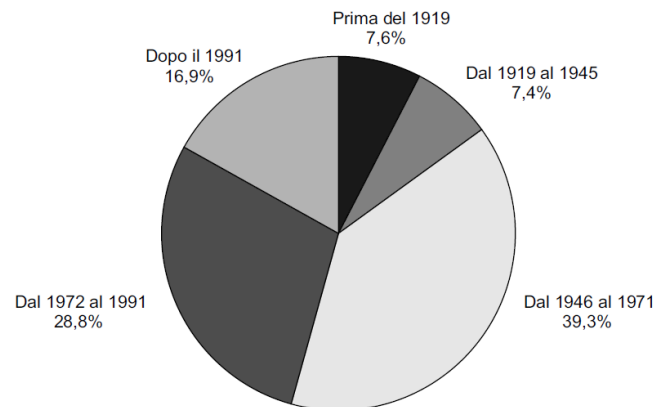


Fig. 1.1.2 Famiglie per epoca di costruzione dell'abitazione occupata (Censis, 2011).

Essendo la pericolosità sismica e l'esposizione due fattori sostanzialmente invariabili, ciò su cui si può agire dal punto di vista ingegneristico è la vulnerabilità delle costruzioni. Per ridurre la vulnerabilità è necessario intervenire con tecniche e sistemi di rinforzo sismico, i quali dovrebbero contemporaneamente rispettare i valori conservativi associati alla costruzione e ai beni ad essa correlati.

In Italia gli interventi volti alla riduzione del rischio sismico sono attualmente favoriti da appositi incentivi fiscali, comunemente denominati "Sismabonus". Al fine dell'ottenimento di tali agevolazioni devono essere definite le classi di rischio pre- e post-intervento in accordo con le Linee Guida per la Classificazione del Rischio Sismico delle Costruzioni (MIT, 2017). La determinazione della classe di rischio può essere condotta secondo due metodi tra loro alternativi, uno convenzionale e l'altro semplificato, con ambito applicativo

limitato. Il metodo convenzionale è basato sull'applicazione dei normali metodi di analisi previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (MIT, 2018) e dalla relativa Circolare esplicativa (CSLLPP, 2019)<sup>1</sup> e consente la valutazione della classe di rischio della costruzione sia nello stato di fatto sia nello stato conseguente agli eventuali interventi. La relativa procedura assegna alla costruzione in esame una classe di rischio in funzione di due parametri:

- La perdita annuale media attesa (PAM), che tiene in considerazione le perdite economiche associate ai danni sugli elementi strutturali e non, riferite al costo di ricostruzione dell'edificio privo del suo contenuto. In altri termini, la PAM corrisponde al costo di riparazione dei danni prodotti dagli eventi sismici che si manifesteranno nel corso della vita della costruzione ripartiti annualmente;
- L'indice di sicurezza (IS-V), definito come il rapporto tra l'accelerazione di picco al suolo che determina il raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e l'accelerazione di picco al suolo ( $PGA_{SLV}$ ) che la norma indica nello specifico sito in cui si trova la costruzione, come riferimento per la progettazione di un nuovo edificio.

---

<sup>1</sup> Nel seguito della tesi si indicheranno con “NTC2018” le Norme Tecniche per le Costruzioni e con “Circolare NTC2018” la Circolare esplicativa.

## **1.2 – STRUTTURE ESISTENTI IN MURATURA**

La muratura è un materiale eterogeneo che nasce dall'accostamento di elementi resistenti di varia natura, naturali o artificiali, nella maggior parte dei casi collegati tra loro da un legante, la malta. In base alla natura degli elementi resistenti si possono definire due macrocategorie tipologiche: murature in pietra e murature in laterizio.

Con la terminologia “costruzioni in muratura” si rimanda però ad una tipologia edilizia molto vasta, caratterizzata da molteplici espressioni, correlate principalmente a determinati contesti geografici e periodi storici. Considerando fattori quali la diversa reperibilità dei materiali e le differenti tecniche costruttive sviluppate, risulta semplice comprendere come l'insieme delle strutture in muratura realizzato nel corso dei secoli sia vario e disomogeneo (Lourenço, 2014). In generale, l'approccio alla realizzazione delle strutture in muratura era in passato di tipo empirico, ossia basato sull'analisi critica delle costruzioni realizzate in precedenza. Tale approccio ha portato alla definizione di una “regola dell'arte”, ovvero un insieme di buone pratiche del costruire atte a realizzare strutture di buona qualità (Giuffrè, 1991).

Complessivamente le strutture in muratura sono quindi caratterizzate da una grande varietà tipologica che, sommata a possibili fenomeni di degrado fisico e meccanico, ne rende complicata la comprensione del comportamento strutturale. A tal riguardo, è essenziale effettuare appropriate campagne conoscitive destinate a diminuire il grado di incertezza relativo alle condizioni che condizionano il comportamento della specifica struttura.

Poiché la tipologia costruttiva in questione caratterizza gran parte del patrimonio edilizio italiano e, in particolar modo, quello di interesse storico e culturale, è di fondamentale importanza ridurre le vulnerabilità strutturali sia dal punto di vista statico sia dal punto di vista sismico.

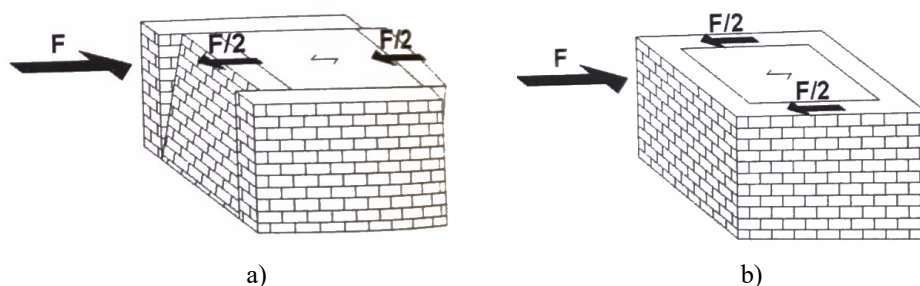
### **1.2.1 – COMPORTAMENTO SISMICO**

Affinché un pannello murario possa sopportare le azioni orizzontali da sisma deve essere innanzitutto garantito un adeguato livello di monolitismo. La scarsa qualità della muratura può portare infatti a fenomeni di disgregazione dei pannelli murari, causandone il collasso ancor prima che questi possano fornire alcun tipo di resistenza. Tale comportamento è comune per le murature in pietra a secco oppure con giunti di malta di scarsa qualità.

Nell'ipotesi in cui la qualità della muratura sia tale da evitare il sopracitato fenomeno, ma non è assicurato un comportamento d'insieme della struttura, è essenziale valutare i possibili meccanismi locali che potrebbero instaurarsi. Per perseguire questo scopo è necessario definire i macroelementi, dove con macroelemento si intende «una parte costruttivamente riconoscibile e compiuta del manufatto, che può coincidere — ma non necessariamente coincide — con una parte identificabile anche sotto l'aspetto architettonico e funzionale» (Doglioni et al., 1994). La suddivisione delle strutture in macroblocchi, inizialmente concepita esclusivamente per le chiese, si è rilevata adatta alla risposta sismica sviluppata da gran parte degli edifici in muratura sollecitati dai terremoti degli ultimi decenni.

Introdotta la definizione di macroelementi, è possibile considerare le strutture murarie come composte da corpi rigidi, i macroelementi appunto, soggetti a meccanismi locali. Tali meccanismi possono verificarsi sia nel piano delle pareti che fuori piano. I primi ad innescarsi sono i cinatismi fuori piano (meccanismi di primo modo), quali ribaltamento, flessione verticale e flessione orizzontale, in quanto l'azione necessaria alla loro attivazione è inferiore rispetto a quella relativa ai meccanismi nel piano, a causa dei differenti valori di resistenza e rigidezza nelle due direzioni. Affinché sia teoricamente corretto effettuare analisi globali della struttura è quindi necessario che questa garantisca un buon comportamento d'insieme, anche detto “comportamento scatolare”, ovvero che siano adeguatamente inibiti i meccanismi di primo modo. Per assicurare ciò sono necessari alcuni accorgimenti strutturali, quali un buon ammortamento tra le pareti, una sufficiente connessione tra gli orizzontamenti e le pareti stesse, un'adeguata rigidezza degli impalcati ed una opportuna regolarità planivolumetrica.

In tal caso tutti gli elementi che compongono la struttura contribuiscono alla resistenza della stessa. Di conseguenza, le pareti parallele alla direzione principale del sisma assorbono la gran parte del carico sismico in quanto, grazie al funzionamento a diaframma dell'impalcato, le sollecitazioni vengono distribuite ai diversi pannelli proporzionalmente alle loro rigidezze [Fig. 1.2.1].

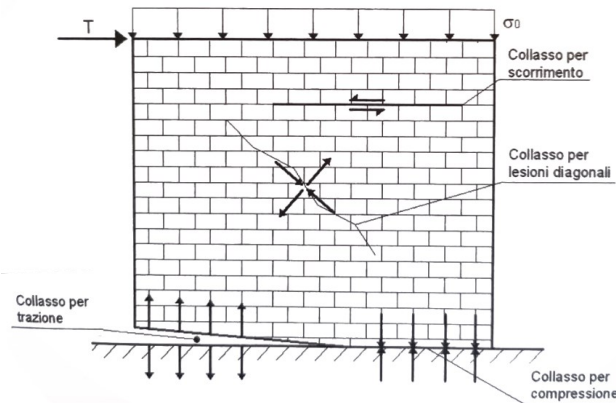


**Fig. 1.2.1** Distribuzione del carico sismico: a) meccanismi locali fuori piano, b) comportamento scatolare adeguato (Vinci, 2019).

Il riferimento normativo per le strutture esistenti, il § 8 delle NTC2018 prevede per l'analisi delle strutture in muratura il medesimo approccio suddetto, ovvero sia verifiche di carattere locale che di carattere globale. Per effettuare analisi globali sono possibili quattro differenti tipologie di analisi: statica lineare, dinamica lineare, statica non lineare e dinamica non lineare. Per le strutture in muratura, essendo queste dei sistemi con resistenze meccaniche relativamente contenute ma capaci di dissipare energia mediante fessurazioni, le analisi lineari risultano molto restrittive. Dall'altro lato, le analisi dinamiche non lineari comportano grandi moli di operazioni e quindi tempi di calcolo molto elevati. Di conseguenza, la tipologia d'analisi più utilizzata è la statica non lineare, meglio nota come “*pushover*”. Questa consiste nell'incrementare le forze orizzontali in modo proporzionale fino al collasso della struttura, che si ottiene quando il numero di pannelli giunti a rottura rende la struttura ipostatica ad un determinato livello. La verifica si ottiene confrontando la capacità di spostamento di un punto di controllo con lo spostamento richiesto, definito sulla base degli spettri sismici.

Il singolo pannello murario, sottoposto a carico orizzontale dovuto all'azione sismica e al carico gravitazionale, può arrivare al collasso in diversi modi [Fig. 1.2.2]:

- Il pannello tende a ribaltare nel piano (fenomeno di *rocking*), si innescano dunque tensioni di trazione in corrispondenza di un'estremità di base e aumentano le tensioni di compressione nell'estremità opposta, il pannello può dunque rompersi in uno di questi due punti;
- Si innescano lesioni diagonali dovute ad uno stato tensionale biassiale di compressione e di trazione;
- Si verificano fenomeni di scorrimento orizzontale tra i giunti di malta (Vinci, 2019).



**Fig. 1.2.2** Modi di collasso di un pannello murario soggetto a carico sismico (Vinci, 2019).

Fondamentalmente la tipologia di collasso dipende dai parametri meccanici della muratura e dal grado di compressione che la caratterizza, ovvero dall'entità del carico verticale.

### 1.2.2 – MODELLAZIONE NUMERICA

La modellazione numerica delle strutture in muratura può essere approcciata con differenti tecniche, a cui corrispondono differenti livelli di dettaglio.

Le strategie possono essere differenziate innanzitutto tra tecniche di micromodellazione e macromodellazione: la prima comporta la discretizzazione distinta degli elementi resistenti rispetto alla malta, mentre nella seconda i componenti della muratura vengono uniti in elementi continui. La micromodellazione può essere utile ai fini di analisi di dettaglio, mentre per simulare il comportamento complessivo di intere strutture è solitamente adottata la macromodellazione.

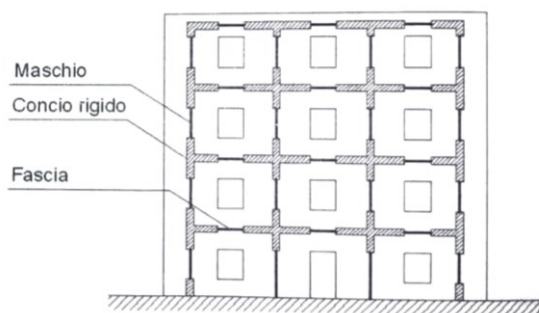
La macromodellazione di strutture in muratura può essere sviluppata attraverso elementi tridimensionali, bidimensionali e monodimensionali: per i primi due si fa riferimento a *software* FEM (*Finite Element Method*), mentre la modellazione con elementi monodimensionali viene in genere eseguita mediante appositi *software* EFM (*Equivalent Frame Method*), sebbene sia possibile costruire tali modelli nello stesso ambiente FEM.

Nell'ambito delle costruzioni civili ordinarie, nei modelli FEM vengono preferiti gli elementi bidimensionali, in quanto gli elementi tridimensionali richiedono una maggiore onerosità computazionale. La modellazione del materiale muratura deve considerare il comportamento quasi fragile dello stesso, con risposte meccaniche differenti a compressione e trazione. Data la varietà tipologica del materiale, le leggi costitutive che possono essere definite sono molteplici, gli studi scientifici svolti nel corso degli anni sono giunti alla definizione di vari modelli considerati maggiormente adatti a simulare il

comportamento meccanico del materiale in questione (Valluzzi, Salvalaggio, Sbrogiò, 2019), tra cui i più diffusi, anche nel campo della pratica professionale, sono:

- Il modello *total strain based crack*, ovvero un modello a danno diffuso, in cui le sollecitazioni all'interno della muratura vengono calcolate come funzione dello stato deformativo;
- Il modello di *Mohr-Coulomb* o di *Drucker-Prager*, i quali prevedono un materiale plastico isotropo, i cui parametri meccanici principali sono la coesione e l'angolo di attrito.

Come accennato, sono stati sviluppati appositi software EFM che schematizzano le strutture murarie come un insieme di elementi monodimensionali, i quali compongono un telaio equivalente, costituito da tre tipologie di elementi: maschi murari, fasce di piano e conci rigidi [Fig.1.2.3].



**Fig. 1.2.3** Schematizzazione di una parete in muratura in un telaio equivalente (Vinci, 2019).

Tale tecnica considera completamente assicurato il comportamento scatolare della struttura e, di conseguenza, sviluppa solo meccanismi nel piano, a differenza del metodo FEM che considera anche possibili sviluppi fuori piano. Ne consegue che il metodo EFM sia maggiormente consigliato per strutture in muratura nuove o comunque dotate degli accorgimenti strutturali che consentono un sufficiente comportamento d'insieme. Specifici studi hanno infatti confermato che l'accuratezza del metodo EFM diminuisce quando le irregolarità aumentano, specie per quanto riguarda la capacità di taglio e la deformabilità dei singoli pannelli murari (Siano et al., 2017).

Nella modellazione numerica di una struttura in muratura esistente è comunque da ricordare come le incognite siano molteplici e di difficile interpretazione. Ad esempio, per la valutazione delle caratteristiche meccaniche spesso non è possibile eseguire prove distruttive e si assumono i valori consigliati dalla Circolare NTC2018, pur essendo la varietà tipologica e meccanica del materiale molto elevata. Inoltre, anche qualora vengano

perseguite apposite campagne di indagine, è da tenere in considerazione che anche all'interno della stessa costruzione o complesso edilizio possono esservi importanti disomogeneità e discontinuità del materiale, spesso derivanti da interventi eseguiti sulla costruzione nel corso degli anni (Vinci, 2019).

### **1.2.3 – TECNICHE DI RINFORZO SISMICO**

Gli interventi di consolidamento sismico da eseguire su un edificio esistente devono essere definiti sulla base delle specifiche vulnerabilità che contraddistinguono la struttura in oggetto. A tal riguardo, la Circolare NTC2018 definisce differenti tipologie di interventi di rinforzo quali la formazione dei diaframmi di piano, la connessione delle pareti tra loro e ai diaframmi stessi, l'incremento della sismo-resistenza delle pareti, il contenimento delle spinte orizzontali e il consolidamento di archi e volte.

Essendo la tecnica di intervento proposta nella presente tesi indirizzata principalmente ad incrementare la resistenza sismica delle pareti nel loro piano, si intende di seguito riprendere le più comuni tecniche di intervento in merito. Vengono quindi trascurati interventi quali l'inserimento di tiranti e la realizzazione di cordoli di coronamento, diretti a migliorare principalmente le connessioni tra gli elementi e quindi inibire i cinatismi fuori piano, e gli interventi sui solai, come le varie tecniche attuabili sui solai lignei al fine di ottenere un irrigidimento tale da assicurare un adeguato comportamento di controventamento di piano. La breve trattazione dei principali interventi indirizzati ad incrementare la sismo-resistenza dei pannelli murari ha lo scopo essenziale di individuarne i principali vantaggi e svantaggi. Si precisa a tal proposito che la scelta di un intervento di rinforzo rispetto ad un altro deve tener conto non solo di tematiche prettamente strutturali, bensì anche di criteri quali la reversibilità e la minima invasività, ovvero requisiti legati alla conservazione del bene esistente.

Nel caso di murature in pietrame un intervento di rinforzo comune è rappresentato dalle iniezioni di consolidamento: tale tecnica consiste nel riempimento dei vuoti presenti all'interno della muratura tramite miscele con lo scopo di migliorarne i valori di resistenza e rigidità. Per la natura stessa dell'intervento questo è realmente efficace solamente nel caso in cui all'interno della muratura vi sia un'alta percentuale di vuoti distribuiti in maniera omogenea. Ne consegue che per murature regolari, quali quelle costituite da elementi in laterizio, l'intervento non risulti particolarmente adatto. La tecnica richiede inoltre

particolare attenzione, sia nella fase di progettazione che in quella realizzativa: le principali questioni da valutare riguardano la determinazione corretta del numero dei fori e della posizione degli stessi, la calibrazione della pressione d'iniezione, la compatibilità meccanica, chimica e fisica della miscela rispetto alla muratura nella quale viene iniettata (Valluzzi, da Porto, Modena, 2004).

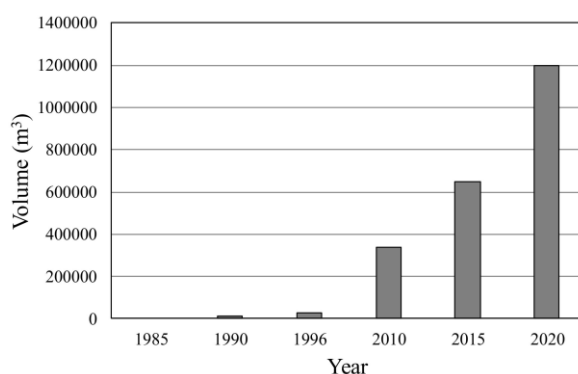
La tecnica dell'intonaco armato consiste nella realizzazione di due lastre di calcestruzzo, di spessore 3÷5 cm, affiancate sui due lati della muratura, armate con una rete metallica (o in materiale composito) e rese solidali attraverso connettori metallici (o in composito). L'intervento consente di migliorare le caratteristiche meccaniche, sia in termini di resistenza che rigidità, e si presta sia a murature in laterizio che a murature in pietrame. La tecnica in esame è ampiamente utilizzata per via della facilità d'esecuzione e dell'economicità dell'intervento. Tuttavia, presenta molteplici svantaggi: dal punto di vista della conservazione si tratta di una tecnica fortemente irreversibile ed invasiva, quindi non applicabile a costruzioni di particolare interesse storico o monumentale, dal punto di vista strutturale l'intervento irrigidisce notevolmente la parete e comporta un notevole incremento di massa. Si rammenta che le forze sismiche hanno carattere inerziale, ovvero sono dipendenti dalla massa e che, al fine di un buon comportamento dinamico della struttura, il centro di massa della struttura non dev'essere eccessivamente distanziato dal centro di rigidità della stessa. Pertanto, l'aumento di massa e rigidità correlati all'intervento fanno sì che, qualora questo sia progettato o realizzato erroneamente, possa condurre ad un peggioramento delle prestazioni sismiche della struttura (Modena et al., 2009).

I materiali compositi, quali i fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP), seppur di concezione più recente rispetto ai materiali utilizzati nelle precedenti tecniche d'intervento, sono oggi largamente impiegati nel rinforzo di strutture in muratura, con molteplici campi d'applicazione. I principali vantaggi dei materiali compositi sono correlati alla loro leggerezza, alle dimensioni, alle proprietà anticorrosive e soprattutto alle elevate proprietà meccaniche, specie a trazione, a cui notoriamente la muratura è poco resistente. Particolare attenzione deve essere posta nei confronti dell'aderenza tra la matrice polimerica e il supporto murario, specie nel caso di murature irregolari (Vinci, 2019). Per quanto concerne la conservazione, l'applicazione dei materiali compositi può essere considerata poco invasiva, vi sono però alcuni svantaggi come la riduzione di traspirabilità del supporto

murario e la difficile rimovibilità dallo stesso, fattori che si traducono in una scarsa reversibilità.

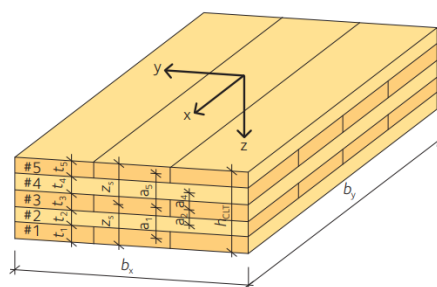
### 1.3 – STRUTTURE IN CLT

Dai primi anni 2000 la realizzazione di strutture a base di legno è in continua crescita. Quest’espansione è legata a vari fattori tra cui risaltano le eccellenti prestazioni sismiche del legno, la prefabbricazione che permette un assemblaggio rapido delle strutture, riducendo così drasticamente le tempistiche di cantiere, l’ecosostenibilità relativa alla produzione del materiale e le ottime proprietà termiche dello stesso, che si traducono in un migliore efficientamento energetico. I vantaggi rappresentati da tali aspetti vanno apprezzati confrontando le prestazioni offerte dalle strutture in legno ad altre tipologie strutturali, quali quelle in cemento armato, che hanno dominato il mercato delle costruzioni dalla seconda metà del XX secolo. La suddetta crescita è fortemente legata allo sviluppo di prodotti ingegnerizzati a base di legno come il legno lamellare, il microlamellare ed i pannelli CLT (*Cross Laminated Timber*), noti commercialmente come pannelli X-LAM. Quest’ultima tecnologia, nata in Austria all’inizio degli anni Novanta, è oggi diffusa in buona parte d’Europa, dove la produzione sta crescendo esponenzialmente, come evidenziato in Fig. 1.3.1, oltre che in vari paesi extra continentali come Stati Uniti, Canada, Giappone, Australia e Nuova Zelanda (Sandoli et al., 2021).



**Fig. 1.3.1** Produzione annua di CLT in Europa (Sandoli et al., 2021).

I pannelli CLT sono elementi costituiti da strati di tavole sovrapposte ed incollate ad angolo retto l’uno rispetto all’altro. La materia prima è formata da tavole di legno tenero, solitamente di abete rosso, giuntate a pettine longitudinalmente [Fig. 1.3.2].



**Fig. 1.3.2** Schema di un pannello CLT (Swedish Wood, 2019).

Le caratteristiche geometriche dipendono dal produttore, quelle più reperibili nel mercato sono espresse nella Tab. 1.3.1.

**Tab. 1.3.1** Caratteristiche geometriche dei pannelli CLT presenti nel mercato.

Spessore	60-300 mm
Larghezza	1.20-4.80 m
Lunghezza	fino a 30 m
Numero di strati	3-5-7-9

Per quanto riguarda la lunghezza dei pannelli è da tenere in considerazione che, al fine della fornitura in cantiere, occorrono trasporti eccezionali per dimensioni superiori a 13,50 m. Per questo motivo oltre che a ragioni di carattere costruttivo, vengono utilizzati solitamente pannelli di lunghezze piuttosto ridotte rispetto a quelle producibili in stabilimento.

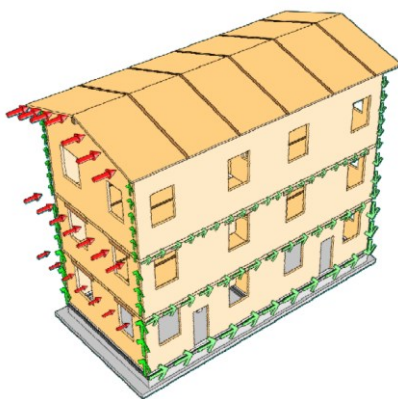
Malgrado l'utilizzo ormai significativo nel mondo delle costruzioni, i pannelli CLT non sono ancora codificati nella normativa nazionale. All'interno delle NTC2018, non essendo presenti specifici richiami, ci si riferisce a quanto prescritto per "Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni". Alcune disposizioni più specifiche sono presenti nel documento DT206-R1/2018 (CNR, 2018), ritenuto dalle NTC2018 un documento di comprovata validità. Al fine di introdurre i pannelli CLT nel mercato, i produttori devono comunque possedere specifiche certificazioni, gli ETA (*European Technical Assessments*), nei quali si possono ritrovare le caratteristiche geometriche e meccaniche dei pannelli. Sulla base del forte sviluppo tecnologico delle strutture in legno è stato istituito nel 2014 il gruppo di lavoro *Action COST FP1402*, all'interno del quale il sottogruppo *WG 02* si occupa nello specifico della tecnologia CLT, con l'obiettivo di integrare i progressi scientifici in campo normativo.

Dal punto di vista strutturale i pannelli sono costituiti da tavole classificate in base alla resistenza, definita sulla base della norma EN-14081-1 (CEN, 2016), in Italia vengono utilizzati per lo più pannelli costituiti da tavole della medesima classe, principalmente la

C24. La natura a strati incrociati fornisce buoni valori di resistenza e rigidità, sia per il comportamento nel piano, a cui sono fondamentalmente soggette le pareti, che fuori piano, a cui sono prevalentemente soggetti i solai. La presenza di tavole ordite nelle due direzioni del pannello permette inoltre di avere una buona stabilità dimensionale contro le variazioni di umidità, riducendo i fenomeni di ritiro e rigonfiamento tipici del legno. Gli strati che compongono i pannelli CLT sono sempre in quantità dispari, tali da assumere un comportamento simmetrico nei confronti delle sollecitazioni. Di conseguenza, considerando l'elevata differenza tra i parametri meccanici del legno nelle direzioni parallela ed ortogonale alle fibre, si possono definire una direzione "forte" ed una direzione "debole". Lo strato di colla interposto tra le lamelle viene considerato per semplicità infinitamente rigido rispetto alla rigidità degli elementi lignei (Bernasconi, 2010).

### 1.3.1 – COMPORTAMENTO SISMICO

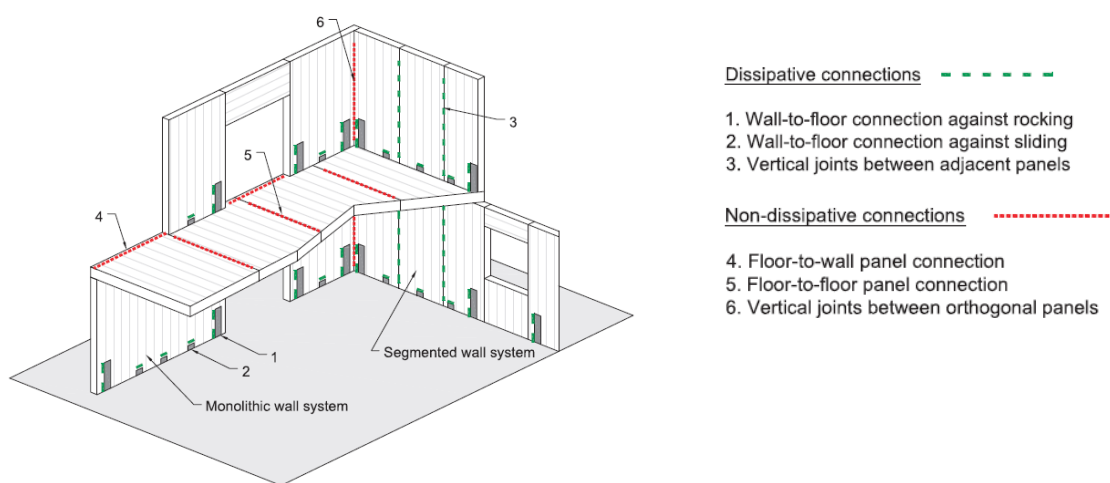
In virtù della bassa massa specifica del legno rispetto ad altri materiali strutturali quali il cemento armato, le strutture in CLT permettono di ottenere ottime prestazioni sismiche. Tale comportamento è correlato oltre che ai pannelli, alle connessioni metalliche che vengono utilizzate per collegare gli stessi. Una corretta progettazione delle connessioni permette innanzitutto di assicurare alla struttura un adeguato grado di collaborazione strutturale, tale da poterla considerare capace di comportarsi in modo scatolare [Fig. 1.3.3].



**Fig. 1.3.3** Distribuzione delle sollecitazioni sismiche in una struttura in CLT (Follesa, 2005).

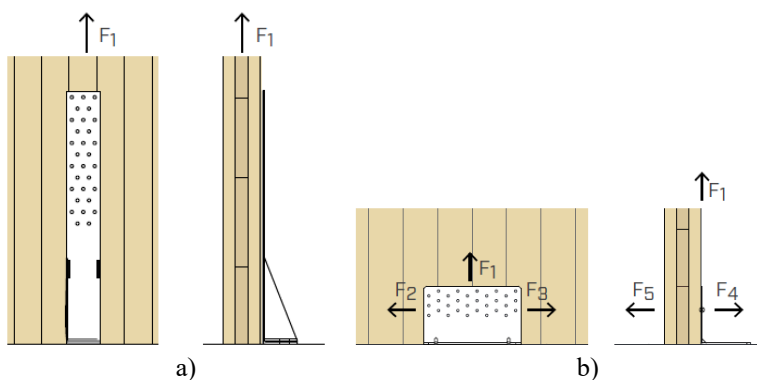
Oltre a garantire questo comportamento, le connessioni sono anche chiamate ad assolvere alla richiesta di duttilità e dissipazione di energia sismica richiesta al sistema strutturale. Il legno, infatti, essendo un materiale fragile, non permette per sua natura un adeguato comportamento sismico in tal senso. L'approccio progettuale di una struttura in CLT risulta essere quindi opposto a quello utilizzato nella progettazione di edifici in cemento armato o

acciaio, nei quali dev'essere garantita un'adeguata solidità nei nodi strutturali. È tuttavia da considerare che, al fine di assicurare il suddetto comportamento scatolare, non tutte le connessioni possono essere concepite per dissipare energia: i collegamenti che permettono il comportamento dei solai a diaframma e le unioni di pareti tra loro ortogonali necessitano infatti di una progettazione con un adeguato livello di sovrarresistenza. Le connessioni concepibili come dissipative sono quindi quelle disposte tra fondazione o solaio e le pareti, e quelle che collegano le pareti adiacenti tra loro, come evidenziato in Fig. 1.3.4 (Izzi et al., 2018).



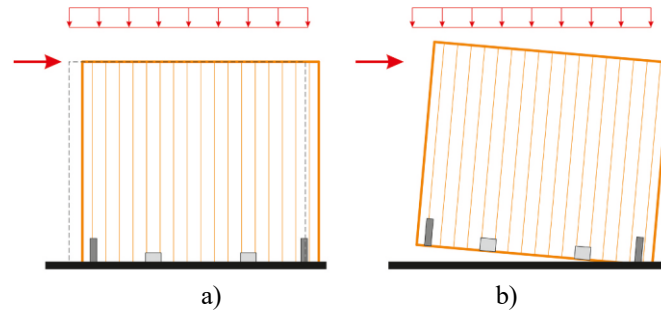
**Fig. 1.3.4** Evidenziazione delle connessioni dissipative (Izzi et al., 2018).

I collegamenti che connettono le pareti alle fondazioni o ai solai sono gli *hold down*, che lavorano fondamentalmente a trazione per resistere a fenomeni di *rocking*, e gli *angle bracket*, che agiscono principalmente a taglio per resistere allo scorrimento orizzontale, ma possiedono anche una buona resistenza a trazione [Fig. 1.3.5]. In entrambi i casi si tratta di staffe metalliche fissate ai pannelli CLT con viti di piccolo diametro, mentre le connessioni tra pareti adiacenti sono costituite solitamente da molteplici viti autofilettanti.



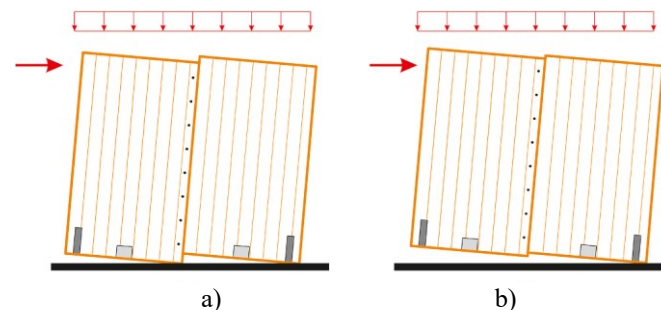
**Fig. 1.3.5** Comportamento meccanico delle connessioni: a) *hold-down*, b) *angle-bracket* (Rothblaas, 2022).

La deformabilità di una parete a taglio in CLT priva di aperture è principalmente legata ai contributi di *rocking* e *sliding*, i quali dipendono dalle caratteristiche meccaniche dei dispositivi di ancoraggio e dal livello di carico verticale presente [Fig. 1.3.6]. Nel caso di pareti dotate di aperture, la deformabilità correlata al pannello CLT è invece più significativa.



**Fig. 1.3.6** Contributi deformativi di una parete di taglio in CLT: a) *sliding*, b) *rocking* (Rinaldi et al., 2021).

In pareti a pannelli multipli si possono avere due principali modalità cinematiche di *rocking*: nel caso di giunti verticali relativamente flessibili si ha un comportamento a pannelli accoppiati con uno slittamento significativo lungo il giunto verticale, mentre nel caso di giunti verticali rigidi si ottiene un comportamento a parete singola con un singolo centro di rotazione [Fig. 1.3.7] (Rinaldi et al., 2021).



**Fig. 1.3.7** Comportamento a *rocking* di parete a taglio composta da pannelli multipli: a) giunti verticali flessibili b) giunti verticali rigidi (Rinaldi et al., 2021).

Alcune attività sperimentali condotte sui collegamenti delle strutture in CLT hanno portato allo sviluppo di sistemi innovativi maggiormente performanti dal punto di vista delle prestazioni meccaniche, soprattutto per quanto riguarda la capacità dissipativa (Trutalli et al., 2019). Tuttavia, nella presente tesi, si fa riferimento alle tipologie di connessione considerate come tradizionali, ovvero gli *hold down* e gli *angle bracket*. Il comportamento isteretico di tali connessioni è stato al centro di diversi ambiti di ricerca, specie dei progetti SOFIE e SERIES, ed i risultati hanno dimostrato come, qualora la progettazione sia tale da

inibire meccanismi fragili (come la rottura delle piastre metalliche), le connessioni giungano a rottura duttile in modo simile a quanto previsto dalla teoria di Johansen (Izzi et al., 2018).

### 1.3.2 – MODELLAZIONE NUMERICA

La modellazione dei pannelli CLT può essere eseguita sia tramite elementi monodimensionali che bidimensionali, mentre non vengono solitamente effettuate modellazioni tridimensionali in quanto richiedono un'elevata onerosità computazionale. Per schematizzare le pareti a taglio si può ricorrere a modelli a telaio, ovvero costituiti da montanti e traversi incernierati e da elementi diagonali che assicurano la rigidezza flessionale e tagliente dei pannelli. Più comunemente, sia nell'ambito della ricerca scientifica che nella pratica professionale, i pannelli CLT vengono modellati tramite elementi bidimensionali. Le proprietà elastiche dei pannelli possono essere determinate attraverso due teorie differenti:

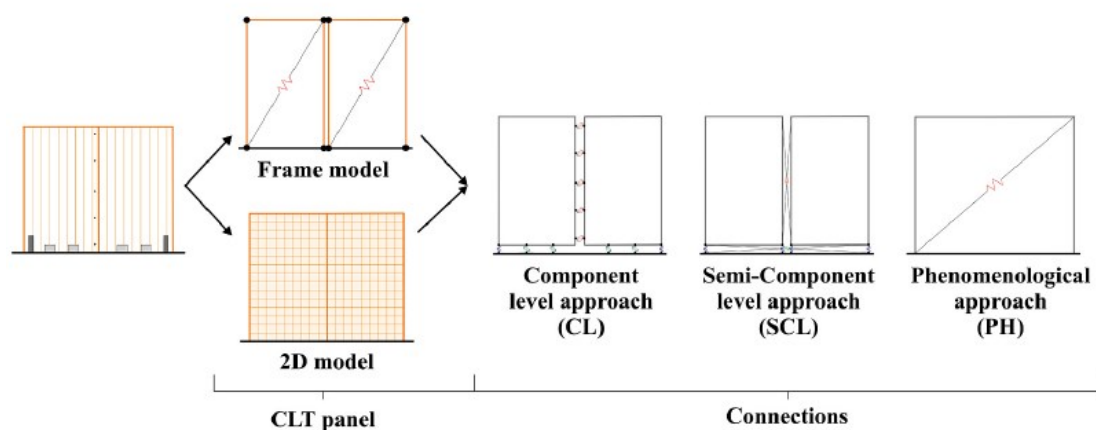
- Il metodo Gamma, riferito all'Annesso B dell'Eurocodice 5, si basa sulla teoria delle sezioni di travi giuntate meccanicamente e prevede di trascurare il contributo di rigidezza e resistenza degli strati disposti trasversalmente alla direzione interessata;
- Il metodo K, avanzato secondo la teoria dei materiali compositi, sviluppata per vari prodotti a base di legno, considera la rigidezza di tutti gli strati per poi calcolare i parametri totali attraverso l'utilizzo di fattori di composizione  $k_i$ , i quali variano a seconda della configurazione di carico esaminata (Blaas, Fellmoser, 2004).

Nei pannelli CLT è inoltre importante porre attenzione alle pareti che possiedono aperture come porte e finestre: nel caso in cui queste siano ottenute tramite il taglio dei pannelli possono essere modellate come un unico elemento mentre, se gli architravi sono costituiti da elementi aventi la direzione principale ortogonale a quella della parete, risulta fondamentale una modellazione indipendente dei diversi elementi (Sandoli et al., 2021).

Se le suddette strategie di modellazione dei pannelli CLT riscontrano un generale consenso, la schematizzazione delle varie interazioni meccaniche presenti all'interno delle strutture in CLT è tutt'ora un tema ampiamente dibattuto in campo scientifico. Tra le tematiche più rilevanti vi sono la determinazione dell'incidenza del contatto tra le fondazioni ed i pannelli, il contatto tra pannelli adiacenti ed il comportamento non lineare delle connessioni. Per

quanto riguarda quest'ultime si possono adottare tre approcci di modellazione (Rinaldi et al., 2021):

- L'approccio *component level*, in cui diversi elementi di collegamento vengono utilizzati per schematizzare i singoli elementi di fissaggio e gli ancoraggi meccanici;
- L'approccio *semi-component*, in cui un singolo elemento di collegamento è utilizzato per modellare connessioni multiple o l'insieme di più ancoraggi meccanici;
- L'approccio *phenomenological*, in cui il contributo di tutte le componenti metalliche viene inglobato nelle proprietà elastiche del pannello [Fig. 1.3.8].

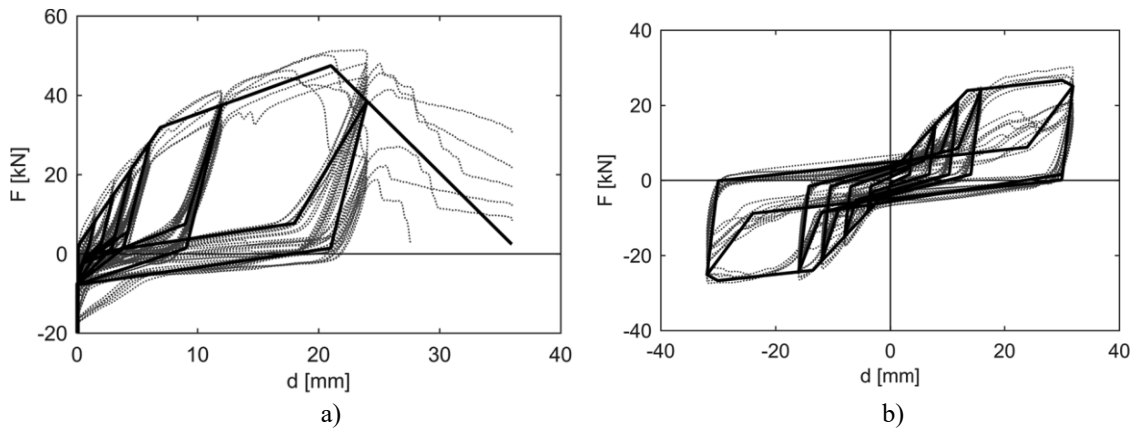


**Fig. 1.3.8** Schema dei diversi approcci di modellazione di una parete in CLT e relativi dispositivi metallici (Rinaldi et al., 2021).

Nell'approccio *component level*, adottato nella presente tesi, le connessioni vengono modellate utilizzando elementi d'interfaccia o molle, a seconda del *software* di calcolo utilizzato. Il loro comportamento viene solitamente considerato monoassiale, nel quale ogni connessione resiste solo nella sua direzione primaria: gli *hold down* a trazione e gli *angle bracket* a taglio.

Qualora si considerino analisi lineari il comportamento delle connessioni è trattato tramite una risposta elastica delle stesse. Tuttavia, per le strutture in CLT, così come per le strutture in muratura, la tipologia di analisi più consigliata al fine di simulare la risposta sismica è rappresentata dalle analisi *pushover*: in questo caso è necessario assegnare alle connessioni specifiche relazioni multilineari, ovvero leggi di carico-spostamento basate su risultati sperimentali, per lo più ottenute tramite prove cicliche [Fig. 1.3.9]. Per quanto concerne gli *hold down*, è da tenere in considerazione l'asimmetria del loro comportamento rispetto alle sollecitazioni: essi sono chiamati a resistere unicamente a trazione, mentre a compressione

viene comunemente considerato infinitamente rigido l'attrito legno-legno dovuto all'interazione pannello verticale-pannello orizzontale, oppure l'attrito legno-calcestruzzo nel caso di pannello ancorato alla fondazione (Sandoli et al., 2021).



**Fig. 1.3.9** Leggi carico-spostamento sperimentali delle connessioni metalliche: a) *hold down* sollecitati a trazione, b) *angle bracket* sollecitati a taglio (Sandoli et al., 2021).

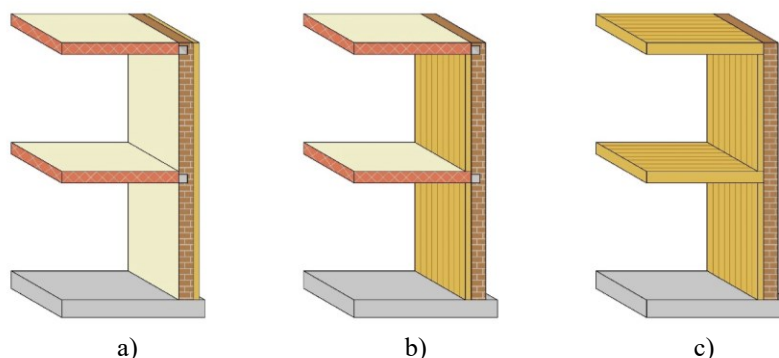
Oltre ai generici *software* FEM dove è possibile modellare le strutture in CLT come descritto in precedenza, sono disponibili programmi più specifici, implementati appositamente per le strutture in legno. Il principale *software* di questo genere presente attualmente nel panorama italiano è *TimberTech Buildings*, che permette di implementare le strutture in CLT mediante macroelementi.

## 1.4 – INTERVENTI DI RINFORZO CLT-MURATURA

Alla luce delle vulnerabilità sismiche che caratterizzano gran parte del patrimonio edilizio esistente in muratura e in virtù delle ottime prestazioni sismiche del legno, negli ultimi anni sono state svolte numerose ricerche che propongono l'utilizzo della tecnologia CLT come rinforzo di strutture esistenti. L'unico riferimento normativo ad oggi presente in merito si trova nella Circolare NTC2018 al § 8.7.4.1: «il rinforzo dei setti murari può essere eseguito mediante elementi strutturali integrativi collaboranti disposti sulla superficie; questi possono essere, per esempio, [...] in legno (pannellature), opportune connessioni devono consentire la collaborazione tra la parete esistente e il rinforzo». Oltre al miglioramento strutturale, spesso le tecniche di rinforzo proposte tendono ad incrementare l'efficientamento energetico, essendo il legno un materiale dotato di eccellenti proprietà isolanti. La presente tesi si focalizza sui caratteri strutturali della tecnica di rinforzo proposta, tuttavia, la tematica connessa all'efficientamento energetico è sempre da tenere in considerazione nell'ottica della formulazione di un intervento integrato. Un ulteriore fattore da considerare si riferisce alla conservazione dell'esistente, specie se l'edificio su cui si interviene è dotato di un valore storico-artistico non trascurabile. A tal riguardo, si ricorda come ogni costruzione può presentare situazioni differenti, correlate principalmente alle differenti condizioni di pregio insite nella struttura stessa.

Si definiscono tre tecniche di rinforzo tramite pannelli CLT:

- Accoppiamento esterno dei pannelli murari esistenti con pannelli CLT;
- Accoppiamento interno dei pannelli murari esistenti con pannelli CLT;
- Demolizione degli elementi interni dell'edificio ed inserimento di un nucleo in CLT costituito da pannelli verticali che compongono le pareti e pannelli orizzontali che sostituiscono i precedenti solai [Fig. 1.4.1].

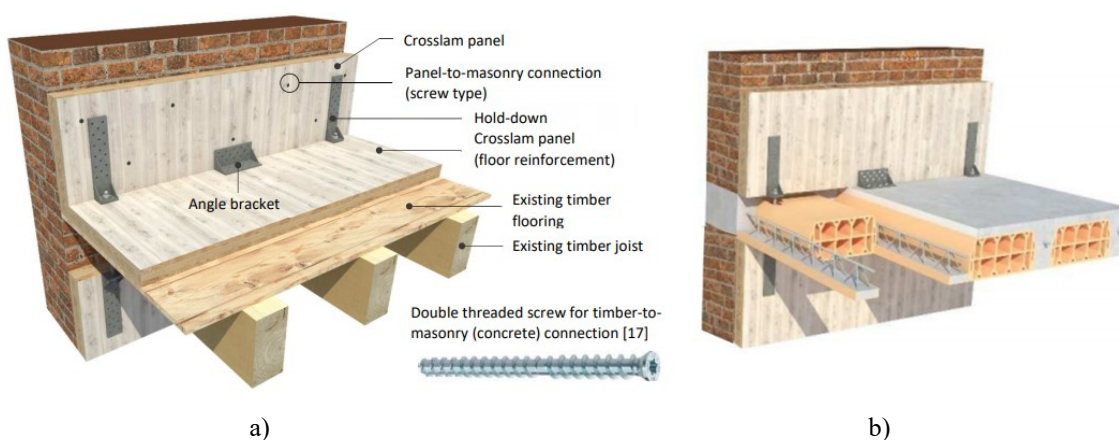


**Fig. 1.4.1** Tecniche di rinforzo con tecnologia CLT: a) applicazione esterna, b) applicazione interna, c) inserimento di un nucleo in CLT.

Le differenti tecniche comportano ovviamente diversi vantaggi e svantaggi per quanto concerne i tre fattori precedentemente citati: comportamento strutturale, efficientamento energetico e conservazione.

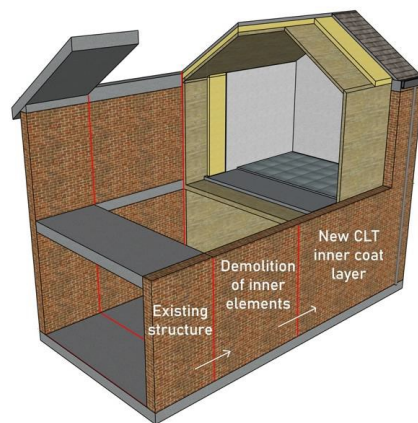
L'accoppiamento esterno dei pannelli risulta irrealizzabile nel caso in cui le facciate esterne detengano un valore storico-artistico tale per cui non sia possibile effettuare interventi esterni di una certa rilevanza. Pur comportando un buon miglioramento dal punto di vista energetico, è da notare come l'applicazione esterna dei pannelli CLT, senza un'adeguata protezione degli stessi, potrebbe condurre inoltre ad un prematuro degrado del legno a causa dell'umidità, il che comprometterebbe l'efficacia dell'intervento, specialmente in zone non montane.

L'accoppiamento interno dei pannelli presenta alcuni svantaggi per quanto riguarda l'efficientamento energetico a causa dei ponti termici in prossimità dei nodi parete-solaio. Per giunta, in tale configurazione i pannelli CLT risultano non contigui verticalmente, comportando di conseguenza soluzioni più complesse e meno performanti per quanto concerne i collegamenti degli elementi strutturali, ma comunque attuabili [Fig. 1.4.2]. Si precisa che nel caso di solai in legno tradizionali risulta in ogni caso essenziale fornire un adeguato irrigidimento nel piano. Tra le varie soluzioni possibili va considerata l'aggiunta di appositi pannelli CLT, connessi alla struttura originaria per mezzo di fissaggi metallici. Tale necessità è altrimenti risolvibile con altre tecniche di rinforzo quali l'aggiunta di uno strato aggiuntivo di tavolato, disposto ortogonalmente o inclinato a 45° rispetto al tavolato originario, l'utilizzo di elementi metallici o di materiali compositi tali da fornire un adeguato contributo di controventamento nel piano.



**Fig. 1.4.2** Particolare costruttivo del collegamento tra pareti CLT e solai: a) solaio ligneo, b) solaio in laterocemento (Giongo et al., 2017).

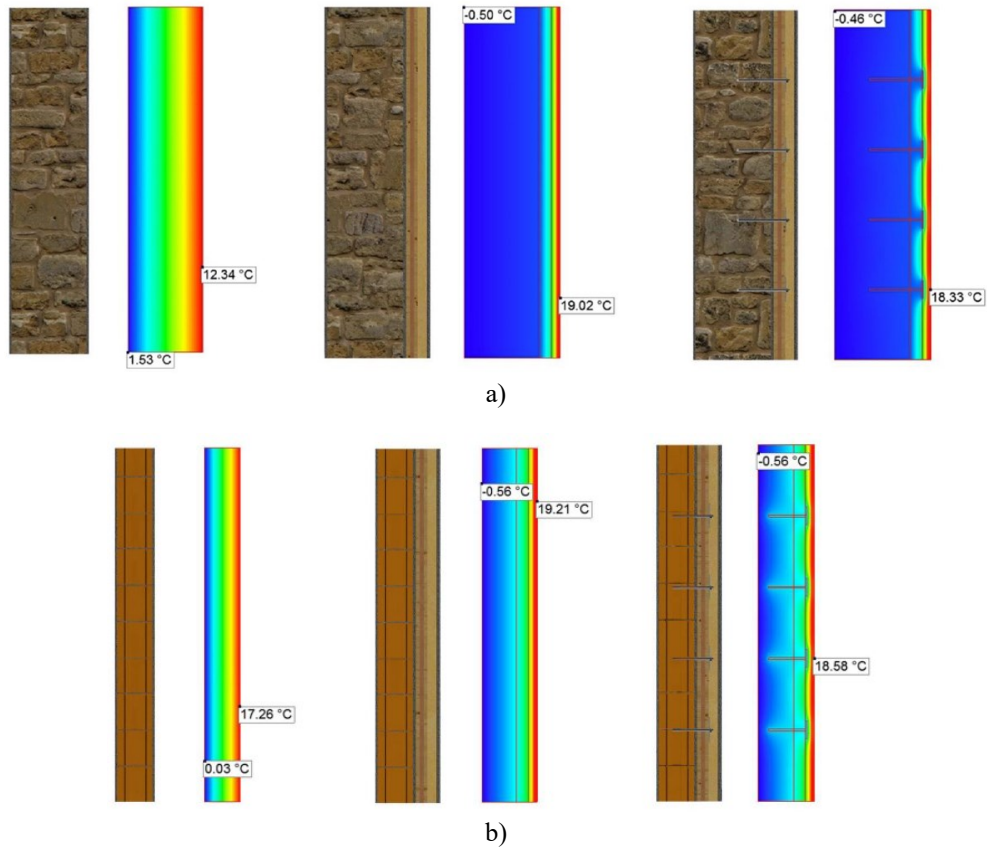
Nel caso in cui le partizioni interne ed i solai possano essere sostituiti, la soluzione preferibile ne prevede la demolizione, con il successivo inserimento di un nucleo in CLT [Fig. 1.4.3]. Dal punto di vista strutturale, la sostituzione dei solai esistenti con nuovi solai in CLT comporta grandi vantaggi in diverse situazioni. Qualora i solai preesistenti siano realizzati in laterocemento o altre tecnologie simili, la sostituzione permette una riduzione della massa globale dell'edificio con conseguente decremento delle forze inerziali, ovvero una diminuzione delle sollecitazioni sismiche. Nel caso in cui i solai siano invece in struttura lignea tradizionale, la sostituzione garantisce un adeguato funzionamento di controventamento di piano, essenziale al fine di assicurare un comportamento scatolare della struttura, come già definito in precedenza.



**Fig. 1.4.3** Schema di realizzazione del sistema di rinforzo (Valluzzi et al., 2021).

Il sistema di *retrofit* formulato può essere analizzato come una delle possibili tecniche di “facciatismo”, ovvero come la realizzazione di un edificio nuovo all'interno dell'involucro di un edificio storico (Lucchini et al., 2014). Ciò permette una piena conservazione delle facciate esterne e un eccellente miglioramento dal punto di vista energetico.

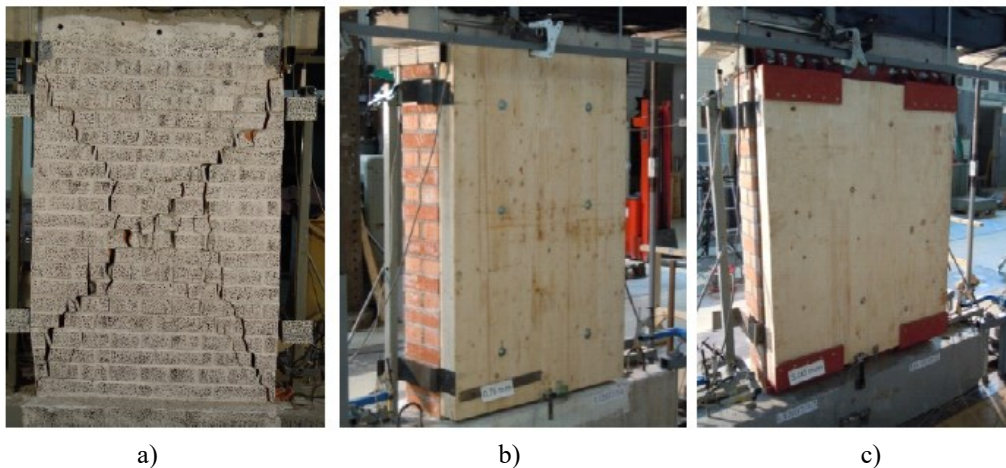
In tale contesto, un simile intervento è stato al centro di specifiche simulazioni numeriche, svolte con il fine di quantificare l'efficiamento correlato all'intervento [Fig. 1.4.4]. Dai risultati emerge la possibilità di ottenere riduzioni significative della trasmittanza termica, fino al 1000% nel caso di muratura in pietrame (Valluzzi et al., 2021).



**Fig. 1.4.4** Simulazioni di distribuzioni isothermiche: a) muratura in pietrame, b) muratura in laterizio (da sx a dx: muratura pre-intevento, sistema rinforzato, sistema rinforzato in prossimità dei fissaggi) (Valluzzi et al., 2021).

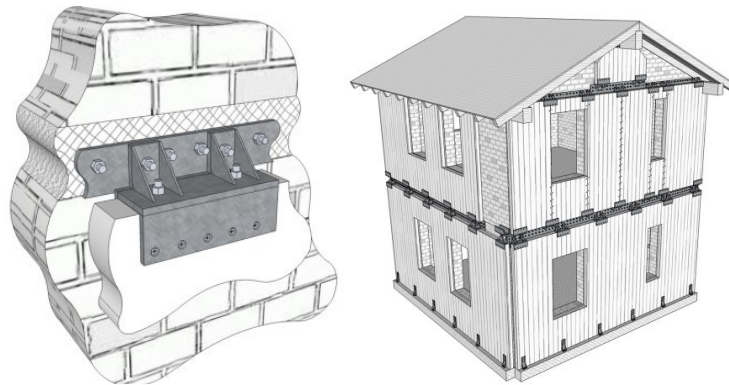
### 1.4.1 – TEST SPERIMENTALI

I principali risultati sperimentali relativi alla tecnica di rinforzo proposta riguardano singoli campioni murari accoppiati a pannelli CLT. I primi test sperimentali sono stati eseguiti all’Istituto di Ingegneria Civile di Lubiana, dove sono stati condotti test di tipo ciclico quasi-statico su sistemi accoppiati sia tramite incollaggio con resina epossidica che con collegamenti costituiti da specifici dispositivi metallici posti alle estremità inferiore e superiore dei pannelli [Fig. 1.4.5] (Sustersic, Dujic, 2014).



**Fig. 1.4.5** Test sperimentali svolti all’Istituto di Ingegneria Civile di Lubiana: a) pannello murario non rinforzato, b) pannello CLT incollato con resina epossidica al supporto murario, c) pannello CLT ancorato al supporto murario mediante collegamenti metallici (Sustersic, Dujic, 2014).

I risultati hanno condotto ad un significativo aumento di resistenza (+34%), uguale per i due sistemi di rinforzo testati, e ad un notevole incremento di capacità deformativa, in particolare per il sistema accoppiato tramite i dispositivi metallici (+100%). Tuttavia, è da tenere in considerazione che i collegamenti utilizzati nei test risultano applicabili solamente nel caso in cui i pannelli CLT siano applicati esternamente, come evidenziato da Fig. 1.4.6.



**Fig. 1.4.6** Sistemi di connessione progettati per il rinforzo esterno (Sustersic & Dujic, 2014).

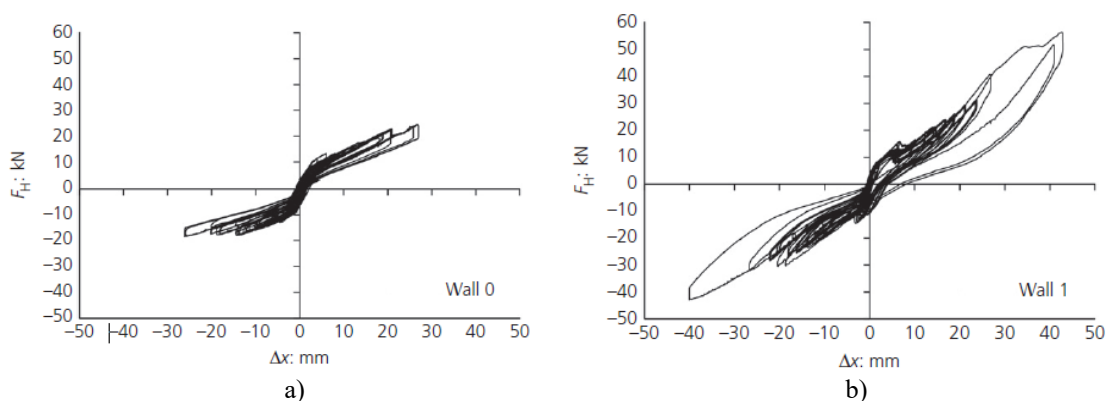
Altri test sperimentali sono stati eseguiti al Laboratorio di Materiali da Costruzione del DICEA all’Università di Padova (Pozza et al., 2017). In tale circostanza sono stati realizzati due campioni murari costituiti da elementi in laterizio semipieno del tipo “doppio UNI 12 cm” e malta M5, come definita dall’Eurocodice 6. Ad un campione murario sono stati accoppiati due pannelli CLT, uno per lato, ancorati alla muratura per mezzo di travi in alluminio e viti poste alla base e in sommità, applicate al fine di evitare lo scorrimento tra i pannelli ed il supporto murario. L’altro campione murario, invece, è stato mantenuto senza alcun rinforzo. I due pannelli, a cui è stato applicato un carico verticale di 0,42 MPa, sono

stati portati a rottura tramite prove cicliche a carico orizzontale eseguite per mezzo di un attuatore idraulico impostato sulla trave di alluminio superiore [Fig. 1.4.7].



**Fig. 1.4.7** Test sperimentali svolti all'Università degli Studi di Padova: a) pannello murario non rinforzato, b) pannello murario rinforzato (Pozza et al., 2017).

Il campione murario non rinforzato è giunto a collasso per *rocking* in zona tesa, mentre il sistema rinforzato ha avuto un collasso più complesso, che oltre al fenomeno di *rocking* ha comportato fenomeni di rottura in alcuni elementi della zona compressa e rifollamento in corrispondenza delle viti che collegavano i pannelli CLT alle travi in alluminio. Dai risultati ottenuti emerge che il sistema di rinforzo non alteri in modo sostanziale il comportamento elastico della muratura, comportando invece un incremento notevole delle prestazioni in fase post-elastica, sia per quanto concerne la resistenza massima (+148%) che la capacità deformativa e, di conseguenza, la duttilità del sistema (+104%) [Fig. 1.4.8].



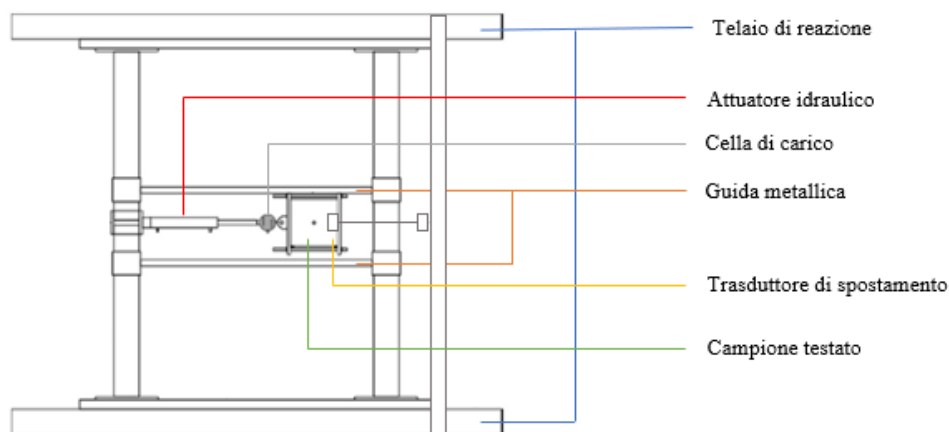
**Fig. 1.4.8** Curve sperimentali isteretiche carico-spostamento: a) pannello murario non rinforzato, b) sistema rinforzato (Pozza et al., 2017).

Differentemente dagli studi suddetti, un gruppo di ricerca afferente all'Università degli Studi di Trento propone una tecnica di rinforzo con pannelli CLT accoppiati alla muratura mediante connessioni diffuse [Fig. 1.4.9]. La presenza di elementi di fissaggio multipli, distribuiti su tutta la superficie di contatto, ha lo scopo di garantire una certa robustezza nei confronti di danni o difetti localizzati. La tecnica permette di ottenere una modalità di trasferimento delle sollecitazioni taglianti tale da migliorare anche il comportamento fuori piano della muratura. L'utilizzo di collegamenti metallici, rispetto a soluzioni che prevedono l'impiego di collanti come prodotti a base di resina epossidica, è inoltre preferibile dal punto di vista della reversibilità dell'intervento.



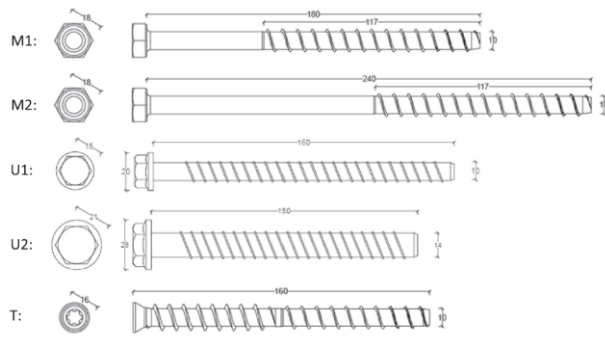
**Fig. 1.4.9** Intervento tipologico di rinforzo con pannelli CLT (Giongo et al., 2017).

In tale contesto di ricerca scientifica è stata eseguita una vasta campagna di prove di taglio sulle connessioni legno-muratura usufruendo di un edificio storico destinato alla demolizione (Riccadonna et al., 2019). La costruzione presentava una struttura in muratura, in parte in pietrame e in parte in mattoni di laterizio. Numerose prove sono state eseguite in condizioni di carico monotono e ciclico, mediante la configurazione di carico schematizzata in Fig. 1.4.10.



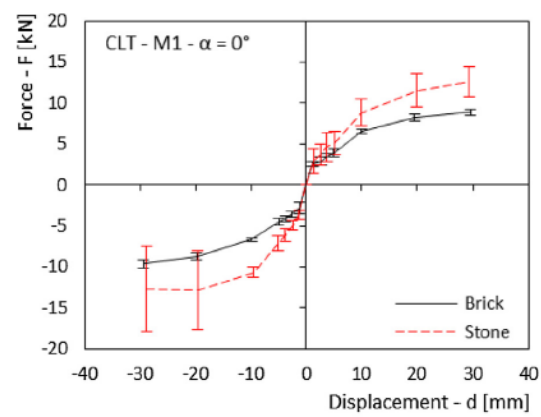
**Fig. 1.4.10** Schema della configurazione dei test (Riccadonna et al., 2019).

I test sono stati svolti con lo scopo di valutare il comportamento meccanico dei sistemi di collegamento, le loro modalità di rottura e l'incidenza dei principali parametri come la tipologia muraria, l'angolo di carico rispetto alla direzione principale del pannello CLT, la tipologia di connettori utilizzati. Per quanto riguarda quest'ultimo parametro, si specifica che sono state testate cinque tipologie differenti di dispositivi di fissaggio [Fig. 1.4.11].



**Fig. 1.4.11** Tipologie di dispositivi di fissaggio testate (Riccadonna et al., 2019).

Nella quasi totalità dei campioni murari testati la rottura è avvenuta lato muratura: nella muratura in pietrame si sono ottenuti generalmente valori di resistenza e rigidezza più elevati rispetto alla muratura in mattoni, manifestando tuttavia risultati più sparsi a causa della maggior variabilità e irregolarità del materiale, come evidenziato in Fig. 1.4.12.



**Fig. 1.4.12** Curve carico-spostamento sperimentali (Riccadonna et al., 2019).

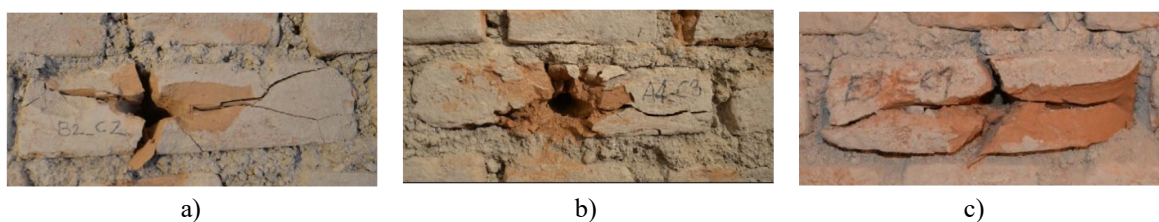
Negli elementi in pietra, con l'incremento del carico si è assistito generalmente a fenomeni di fessurazione a trazione [Fig. 1.4.13 a]. In alcuni campioni, tuttavia, il collasso del sistema di collegamento è avvenuto senza alcuna fessurazione, a causa dello schiacciamento dei giunti di malta adiacenti agli elementi testati [Fig. 1.4.13 b]. Tale fenomeno è evidentemente dovuto alle scarse prestazioni meccaniche della malta di calce presente e agli spessori rilevanti dei giunti.



**Fig. 1.4.13** Danneggiamento sperimentale osservato nella muratura in pietra: a) fessurazione a trazione, b) collasso del sistema per schiacciamento dei giunti di malta adiacenti al blocco (Riccadonna et al., 2019).

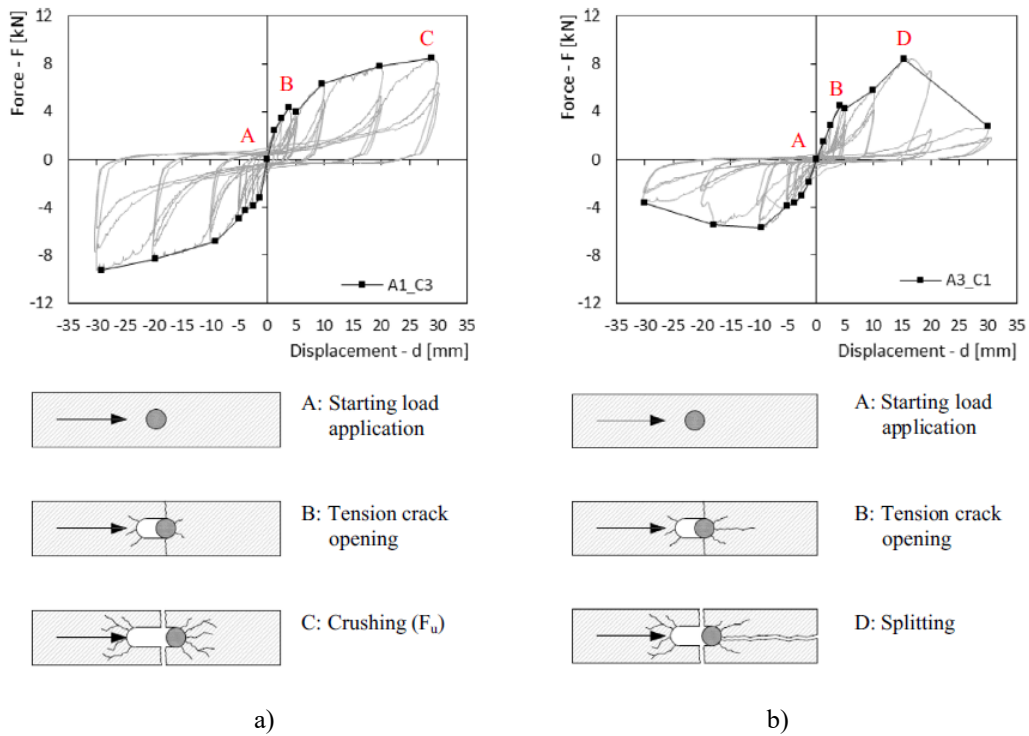
Nel caso della muratura in mattoni i test hanno condotto a tipologie di rottura più prevedibili. Ad eccezioni di pochi casi si è osservato a fenomeni di fessurazione a trazione [Fig. 1.4.14 a]. Successivamente, gli elementi resistenti sono giunti a rottura attraverso due modalità principali:

- Per *crushing*, ovvero per via dello schiacciamento del laterizio nell'intorno della zona di fissaggio [Fig. 1.4.14 b];
- Per *splitting*, ossia a causa dell'apertura di una fessura parallela alla direzione del carico [Fig. 1.4.14 c].



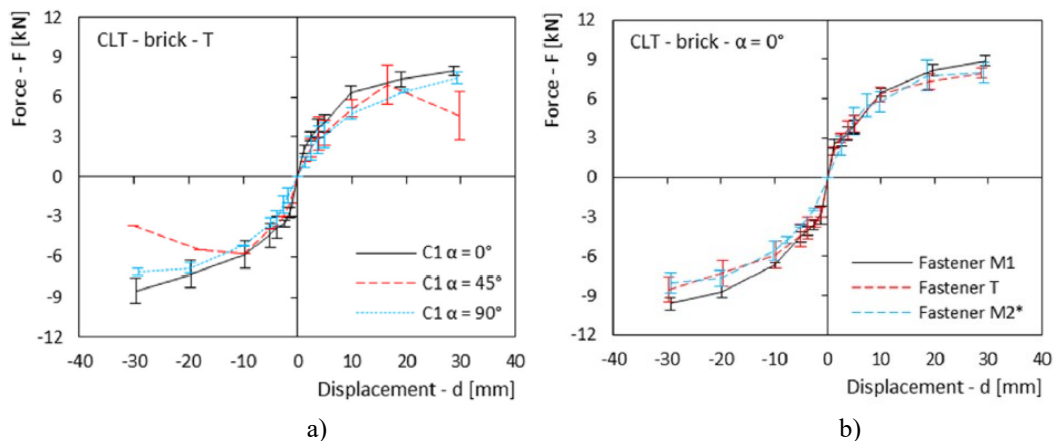
**Fig. 1.4.14** Danneggiamento sperimentale osservato nella muratura in mattoni: a) fessurazione a trazione, b) *crushing*, c) *splitting* (Riccadonna et al., 2019).

In corrispondenza dell'apertura delle fessure a trazione le curve carico-spostamento hanno mostrato un'improvvisa ma limitata perdita di capacità, non corrispondente all'effettivo cedimento della connessione, dato che la capacità resistente continuava ad aumentare. Nel caso di *crushing* la rottura è stata generalmente accompagnata dal cedimento del supporto in CLT e dalla formazione di cerniere plastiche nell'elemento di fissaggio, da cui ne risulta la dissipazione di notevole energia sismica, mentre nel caso di rottura per *splitting* si è avuta invece una perdita quasi totale di resistenza a causa della conseguente assenza di materiale di opposizione allo spostamento [Fig. 1.4.15]. È da considerare, comunque, che i fenomeni di *splitting* si sono ottenuti a grandi valori di spostamento, superiori a 15 mm, e comunque in minor quantità rispetto ai fenomeni di *crushing*.



**Fig. 1.4.15** Curve carico-spostamento sperimentali ottenute nella muratura in mattoni: a) fenomeno di *crushing*, b) fenomeno di *splitting* (Riccadonna et al., 2019).

A sostenere la tesi secondo cui la modalità di rottura e le prestazioni del collegamento siano correlate essenzialmente alla natura e alla qualità del supporto murario in oggetto, si precisa che gli altri parametri presi in considerazione si sono dimostrati poco rilevanti: l'incidenza della direzione del carico rispetto alla direzione principale del pannello CLT, per analizzare la quale sono stati testati campioni sollecitati a  $0^\circ$ ,  $45^\circ$  e  $90^\circ$ , si è dimostrata trascurabile, la tipologia di connettori metallici utilizzati ha manifestato variazioni marginali [Fig. 1.4.16].



**Fig. 1.4.16** Curve carico-spostamento sperimentali comparative: a) test parametrici sulla direzione del carico rispetto alla direzione principale del pannello CLT, b) test parametrici sulla tipologia di connettori (Riccadonna et al., 2019).

Per quanto concerne i dispositivi di fissaggio si sottolinea che, seppur in modo non particolarmente gravoso, l'utilizzo di elementi di fissaggio con diametro e momento di snervamento più elevati ha portato a prestazioni meccaniche più scadenti del sistema di connessione complessivo. Tale fenomeno è presumibilmente dovuto alla maggiore ampiezza necessaria del foro pilota, all'incremento di pressione esercitata sugli elementi resistenti per via dell'incremento di rigidità, al ritardamento o all'inibizione della formazione della cerniera plastica sul dispositivo metallico a causa del maggiore momento di snervamento.

Sulla base delle osservazioni proposte, si deduce che per la muratura in mattoni è efficace l'utilizzo dei fissaggi metallici. Per la muratura in pietrame, specie nel caso di una tessitura costituita da blocchi disordinati con giunti di malta spessi e irregolari, come quella presa in esame dai test sperimentali, è invece da tenere in considerazione la possibilità che avvengano rotture fragili. Di conseguenza, non essendo tale fenomeno stimabile con accuratezza, è opportuno aumentare il numero di fissaggi oppure adottare alternative basate sull'incollaggio dei pannelli tramite resine epossidiche.

Altri test sperimentali sono stati svolti dal medesimo gruppo di ricerca in una costruzione dismessa in provincia di Trento, al fine di analizzare il comportamento locale del sistema accoppiato costituito dal supporto murario e il pannello CLT (Giongo et al., 2021). Nello specifico, sono stati eseguiti test monotoni a taglio su tre campioni murari in mattoni e malta di calce. Tale campagna sperimentale rappresenta il principale riferimento su cui viene svolta la calibrazione della modellazione FEM della tecnica di rinforzo, si rimanda dunque al successivo capitolo § 2.1 per la descrizione dettagliata dei test e dei risultati ottenuti.

Nell'ultima fase sperimentale effettuata dal gruppo di ricerca dell'Università degli Studi di Trento sono stati effettuati test distruttivi a compressione diagonale su pannelli in muratura in pietrame (Rizzi et al., 2022). Per l'esecuzione dei test sono stati realizzati appositi pannelli di dimensioni  $110 \times 110 \times 40$  cm, costituiti da elementi in pietra dolomitica grossolanamente squadrata e malta di calce idraulica. Il rinforzo consisteva nell'applicazione di pannelli CLT di spessore pari a 6 cm su un lato dei campioni, collegati alla muratura per mezzo di n. 5 viti filettate  $\varnothing 14$  mm, inserite in appositi fori con diametro di 20 mm realizzati nella pietra ed ancorate per mezzo di resina epossidica. I fissaggi sono stati posti uno per angolo, più uno al centro del pannello [Fig. 1.4.17].



a)



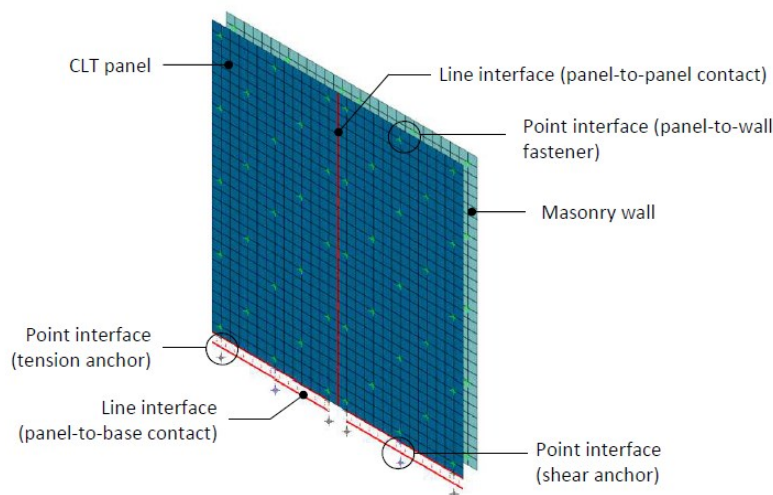
b)

**Fig. 1.4.17** Test a compressione diagonale: a) campione non rinforzato, b) campione rinforzato (Rizzi et al., 2022).

L'esecuzione dei test ha portato ogni campione a rottura per fessurazione diagonale, in cui le fessure si sono formate parallelamente alla direzione del carico come risultato dello sforzo di trazione diagonale ad esso perpendicolare. La fessurazione, che ha raggiunto ampiezze notevoli ( $> 20$  mm), ha quasi sempre interessato i giunti di malta, tranne in pochi casi in cui anche gli elementi in pietra sono stati coinvolti. I campioni rinforzati hanno mostrato un aumento medio di resistenza a taglio del 14% rispetto alla configurazione originale, tale incremento potrebbe essere stato mitigato dal modesto numero di connessioni legnomuratura e dalle dimensioni limitate dei pannelli.

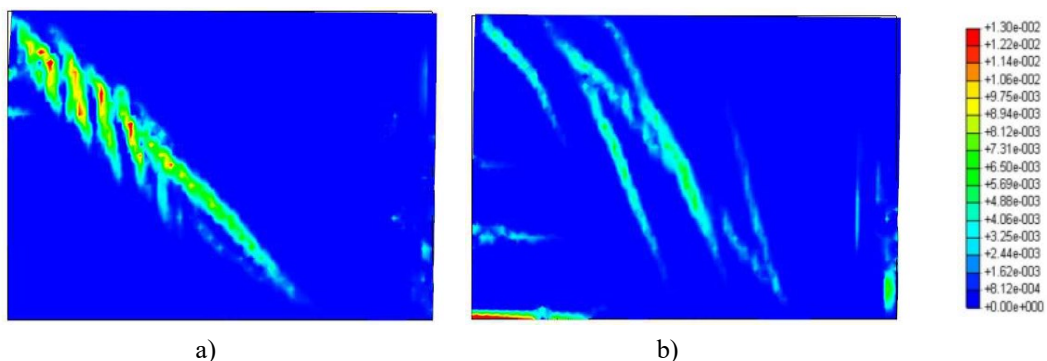
### 1.4.2 – MODELLAZIONE NUMERICA

La modellazione numerica ha spesso accompagnato i test sperimentali al fine di estenderne i risultati. Viceversa, i test sperimentali risultano indispensabili alla modellazione numerica in quanto sono necessari ad un'opportuna calibrazione dei modelli. Fin dai primi studi numerici, è stato osservato che ai fini della corretta valutazione del miglioramento strutturale offerto dal rinforzo in questione, devono essere presi in considerazione molteplici parametri in gioco: oltre alla geometria e ai parametri meccanici della muratura e dei pannelli CLT, è infatti essenziale la definizione dello specifico comportamento meccanico delle diverse connessioni, ovvero dei dispositivi di fissaggio tra i due pannelli, degli *hold down* e degli *angle bracket* [Fig. 1.4.18] (Giongo et al., 2017).



**Fig. 1.4.18** Mesh del modello numerico che rappresenta la tecnica di rinforzo (Giongo et al., 2017).

Le simulazioni numeriche eseguite hanno accertato il funzionamento in fase post-elastica del sistema e appurato un aumento considerevole della resistenza dei pannelli murari. Le analisi FEM, inoltre, hanno restituito importanti riscontri sul funzionamento della tecnica di rinforzo, dimostrando come questa permetta un danneggiamento meno gravoso in termini di ampiezza delle fessurazioni, ma più distribuito sulla superficie muraria [Fig. 1.4.19].

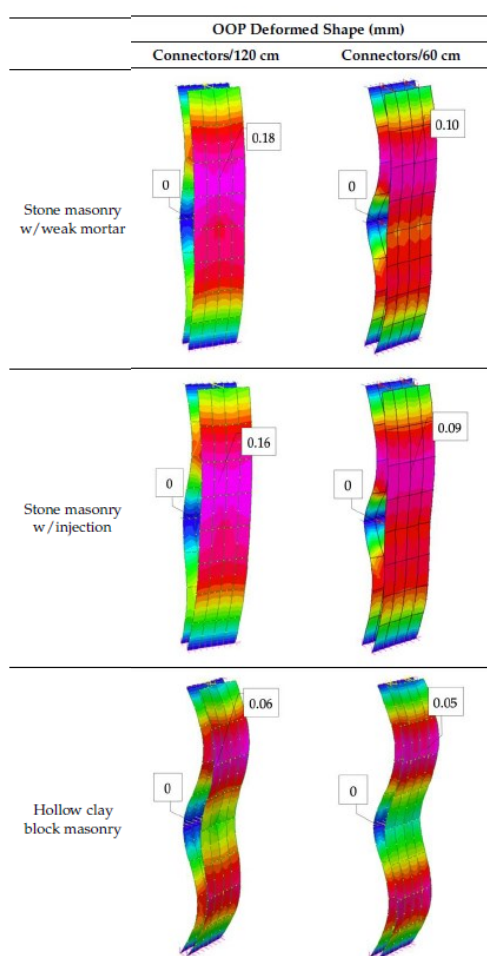


**Fig. 1.4.19** Pattern degli sforzi nella direzione principale: a) muratura non rinforzata, b) sistema rinforzato (Giongo et al., 2017).

Sulla base dei risultati sperimentali emersi dalle successive campagne di indagine, ulteriori studi si sono focalizzati sulla realizzazione di specifiche analisi parametriche del comportamento meccanico del sistema, valutando l'influenza delle principali caratteristiche interessate dalla tecnica di rinforzo (Cassol et al., 2021).

Altri studi hanno analizzato il comportamento fuori piano del sistema rinforzato (Valluzzi et al., 2021). Gli esiti hanno condotto alla tesi secondo cui il rinforzo riesca ad inibire sufficientemente i meccanismi fuori piano nel caso di murature con spessori ridotti, mentre

nel caso di murature con caratteristiche inerziali rilevanti la possibilità che si manifestino tali fenomeni dev'essere presa in considerazione [Fig. 1.4.20].



**Fig. 1.4.20** Pattern degli spostamenti fuori piano del sistema rinforzato (Valluzzi et al.,2021).

## 2 – ANALISI LOCALI DELLA TECNICA DI RINFORZO

### 2.1 – CALIBRAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI

La calibrazione del sistema di rinforzo consiste nella definizione di una tecnica di modellazione numerica validata sugli esiti ottenuti dai test sperimentali. Tale fase del lavoro viene considerata indispensabile in quanto la modellazione FEM, per quanto dettagliata possa essere, può condurre a risultati lontani dal reale funzionamento che si desidera simulare se priva di un'opportuna calibrazione. Questa viene svolta fondamentalmente basandosi sui risultati ottenuti dall'Università degli Studi di Trento (Giongo et al., 2021).

#### 2.1.1 – ESECUZIONE DEI TEST SPERIMENTALI

La campagna sperimentale presa in esame ha previsto l'esecuzione di test monotoni a taglio su pannelli murari isolati dalla struttura di un hotel in disuso situato nella zona termale di Comano Terme, in provincia di Trento. L'edificio è stato costruito nella seconda metà del XIX secolo ed è costituito da una struttura di tre piani in muratura in pietrame, su cui nella prima metà del XX secolo è stata realizzata una sopraelevazione di un piano in mattoni pieni in laterizio e malta di calce. Dalla sopraelevazione sono stati ricavati tre campioni, ottenuti dalle pareti interne, con spessore medio di 34 cm, costituiti da mattoni di dimensioni  $20 \times 10 \times 5$  cm e giunti di malta di spessore medio di 15 mm.

Prima di testare i pannelli, appositi campioni di mattoni e di malta sono stati estratti e sottoposti a test distruttivi in laboratorio. Le proprietà meccaniche dei mattoni, definite in conformità con i metodi imposti dall'ASTM C67 (*Standard Test Methods for Sampling and Testing Brick and Structural Clay Tile*) sono riportate in Tab. 2.1.1.

**Tab. 2.1.1** Caratteristiche meccaniche medie dei mattoni.

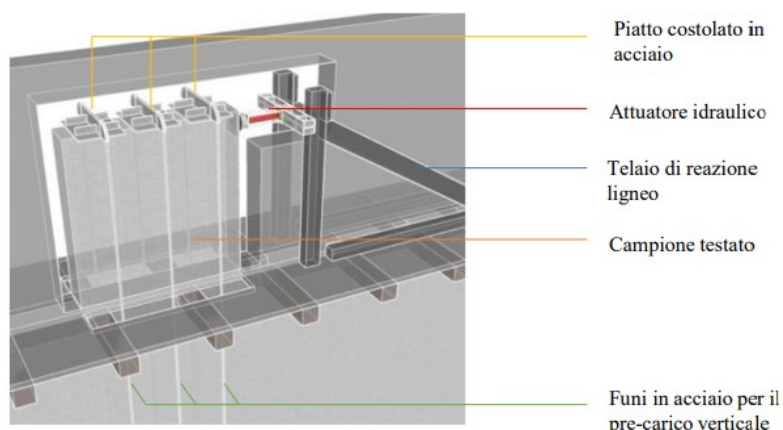
Proprietà			n. di campioni testati	Valore medio	CoV (coefficiente di variazione)
Resistenza a compressione	$f_{bc}$	[MPa]	15	14,83	0,32
Resistenza a flessione	$f_{bt}$	[MPa]	15	3,70	0,29
Modulo di elasticità	$E_{bc}$	[MPa]	7	1225	0,43

Per via dell'elevata variabilità nello spessore dei giunti e della difficoltà di rimuovere campioni indisturbati, i campioni di malta sono stati inevitabilmente caratterizzati da diverse dimensioni e forme. Il valore del modulo elastico è stato determinato considerando i risultati tra il 10% e il 40% del carico massimo. La resistenza a compressione media è stata definita sulla base di una serie di fattori di modifica che tengono conto della dimensione e della forma dei campioni, l'adozione dei quali dovrebbe portare a valori di resistenza coerenti con quelli ottenibili da campioni standard, di dimensioni  $50 \times 50 \times 50$  mm (Lumantarna, 2012) [Tab. 2.1.2].

**Tab. 2.1.2** Caratteristiche meccaniche medie della malta.

Proprietà			n. di campioni testati	Valore medio	CoV
Modulo di elasticità	$E_{mc}$	[MPa]	13	97,9	0,30
Resistenza a compressione	$f_{mc}$	[MPa]	15	4,59	0,54

Dopo la rimozione dell'intonaco, sono state isolate le porzioni di muratura interessate, di dimensioni  $180 \times 180$  cm. Ai pannelli è stato applicato un carico verticale sulla sommità pari a 0,22 MPa, considerato analogo alla sollecitazione gravitazionale alla base di un edificio di tre piani. Il carico è stato attuato per mezzo di tre funi d'acciaio  $\varnothing 14$  mm, ancorate a cordoli in calcestruzzo armato situati al primo piano e collegate a piatti costolati in acciaio posti al di sopra dei campioni, appositamente progettati per consentire un trasferimento uniforme del carico sulla superficie dei pannelli. Il carico orizzontale è stato applicato da un martinetto idraulico, la reazione al carico laterale è stata fornita da un sistema di telai di legno ancorati alla soletta in calcestruzzo armato del solaio sottostante. Per prevenire fenomeni di schiacciamento locale della muratura a causa della concentrazione di forza nell'area circostante al punto d'applicazione della stessa è stata posta una piastra d'acciaio, posizionata sopra un apposito strato di 20 mm di malta ad alta resistenza. L'intensità della forza laterale è stata misurata da una cella di carico da 300 kN, le deformazioni da un sistema di trasduttori posizionati sulla superficie dei pannelli, gli spostamenti orizzontali assoluti per mezzo di un trasformatore differenziale variabile lineare (LVDT) posizionato in corrispondenza dell'attuatore e di una coppia di trasduttori posti all'estremità del campione [Fig. 2.1.1].



**Fig. 2.1.1** Schema della configurazione del test (Giongo et al., 2021).

I campioni 1 e 2 sono stati prima testati nella condizione originaria (AsB-1 e AsB-2), fino al raggiungimento della loro capacità resistente limite, e poi ritestati dopo essere stati rinforzati con i pannelli CLT (RP-1 e RP-2). Differentemente, il campione 3 è stato testato una sola volta, con il rinforzo applicato al campione non danneggiato (R-3). I campioni RP-1 e RP-2 simulano la possibilità di intervenire su una porzione muraria gravemente danneggiata in seguito a scosse sismiche, mentre il campione R-3 prevede una soluzione destinata al miglioramento delle prestazioni meccaniche di un supporto murario che non presenta precedenti dissesti. Essendo lo scopo della presente tesi la comprensione del funzionamento della tecnica di rinforzo nel caso di *retrofit*, nella fase di calibrazione dei modelli verrà considerato il campione R-3, mentre per le proprietà meccaniche della muratura sarà considerato il campione AsB-1.

Per la preparazione ai test del campione R-3, al supporto murario è stato accoppiato un pannello CLT a tre strati (20+20+20 mm), posto in modo tale da avere i lati esterni con la direzione della fibra verticale. Il legno costituente il pannello CLT era di classe C24, le cui caratteristiche meccaniche sono riportate nella Tab. 2.1.3.

**Tab. 2.1.3** Caratteristiche meccaniche medie del legno C24.

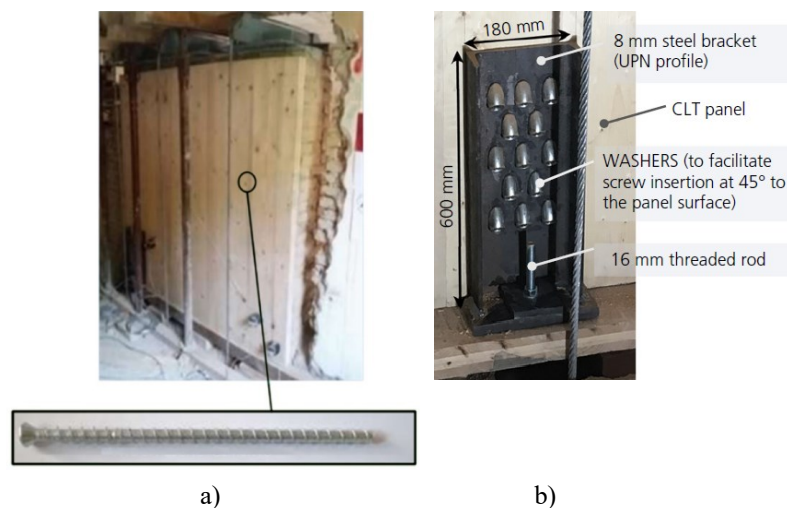
Proprietà			Legno C24
Resistenza a flessione	$f_{m,k}$	[MPa]	24
Resistenza a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,k}$	[MPa]	14
Resistenza a trazione perpendicolare alla fibra	$f_{t,90,k}$	[MPa]	0,4
Resistenza a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,k}$	[MPa]	21
Resistenza a compressione perpendicolare alla fibra	$f_{c,90,k}$	[MPa]	2,4
Resistenza a taglio	$f_{v,k}$	[MPa]	4,0
Modulo di elasticità	$E_{0,mean}$	[MPa]	11000
Modulo di taglio	$G_{mean}$	[MPa]	690
Densità principale	$\rho_{mean}$	[kg/m <sup>3</sup> ]	420

Il pannello CLT è stato connesso al supporto murario per mezzo di n. 25 dispositivi di fissaggio ( $\approx 8/m^2$ ), disposti con un interasse di 30 cm sia in direzione verticale che orizzontale e a una distanza di 30 cm dai bordi del pannello. Nello specifico, trattasi di viti autofilettanti da legno-cemento, le cui caratteristiche sono riportate in Tab. 2.1.4.

**Tab. 2.1.4** Caratteristiche geometriche e meccaniche delle viti.

Proprietà			Viti da legno-cemento
Lunghezza totale	L	[mm]	230
Lunghezza della parte filettata	$L_t$	[mm]	160
Diametro della parte filettata	$d_{thread}$	[mm]	10
Diametro del nucleo	$d_{core}$	[mm]	7,5
Diametro del foro	$d_{hole}$	[mm]	8
Resistenza assiale	$N_{Rks}$	[kN]	58
Resistenza a flessione	$M_{Rks}$	[kN]	65

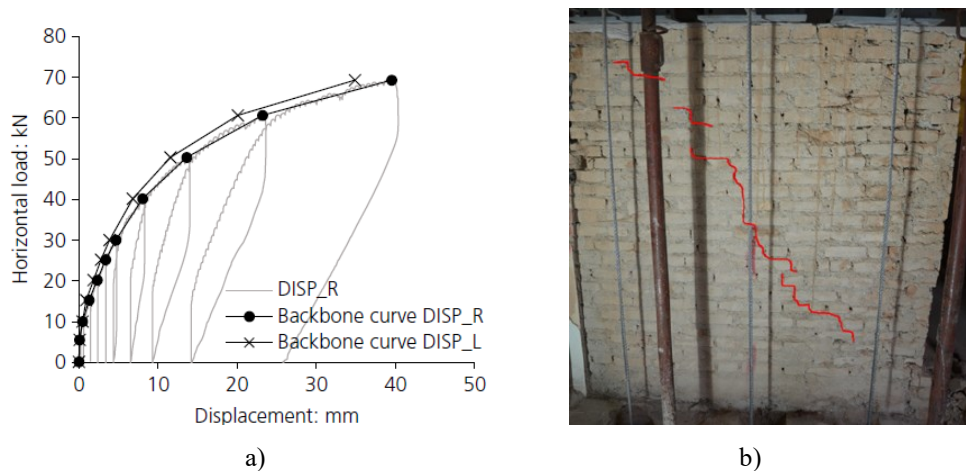
Un profilo UPN d'acciaio di spessore 8 mm è stato fissato al pannello CLT con 13 viti  $\varnothing 8$  mm  $\times$  80 mm e collegato alla struttura del solaio sottostante tramite una barra filettata in acciaio  $\varnothing 16$  mm [Fig. 2.1.3]. Tale dispositivo è stato utilizzato come *hold down*, ovvero per evitare il sollevamento del pannello, ed è stato concepito per fornire una sovreresistenza tale da non sperimentarne la possibile rottura.



**Fig. 2.1.3** Campione R-3: a) vista generale con evidenziazione delle viti legno-cemento, b) *hold down* (Giongo et al., 2021).

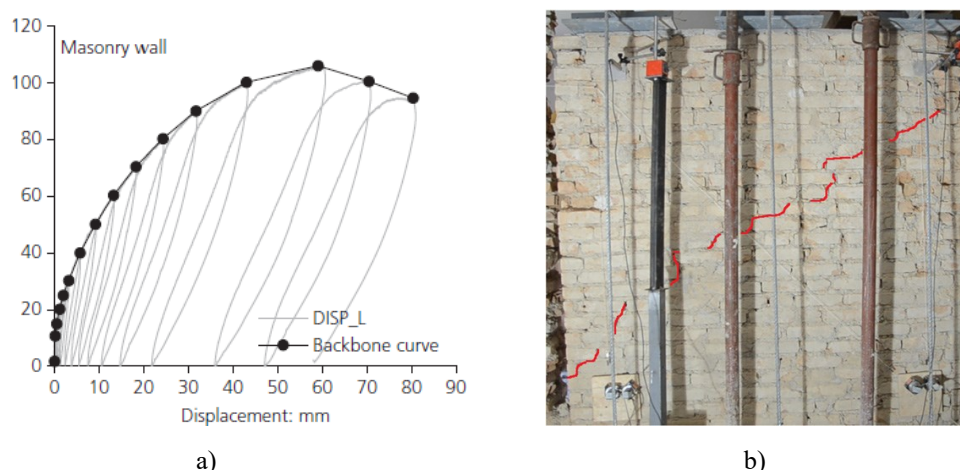
Il programma di carico ha previsto l'applicazione della forza orizzontale per mezzo di semicicli, seguendo una procedura graduale di 5 kN di carico fino a 30 kN, dopo di che la dimensione degli *step* è stata aumentata a 10 kN fino al raggiungimento del carico massimo. Nel campione AsB-1 la rottura è stata identificata in corrispondenza della formazione di una

fessura diagonale a gradini, coinvolgente sia la malta che i mattoni, ottenuta ad un livello di carico di 69,3 kN [Fig. 2.1.4].



**Fig. 2.1.4** Esito del test svolto sul campione AsB-1: a) curva carico-spostamento, b) stato fessurativo al termine del test (Giongo et al., 2021).

Nel caso del campione R-3, dopo aver svolto i medesimi step di carico, è stata raggiunta una capacità resistente massima di 106,0 kN, anche in questo caso con un chiaro meccanismo di rottura a taglio. Successivamente, sono stati eseguiti due ulteriori semicicli sotto controllo deformativo, aumentando l'ampiezza dello spostamento di 10 mm ad ogni *step*. Il pannello ha mostrato in questa fase una perdita di capacità resistente, fino ad un decremento finale della stessa di circa il 10%. Si sottolinea come la fessura diagonale del campione R-3, rispetto a quella sviluppata nel campione AsB-1, risultasse più estesa, inglobando dunque un maggior numero di elementi resistenti [Fig. 2.1.5].



**Fig. 2.1.5** Esito del test svolto sul campione R-3: a) curva carico-spostamento, b) stato fessurativo al termine del test (Giongo et al., 2021).

Confrontando i risultati dei restanti campioni testati, raffigurati in Fig. 2.1.6, si nota una notevole coerenza tra le risposte dei pannelli AsB-1 e AsB-2. Ciò rende plausibile che anche il campione 3 avrebbe mostrato un comportamento simile, se testato nella condizione non rinforzata.

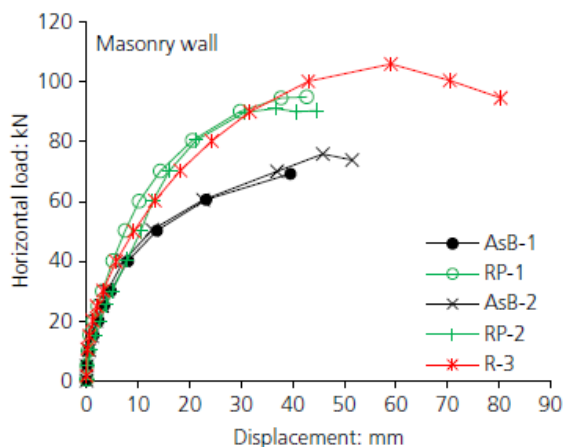


Fig. 2.1.6 Curve carico-spostamento comparative (Giongo et al., 2021).

Si ritiene dunque possibile confrontare gli indici meccanici principali dei pannelli AsB-1 e R-3 [Tab.2.1.5]. Si precisa che non essendo stato possibile svolgere il test sul campione AsB-1 fino al ramo discendente della curva carico-spostamento, non vengono considerati gli spostamenti ultimi, bensì gli spostamenti in corrispondenza della resistenza massima. In tale ottica, il calcolo della dissipazione energetica, ovvero dell'area sottesa dal diagramma, viene limitato a tale livello deformativo anche per il campione R-3.

Tab. 2.1.5 Comparazione delle proprietà meccaniche dei pannelli.

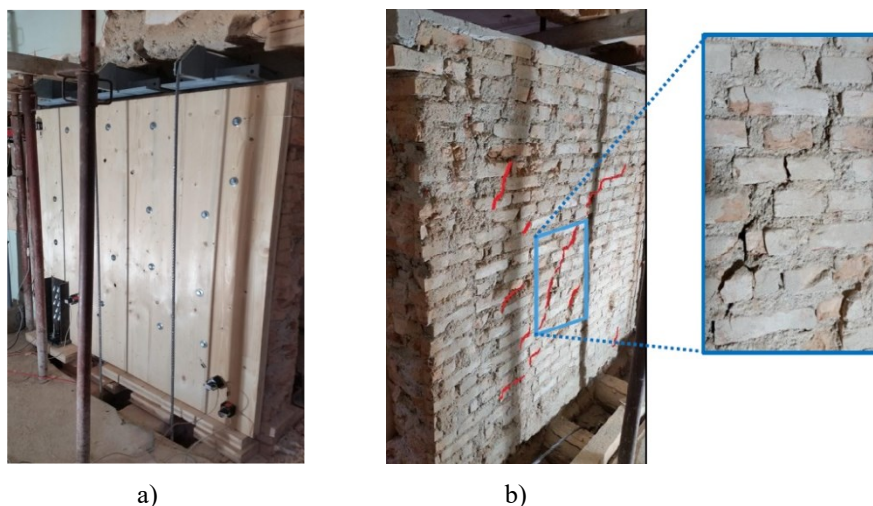
			AsB-1	R-3
Resistenza massima	$F_{MAX}$	[kN]	69,3	106,0
	VAR	[%]	-	53%
Spostamento in corrispondenza del picco	$d(F_{MAX})$	[mm]	39,0	59,0
	VAR	[%]	-	51%
Rigidezza elastica pannello	$k_{EL}$	[kN/mm]	6,6	5,3
	VAR	[%]	-	-20%
Dissipazione energetica	U	[J]	1990	4651
	VAR	[%]	-	134%

Dai risultati emerge un aumento considerevole di capacità resistente (+53%) e dello spostamento in corrispondenza della massima capacità resistente, ovvero del “picco” della curva (+51%), da cui segue anche un incremento rilevante di dissipazione energetica (+134%). Il rinforzo dimostra inoltre di avere un impatto poco rilevante in termini di rigidità elastica, come già riscontrato da test sperimentali analoghi e dalle simulazioni numeriche di cui al § 1.4. La dissipazione di energia è connessa, in gran parte, allo snervamento dei dispositivi di fissaggio, come dimostrato dal livello deformativo delle viti estratte dopo il test eseguito sul campione R-3 [Fig. 2.1.7].



**Fig. 2.1.7** Deformazione residua delle viti estratte dal campione R-3 (Giongo et al., 2021).

Pur non essendo di diretto interesse ai fini della successiva calibrazione, si ritiene opportuno presentare alcune osservazioni in merito ai risultati ottenuti per i campioni RP-1 e RP-2. Dopo l'esecuzione dei test sui campioni AsB-1 e AsB-2, i pannelli sono stati rinforzati in modo simile a quanto svolto per il campione R-3. La principale differenza è rappresentata dalla disposizione dei fissaggi, definita in questo caso in modo tale da evitare le zone fessurate dai test svolti sui campioni non rinforzati ( $\approx 5/m^2$ ) [Fig. 2.1.8 a]. Nel caso del campione AsB-2, inoltre, sono stati utilizzati dispositivi di fissaggio differenti da quelli visti precedentemente, ovvero connettori da cemento con rondella. Rispetto ai pannelli AsB-1 e AsB-2, dalle curve carico-spostamento dei pannelli RP-1 e RP-2 emerge un incremento della capacità resistente originaria della parete di oltre 20%, il che dimostra l'efficacia della tecnica di rinforzo anche nel caso di applicazione a pannelli murari già severamente danneggiati. Dall'analisi dello stato fessurativo presente dopo i test si può inoltre comprendere come nella muratura rinforzata il danneggiamento sia stato distribuito più uniformemente sulla superficie, moltiplicando il numero delle fessure e limitando al contempo l'ampiezza della fessura diagonale principale [Fig. 2.1.8 b].



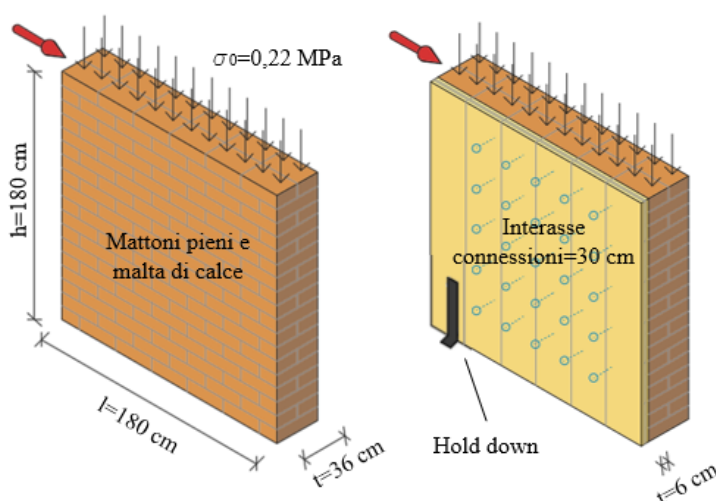
**Fig. 2.1.8** Campione AsB-2: a) configurazione del pannello pre-test, b) stato fessurativo post-test (Giongo et al., 2021).

## 2.1.2 – MODELLAZIONE NUMERICA

La fase di calibrazione della tecnica di modellazione numerica si compone di due stadi principali:

- La definizione della procedura di modellazione e del modello meccanico maggiormente adeguati alla simulazione della muratura costituente il campione AsB-1;
- La validazione della strategia di modellazione definita per simulare il comportamento del rinforzo, svolta sul riferimento del campione R-3.

A scopo riepilogativo, in Fig. 2.1.9 viene presentata la schematizzazione dei suddetti sistemi.

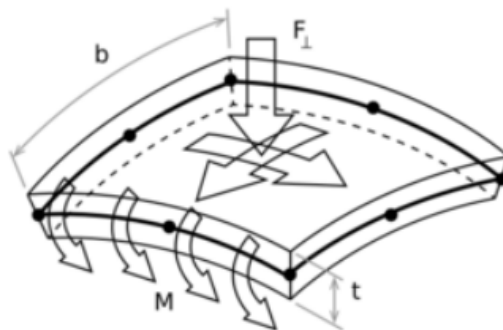


**Fig. 2.1.9** Schematizzazione dei campioni AsB-1 e R-3.

La modellazione numerica viene svolta mediante il *software* FEM *Diana Fea*. Il campione AsB-1 viene definito mediante elementi bidimensionali, nello specifico *regular curved shell*. Questi elementi si basano sull'approccio isoparametrico di solido degenerato, ovvero secondo una teoria fondata su due ipotesi principali:

- Gli sforzi normali, ovvero le sollecitazioni di compressione e trazione, sono tra loro sempre ortogonali, ma non necessariamente ortogonali alla superficie dell'elemento *shell*. La deformazione trasversale tagliante è inclusa secondo la teoria di *Mindlin-Reissner*, ovvero viene determinata sulla base di un ipotetico andamento parabolico delle tensioni di taglio nello spessore dell'elemento;
- La componente di sollecitazione normale alla direzione ortogonale dell'elemento è pari a zero:  $\sigma_{zz}(\xi, \eta, z) = 0$ . Il piano tangente all'elemento è attraversato da un sistema di coordinate cartesiane locali  $(x_1, y_1)$  definito in ogni punto dell'elemento con  $x_1$  e  $y_1$  tangenti ad esso e  $z_1$  perpendicolare.

Ogni nodo dell'elemento possiede cinque gradi di libertà: tre traslazioni e due rotazioni, l'unico grado di libertà non permesso è relativo alla deformazione torcente [Fig. 2.1.10] (TNO Building and Construction Research, 2021).



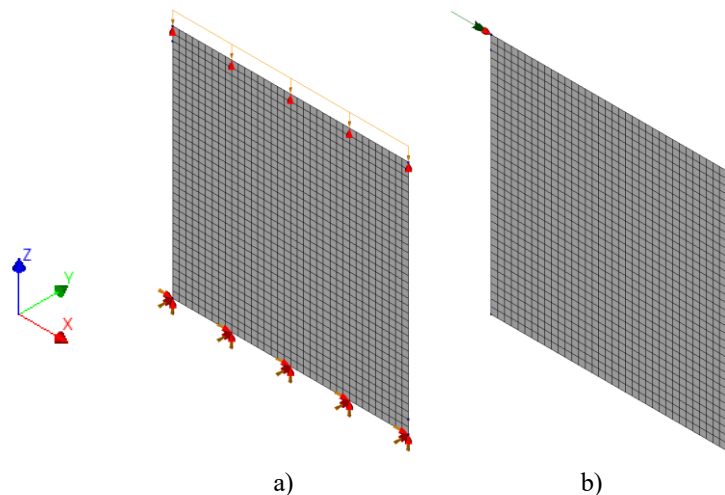
**Fig. 2.1.10** Schema dell'elemento *regular curved shell* (TNO Building and Construction Research, 2021).

Viene quindi sviluppato il modello corrispondente al pannello AsB-1, implementandone le reali dimensioni ed il carico verticale applicato durante i test. Una questione rilevante riguarda le condizioni di vincolo imposte. Nel modello FEM viene ipotizzato che il pannello sia incastrato alla base e che vi siano degli ulteriori vincoli in sommità, tali da inibirne il possibile sollevamento. Nei test sperimentali il vincolo superiore è rappresentato da un sistema di piatti e funi in acciaio, il quale non assicura un irrigidimento totale. La definizione dell'effettiva rigidità del sistema descritto risulta una questione particolarmente complessa, posta anche dal gruppo di ricerca dell'Università degli Studi di Trento che ha

svolto i test (Giongo et al., 2021). Dato l'obiettivo della presente fase di lavoro, si è comunque ritenuto che la condizione di vincolo assunta non discostasse in modo tangibile da quanto eseguito durante i test [Fig. 2.1.11 a].

Nel modello viene definita una *mesh* regolare di dimensione 50 mm, equivalente alla dimensione minore dei mattoni che costituiscono la muratura (Lourenco, Pereira, 2016).

A differenza dei test, in cui il carico è stato applicato in modo monotono, il modello è stato oggetto di analisi *pushover*: è stato quindi posto un carrello lungo l'asse X ad un vertice superiore, a cui è stato imposto uno spostamento di 50 mm [Fig. 2.1.11 b]. In sommità al pannello viene inserito un collegamento (*tying*) tale da uniformare gli spostamenti lungo l'asse X di tutti i nodi connessi. La deformazione è applicata mediante *step* di carico corrispondenti allo 0,1% del valore totale.

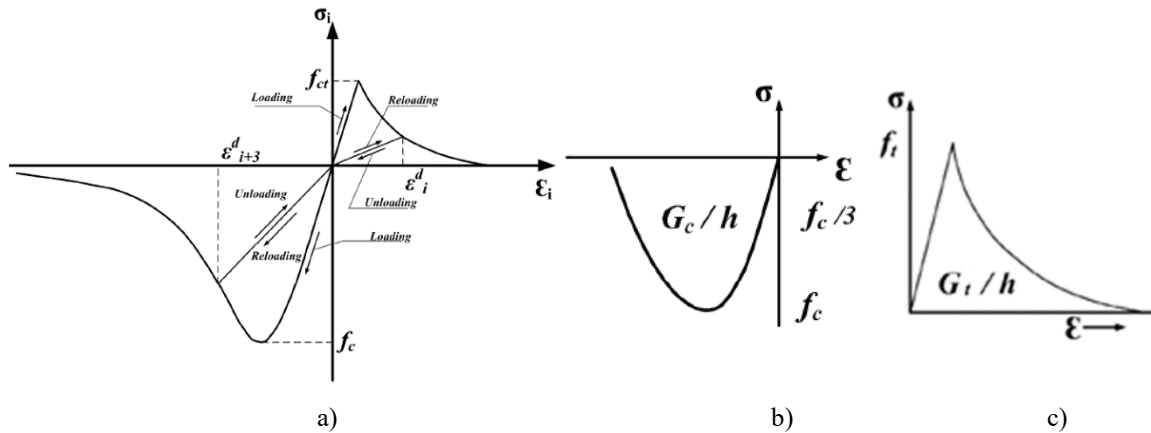


**Fig. 2.1.11** Mesh del modello AsB-1: a) evidenziazione delle condizioni di vincolo, b) evidenziazione dell'impostazione dell'analisi *pushover*.

Trattandosi di analisi non lineari, è definire lo schema iterativo e il criterio di convergenza. Nello specifico, per quanto riguarda il primo viene impostato il metodo *Newton-Raphson* regolare, il quale prevede il calcolo della matrice di rigidità ad ogni iterazione effettuata. Per la convergenza viene invece definito il criterio di energia con tolleranza pari a  $10^{-4}$ , viene inoltre impostato che in caso di mancata convergenza in n. 100 iterazioni l'analisi avrebbe proseguito.

Per quanto riguarda il modello di comportamento assegnato alla muratura viene definito il modello *total strain fixed crack*, ovvero un modello a danno diffuso, già brevemente descritto al § 1.2.2. Tale modello prevede un comportamento del materiale non lineare, con comportamento diversificato a compressione e trazione. A tal merito, si sottolinea come

*Diana Fea* permetta di implementare una grande varietà di leggi costitutive: nel caso in questione viene definito un comportamento parabolico a compressione ed esponenziale a trazione [Fig. 2.1.12].



**Fig. 2.1.12** Modello *total strain fixed crack*: a) legge costitutiva, b) diagramma parabolico a compressione, c) diagramma esponenziale a trazione (TNO Building and Construction Research, 2021).

I parametri necessari alla definizione del modello *total strain fixed crack* sono il modulo elastico  $E$ , il coefficiente di Poisson  $\nu$ , le resistenze a compressione e trazione  $f_c$  e  $f_t$ , le relative energie di frattura  $G_c$  e  $G_t$ , il parametro  $\beta$  e la massa volumica  $w$ .

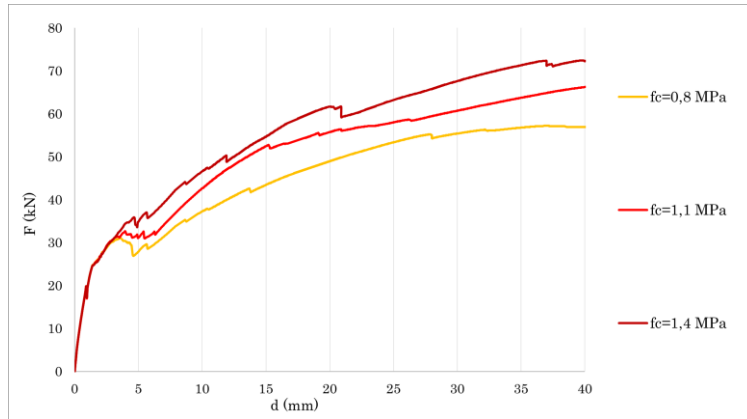
Il modello si basa sullo sviluppo dello stato fessurativo, secondo la seguente procedura:

- La fessurazione si innesca quando la sollecitazione principale è uguale alla resistenza a trazione del materiale, l'orientamento iniziale della fessura è ortogonale alla massima deformazione principale;
- Il sistema di coordinate è fissato al momento della fessurazione iniziale e rimane invariato durante il processo di analisi;
- Il parametro  $\beta$  rappresenta un fattore di ritenzione a taglio, la definizione dello stesso comporta la diminuzione della rigidità a taglio secondo la formulazione:

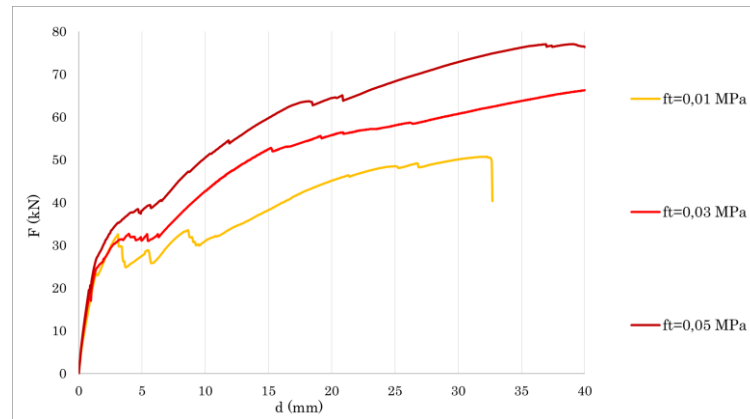
$$G_{cr} = \beta * G \quad (2.1.1)$$

Nella fase di definizione dei parametri meccanici vengono assunti un valore del modulo elastico pari a 381,2 MPa, uguale a quello restituito dalla campagna sperimentale, calcolato sulla base della rigidità elastica del pannello, e una massa volumica di 1800 kg/m<sup>3</sup>, coerentemente con quanto espresso dalla Circolare NTC2018 alla tabella C8.5.I per la muratura in mattoni pieni e malta di calce. Per la definizione degli altri parametri meccanici vengono svolte apposite analisi di sensitività, con il fine di definire i valori maggiormente

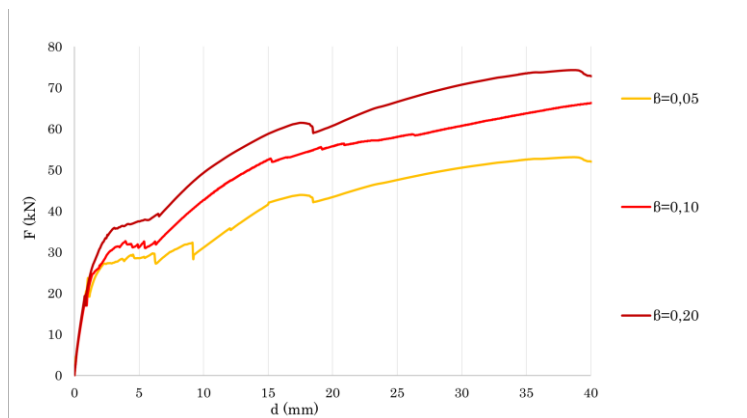
indicati per la simulazione della specifica muratura. Tra le analisi di sensitività eseguite, in Fig. 2.1.13 sono presentate quelle considerate più significative.



a)



b)



c)

**Fig. 2.1.13** Curve carico-spostamento comparative: a) parametro  $f_c$ , b) parametro  $f_t$ , c) parametro  $\beta$ .

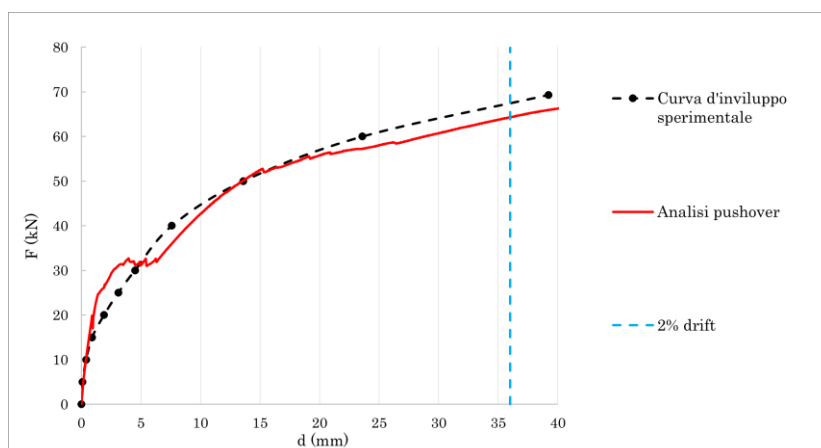
Dalle analisi di sensitività si evidenzia come la resistenza a trazione sia maggiormente rilevante rispetto a quello a compressione, come presumibile nel caso di rottura a taglio per fessurazione diagonale. Si sottolinea inoltre la forte influenza del parametro  $\beta$ , ovvero del fattore che determina la riduzione di rigidità tagliante in fase fessurata.

I parametri così definiti ed implementati nel modello vengono riepilogati in Tab. 2.1.6.

**Tab. 2.1.6** Parametri meccanici attribuiti al modello FEM.

E	[MPa]	381,2
$\nu$	[-]	0,25
$f_c$	[MPa]	1,10
$G_c$	[N/mm]	2,96
$f_t$	[MPa]	0,03
$G_t$	[N/mm]	0,02
$\beta$	[-]	0,10
w	[kg/m <sup>3</sup> ]	1800

Il risultato dell'analisi *pushover*, in termini di curva carico-spostamento, viene comparato all'esito sperimentale in Fig. 2.1.14. Lo spostamento viene determinato assumendo come punto di controllo il nodo a cui viene applicata la deformata, mentre per la determinazione della forza viene calcolata la sommatoria delle forze reagenti ai nodi di base. Nella curva carico-spostamento viene raffigurato il livello di *drift*, il rapporto tra lo spostamento laterale in testa e l'altezza del pannello, pari al 2%. Si considera che oltre tale livello deformativo i risultati perdano di attendibilità. A supporto di tale tesi si sottolinea come le NTC2018 impongano un livello di *drift* allo stato limite di collasso, nel caso di rottura a taglio, pari a 0,5%.



**Fig. 2.1.14** Curva carico-spostamento ottenuta dall'analisi *pushover* comparata con il risultato sperimentale.

Si evidenzia come i parametri meccanici ottenuti risultino particolarmente bassi, specie se confrontati con i valori forniti dalla tabella C8.5.I per la medesima tipologia muraria [Tab. 2.1.7]. In particolare, il modulo elastico risulta piuttosto modesto: si specifica che nel caso del campione AsB-2, non oggetto della presente calibrazione, era stato ottenuto un valore ancor inferiore, pari a 239,9 MPa. Anche il valore della resistenza a compressione, rispetto ai valori ottenuti dai test distruttivi eseguiti sui mattoni e sulla malta, risulta inferiore rispetto a quanto previsto.

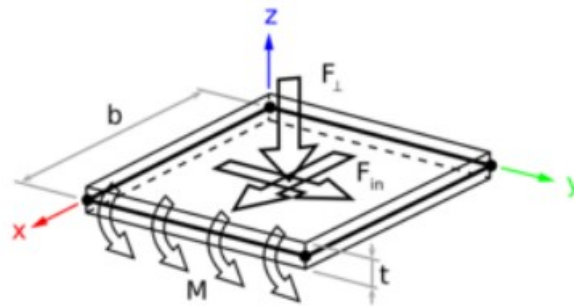
**Tab. 2.1.7** Comparazione con i parametri meccanici della Tabella C8.5.I.

		Campione AsB-1	Parametri Tabella C8.5.I
E	[MPa]	381,2	1200-1800
f <sub>c</sub>	[MPa]	1,10	2,6-4,3
f <sub>t</sub>	[MPa]	0,03	0,075-0,195

Sulla base di quanto espresso, si presume che i test siano stati parzialmente condizionati da situazioni quali la disomogeneità della muratura, fenomeni di scorrimento sui giunti di malta, il verificarsi di “effetti scala” dovuti alle dimensioni ridotte dei campioni testati, situazioni non simulabili mediante la modellazione FEM. Si ricorda inoltre come la modellazione del materiale muratura risulti soggetta ad ipotesi semplificative non trascurabili: al modello, infatti, viene attribuito un materiale continuo ed omogeneo. Una tecnica di modellazione più raffinata avrebbe previsto l’implementazione di un micromodello, tuttavia, tale tecnica non sarebbe impiegabile su scala globale, e risulterebbe dunque superflua per gli obiettivi del presente lavoro di tesi.

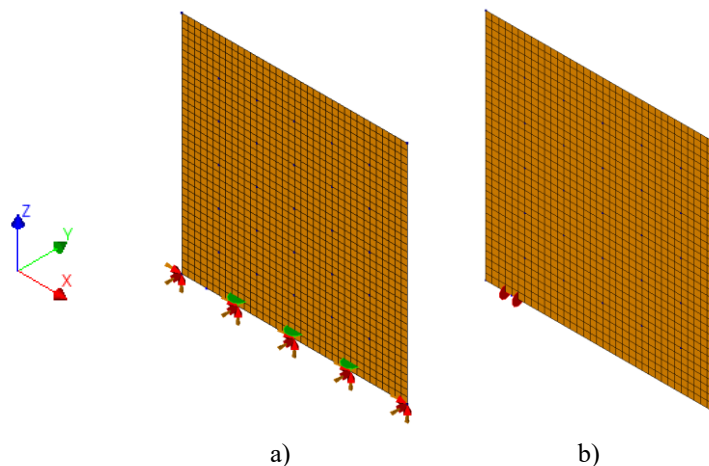
Nella modellazione del campione R-3 il supporto murario viene modellato come il campione AsB-1, variandone solamente il modulo elastico, pari a 301,0 MPa, così come definito dai risultati sperimentali (Giongo et al., 2021).

Il pannello CLT viene modellato come *flat shell*, ovvero come un elemento bidimensionale semplificato rispetto all’elemento *regular curved shell* utilizzato per la muratura. A differenza di quest’ultimo, l’elemento *flat shell* prevede infatti un’integrazione numerica eseguita solo sulla superficie di riferimento e non sullo spessore fittizio dell’elemento [Fig. 2.1.15] (TNO Building and Construction Research, 2021).



**Fig. 2.1.15** Schematizzazione dell'elemento *flat shell* (TNO Building and Construction Research, 2021).

Il pannello CLT viene considerato incastrato alla base, alla quale viene applicata un'apposita interfaccia lineare che rende il vincolo efficace solamente a compressione [Fig. 2.1.16 a]. L'*hold down* viene modellato come un'interfaccia puntuale agente sia a trazione (direzione +Z) che a taglio (X) [Fig. 2.1.16 b]: nello specifico viene implementata una rigidità lineare pari a 2,63 kN/mm a trazione, determinata direttamente sulla base degli esiti sperimentali (Giongo et al., 2021), mentre a taglio viene definita una rigidità pari ad un decimo di quella a trazione.



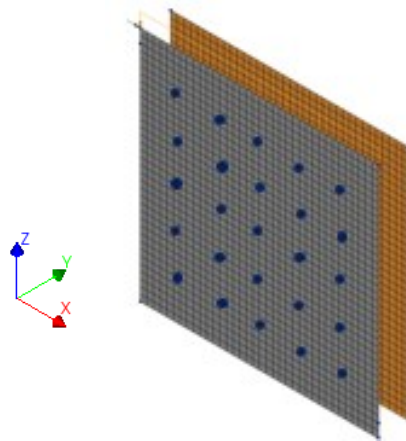
**Fig. 2.1.16** Mesh del pannello CLT del campione R-3: a) evidenziazione delle condizioni di vincolo, b) evidenziazione dell'*hold down*.

Il materiale CLT viene assunto come un materiale lineare ed isotropo, in cui i parametri elastici vengono definiti sulla base delle proprietà del legno che lo costituisce e calcolati tramite il metodo Gamma, esposto al § 1.3.2 [Tab. 2.1.8].

**Tab. 2.1.8** Parametri meccanici del pannello in CLT.

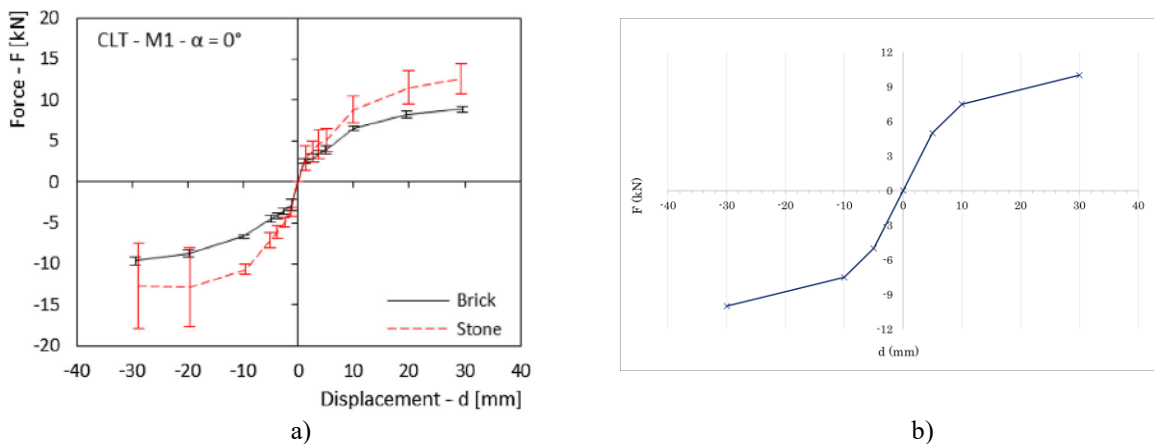
$E_z$	[MPa]	7700
$E_x$	[MPa]	3850
$G_{xz}$	[MPa]	300
$w$	[kg/m <sup>3</sup> ]	450

L'assenza di un criterio di rottura è correlata a quanto specificato riguardo il comportamento sismico delle strutture in CLT (§ 1.3.2), oltre che a quanto appurato durante i test sperimentali, nei quali non si sono riscontrate rotture nel pannello in legno. Le connessioni tra il supporto murario ed il pannello CLT vengono inizialmente modellate come interfacce puntuali [Fig. 2.1.17].



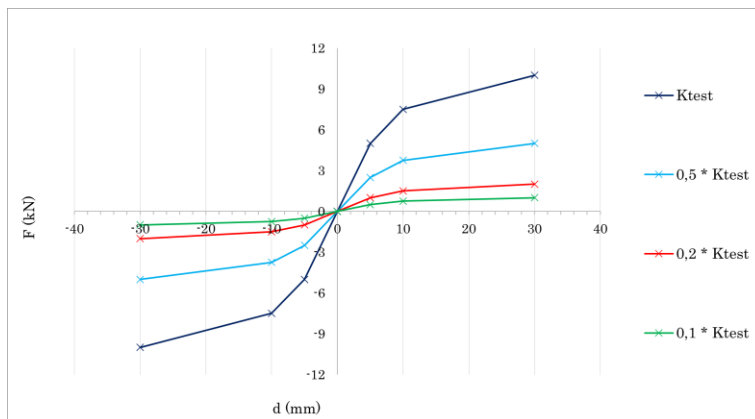
**Fig. 2.1.17** Mesh del campione R-3: connessioni modellate come interfacce puntuali.

Per l'implementazione del modello di comportamento di tali dispositivi si fa riferimento alla campagna sperimentale svolta sui singoli sistemi di connessione dal gruppo di ricerca dell'Università di Trento (Riccadonna et al., 2019), per la quale si rimanda al § 1.4.1. Si ricorda come nei test era emerso che il comportamento del sistema di collegamento fosse influenzato principalmente dalla tipologia muraria. Sulla base dei risultati sperimentali in termini di curve carico-spostamento viene definita un'analogia legge costitutiva trilineare [Fig. 2.1.18].



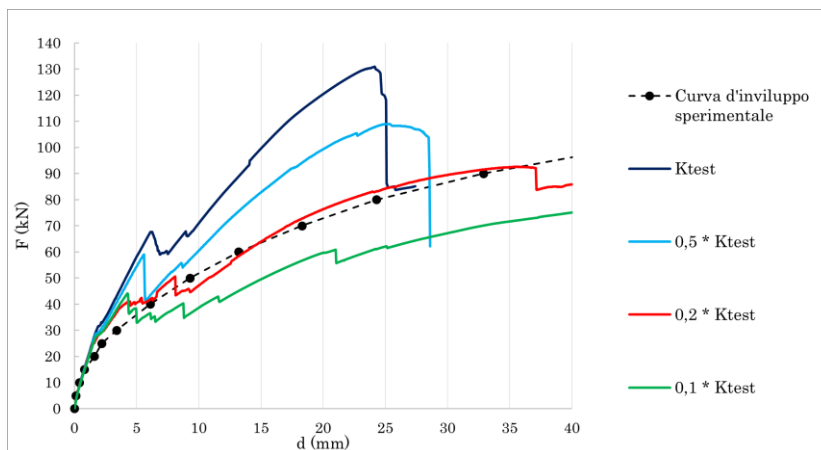
**Fig. 2.1.18** Legge costitutiva del sistema di connessione: a) risultato sperimentale (Riccadonna et al., 2019), b) comportamento implementato nel modello FEM.

La legge così definita viene assegnata alle interfacce puntuali. Dall'analisi *pushover* si ottiene un risultato particolarmente discostato da quanto riscontrato nel test sperimentale. Il comportamento delle connessioni, dunque, è oggetto di alcune analisi parametriche, per lo svolgimento delle quali si definiscono leggi costitutive ottenute dalla legge determinata in precedenza, moltiplicata per appositi coefficienti riduttivi [Fig. 2.1.19].



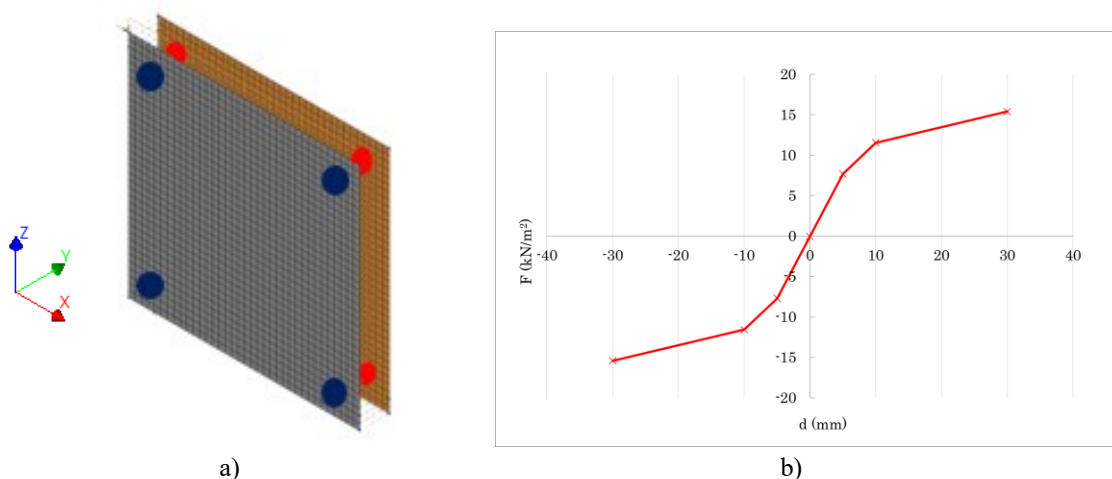
**Fig. 2.1.19** Leggi costitutive dei sistemi di connessione.

Dai risultati emerge come il legame maggiormente adeguato al caso in esame preveda un coefficiente moltiplicativo pari a 0,2 [Fig. 2.1.20]. Si sottolinea come tale fattore risulti coerente con la rigidezza elastica del pannello, proporzionale al modulo elastico, particolarmente basso rispetto a quanto previsto. Considerando che il funzionamento del sistema di connessione è correlato principalmente alla qualità della muratura, la riduzione di rigidezza ottenuta risulta, in tal senso, proporzionata.



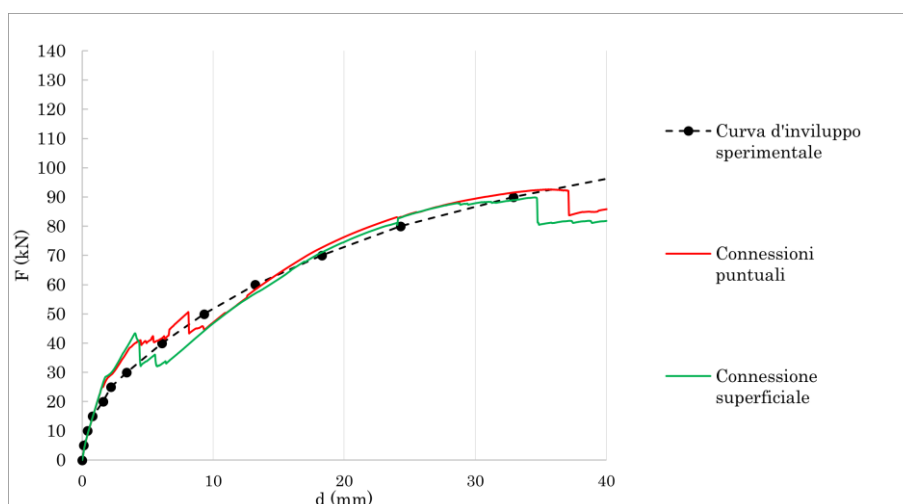
**Fig. 2.1.20** Curve carico spostamento comparative: leggi costitutive dei sistemi di connessione.

Definita l'effettiva legge costitutiva del singolo sistema di connessione, si è ritenuto opportuno valutare un modello FEM simile, nel quale tuttavia le connessioni non vengono implementate mediante interfacce puntuali, bensì tramite un'unica interfaccia superficiale, estesa su tutta l'area di contatto: viene dunque calcolata una rigidezza equivalente, basata sull'interasse dei dispositivi di fissaggio [Fig. 2.1.21].



**Fig. 2.1.21** Modello con connessione superficiale: a) *mesh* del modello, b) legge costitutiva superficiale.

Dall'analisi *pushover* si ottiene un risultato sufficientemente corrispondente a quanto ottenuto nel caso del modello con le connessioni puntuali [Fig. 2.1.22]. Nel prosieguo del lavoro di tesi, al fine di ridurre l'onere computazionale e il tempo richiesto in fase di modellazione, verrà dunque adottato il metodo descritto.



**Fig. 2.1.22** Curve carico-spostamento comparative.

## 2.2 – ANALISI DI SENSITIVITÀ

Svolta la calibrazione, si ritiene opportuno eseguire ulteriori analisi FEM, tese ad estendere i risultati ottenuti.

Si definisce quindi un pannello murario con dimensioni e caratteristiche determinate sulla base di un maschio murario tipologico: muratura in mattoni pieni e malta di calce, dimensioni  $200 \times 300 \times 40$  cm, carico verticale di 0,3 MPa [Fig. 2.2.1].

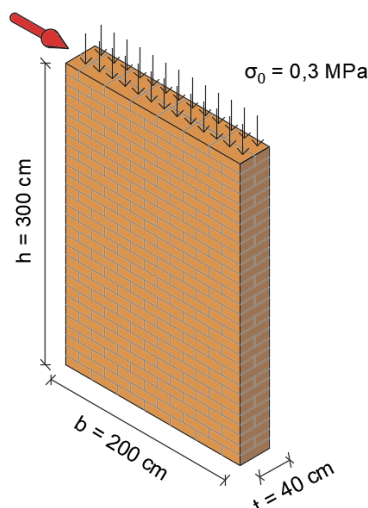


Fig. 2.2.1 Schema raffigurativo del maschio murario definito.

La differenza principale rispetto alle analisi svolte al § 1.2.1 è costituita dal modello di comportamento e dai parametri meccanici attribuiti alla muratura. In particolare, nel software *Diana Fea*, all'interno del modello *total strain based crack* sono disponibili due approcci distinti: il modello TSFC (*total strain fixed crack*) ed il modello TSRC (*total strain rotating crack*).

In entrambe le formulazioni la fessurazione si innesca quando la sollecitazione principale massima è uguale alla resistenza a trazione del materiale, l'orientamento iniziale della fessura è ortogonale alla massima deformazione principale. La differenza principale tra i due approcci è legata invece all'orientamento della fessura durante il processo plastico. Nel modello TSFC il sistema di coordinate è fissato al momento della fessurazione iniziale e rimane invariato durante il processo di analisi. Il modello TSRC permette una correzione graduale della direzione iniziale della fessura, poiché il piano della stessa è libero di ruotare, la direzione muta in modo tale da rimanere ortogonale alla direzione della massima deformazione principale. Nel modello TSFC è richiesto un parametro per la ritenzione a

taglio (il parametro  $\beta$ ), mentre nel modello TSRC lo stesso fenomeno avviene implicitamente come risultato delle condizioni di sollecitazione e deformazione principali. Diversi studi hanno dimostrato come il modello TSRC sia efficiente per simulare applicazioni dominate dal taglio, mentre il modello TSFC viene sconsigliato per simulare il comportamento sismico di strutture in muratura esistenti (Lourenco, Pereira, 2018). A differenza della calibrazione sui risultati sperimentali, in cui l'applicazione del modello TSFC è risultata indispensabile, nelle seguenti analisi viene dunque applicato il modello TSRC, così si farà anche nel prosieguo del lavoro di tesi.

I parametri meccanici della muratura vengono definiti in questo caso sulla base della tabella C8.5.I della Circolare NTC2018: considerando un ipotetico livello di conoscenza LC1 si assumono i valori di resistenza minimi ed il valore medio del modulo elastico, dai quali vengono definiti gli ulteriori parametri necessari. Si precisa che nella definizione dei parametri di base non si tiene conto di alcun coefficiente di sicurezza o fattore di confidenza. La resistenza caratteristica a trazione viene calcolata coerentemente con l'espressione (Turnsek, Cacovic, 1971).

$$f_t = \tau_0 * 1,5 \quad (2.2.1)$$

Per la definizione delle energie di frattura si fa riferimento alle raccomandazioni di Lourenco e Pereira (2016), l'energia di frattura a compressione ( $G_c$ ) viene quindi definita mediante la formulazione:

$$G_c = d * f_c \quad (2.2.2)$$

dove il parametro  $d$ , indice di duttilità della muratura, viene così determinato:

$$d = 2,8 - (0,1 * f_c) \quad (2.2.3)$$

L'energia di frattura a trazione ( $G_t$ ) viene posta pari a 0,02 N/mm. I parametri meccanici così definiti sono riepilogati in Tab. 2.2.1.

**Tab. 2.2.1** Parametri meccanici della muratura.

E	[MPa]	1500
$\nu$	[-]	0,25
$f_c$	[MPa]	2,6
$G_c$	[N/mm]	6,6
$f_t$	[MPa]	0,075
$G_t$	[N/mm]	0,02
w	[kg/m <sup>3</sup> ]	1800

Il maschio murario viene considerato soggetto a due possibili condizioni di vincolo:

- Incastrato al suolo e vincolato superiormente da un bipendolo, che inibisce il possibile sollevamento (DV = doppio vincolo);
- Incastrato al suolo e libero in testa (SV = singolo vincolo).

I due schemi statici assunti rappresentano due condizioni limite, vi sono infatti infinite possibili condizioni di vincolo intermedie, rappresentate da un impedimento allo spostamento verticale non totale, ovvero da un bipendolo dotato di una determinata rigidità [Fig. 2.2.2].

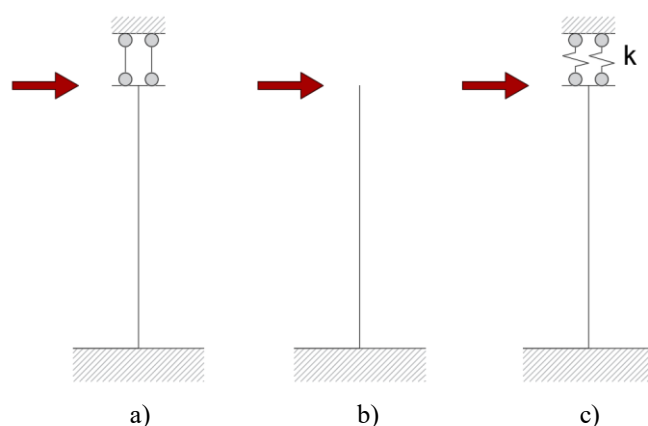


Fig. 2.2.2 Schemi statici: a) DV, b) SV, c) condizione reale.

Nell'ambito della presente tesi la considerazione dei due casi limite viene valutata sufficiente al fine di poter valutare anche tutte le condizioni intermedie, specie alla luce di quanto segue. I due schemi statici limite vengono comunemente assunti, per quanto quanto previsto dalle NTC2018 e da *software* specifici sulla modellazione di strutture in muratura, a seconda della rigidità delle fasce di piano. Lo schema DV viene adottato qualora siano presenti fasce rigide, considerate tali quando dotate di cordoli in cemento armato. Al contrario lo schema SV viene considerato nel caso comune di solai in legno senza alcun apposito cordolo. È da considerare come, oltre al vincolo imposto, una certa aliquota vincolare sia implicitamente apportata dal carico gravitazionale agente, motivo per cui tale parametro sarà successivamente esaminato tramite apposite analisi di sensitività.

I due schemi statici assunti, di fatto, conducono ad una tipologia di rottura preferenziale: lo schema DV porta il maschio a rottura a taglio per fessurazione diagonale, lo schema SV conduce tendenzialmente al collasso per *rocking*. I due meccanismi di rottura identificati corrispondono alle principali formulazioni di verifica nel piano dei maschi murari imposte

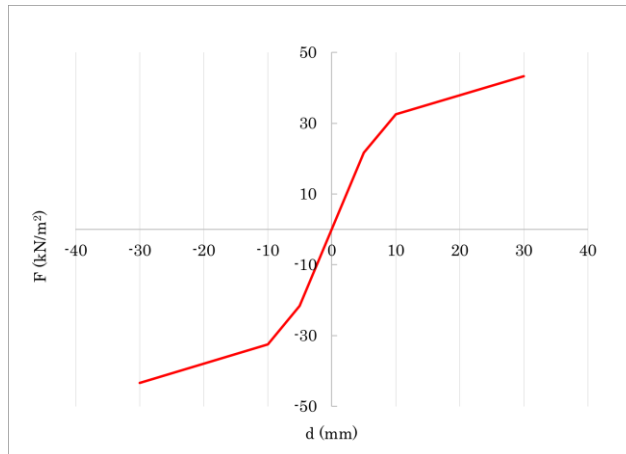
dalle NTC2018 e dalla Circolare NTC2018, rispettivamente le espressioni C8.7.1.16 (rottura a taglio) e 7.8.2 (rottura a pressoflessione):

$$F_{\max} = \frac{(l * t * ft)}{b} * \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{ft}} \quad (2.2.4)$$

$$F_{\max} = \left( l^2 * t * \frac{\sigma_0}{2} \right) * \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0,85 * f_c} \right) * \frac{1}{h} \quad (2.2.5)$$

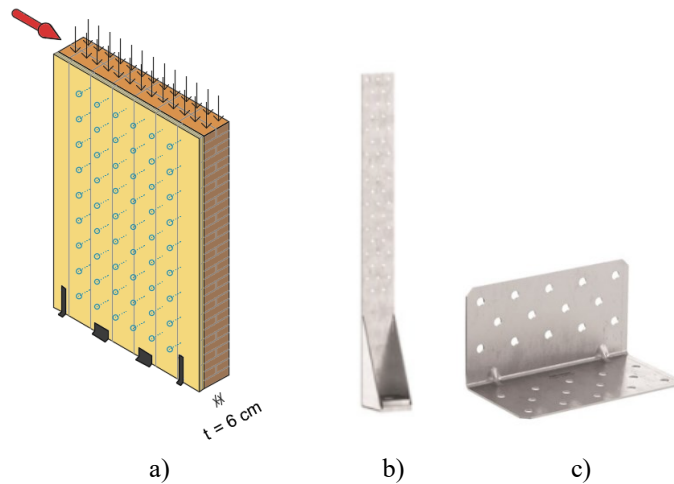
Le NTC2018 impongono, per la valutazione dello stato limite di collasso (SLC), un livello di *drift* differente in corrispondenza dei due meccanismi: 0,5% nel caso di rottura a taglio, 1% per la rottura a *rocking*.

Per il maschio murario considerato è stato ipotizzato un sistema di rinforzo per mezzo dell'accoppiamento con pannello CLT simile a quello descritto nella fase di calibrazione dei test sperimentali. Nello specifico, si prevede un pannello in CLT di spessore 60 mm, delle medesime dimensioni superficiali del supporto murario, connesso ad esso mediante connessioni puntuali disposte con interasse di 40 cm, per le quali viene definito un comportamento superficiale equivalente, sulla base di quanto sviluppato al § 1.2.1 [Fig. 2.2.3].



**Fig. 2.2.3** Legge costitutiva del sistema di connessione.

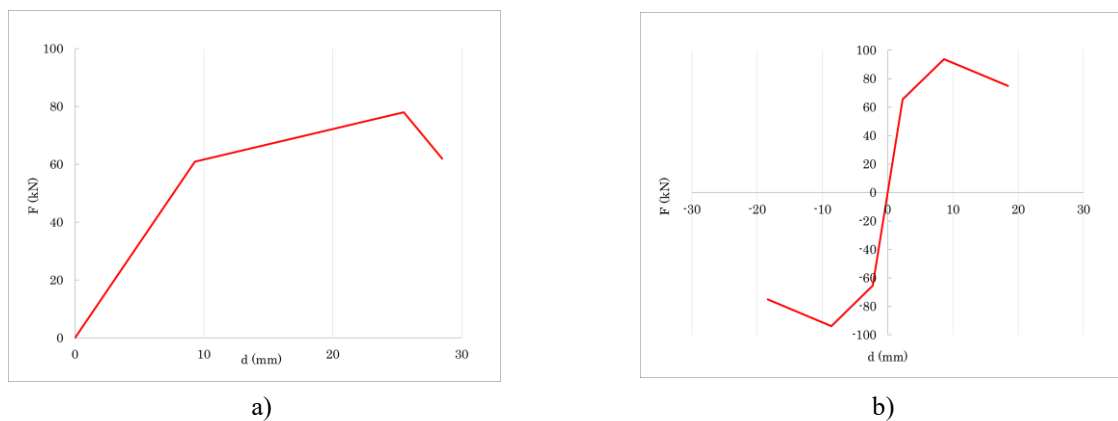
Differentemente dai test sperimentali, in cui era presente un solo dispositivo di fissaggio alla base, il sistema di rinforzo definito nella presente fase prevede due *hold down*, uno per estremità, e due *angle bracket*, posti centralmente. Tale sistema rappresenta una parete in CLT tipologica. Si rammenta che svolgendo le analisi *pushover* in un solo verso, l'*hold down* posizionato nel lato compresso sarà comunque sostanzialmente inefficace. In merito ai dispositivi di fissaggio vengono assunti specifici prodotti commerciali dell'azienda Rothoblaas: *hold down* WHT440 e *angle bracket* TTN240 [Fig. 2.2.4].



**Fig. 2.2.4** Sistema di rinforzo del maschio murario: a) schema raffigurativo, b) *hold down* WHT440, c) *angle bracket* TTN240 (Rothoblaas, 2022).

Ai dispositivi di collegamento viene assegnato un comportamento non lineare, definito sulla base di una vasta campagna sperimentale incentrata sulla compressione del comportamento delle connessioni soggette ad azioni sismiche svolta dall'azienda stessa in collaborazione con l'Università degli Studi di Trento (Piazza, Sartori, 2016). Si specifica che il comportamento assegnato differisce da quanto previsto dagli ETA di prodotto, i quali prevedono un comportamento lineare. Con riferimento ai test sperimentali di cui sopra, inoltre, viene attribuita agli *hold down* una rigidezza a taglio pari ad un decimo di quella a trazione, agli *angle bracket* una rigidezza a trazione uguale a quella a taglio.

I diagrammi così definiti vengono rappresentati in Fig. 2.2.5 e Fig. 2.2.6.



**Fig. 2.2.5** Leggi carico-spostamento dei dispositivi di collegamento: a) *hold down* WHT440 a trazione, b) *angle bracket* TTN240 a taglio.

Il sistema di rinforzo così definito viene modellato mediante la tecnica già citata al § 1.2.1 [Fig. 2.2.6].

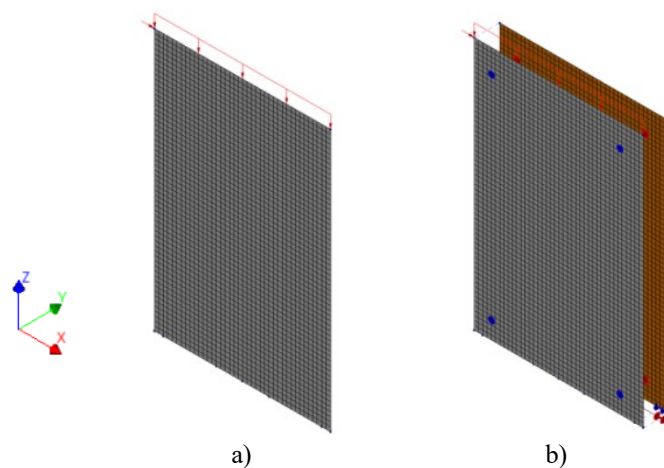


Fig. 2.2.6 Mesh dei modelli: a) pannello murario senza rinforzo, b) sistema rinforzato.

Vengono svolte le analisi *pushover* sui modelli nelle condizioni di schema statico FV e SV, dalle quali vengono ricavate le relative curve carico-spostamento. Sulla base dei diagrammi ottenuti vengono determinati i principali parametri dei pannelli [Fig. 2.2.7]:

- Capacità resistente ( $F_{MAX}$ ), ovvero la massima forza raggiungibile dal sistema;
- Spostamento ultimo ( $d_U$ ), pari allo spostamento finale, ovvero lo spostamento corrispondente alla condizione  $F = 0,8 * F_{MAX}$  lungo il ramo discendente;
- Rigidezza elastica del pannello ( $k_{EL}$ ), pari al rapporto tra forza e spostamento nel tratto lineare del diagramma;
- Dissipazione energetica ( $U$ ), uguale all'area totale sottesa dalla curva.

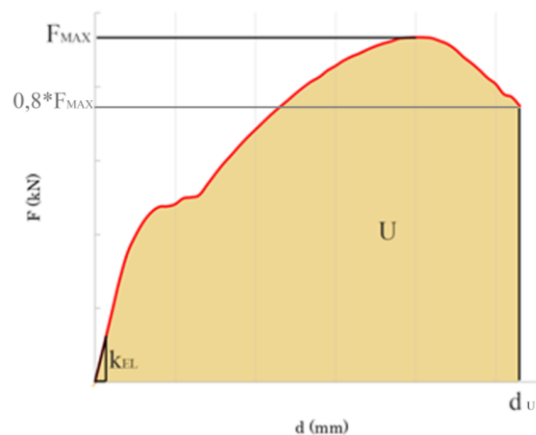


Fig. 2.2.7 Evidenziazione dei parametri d'interesse in una curva carico-spostamento tipologica.

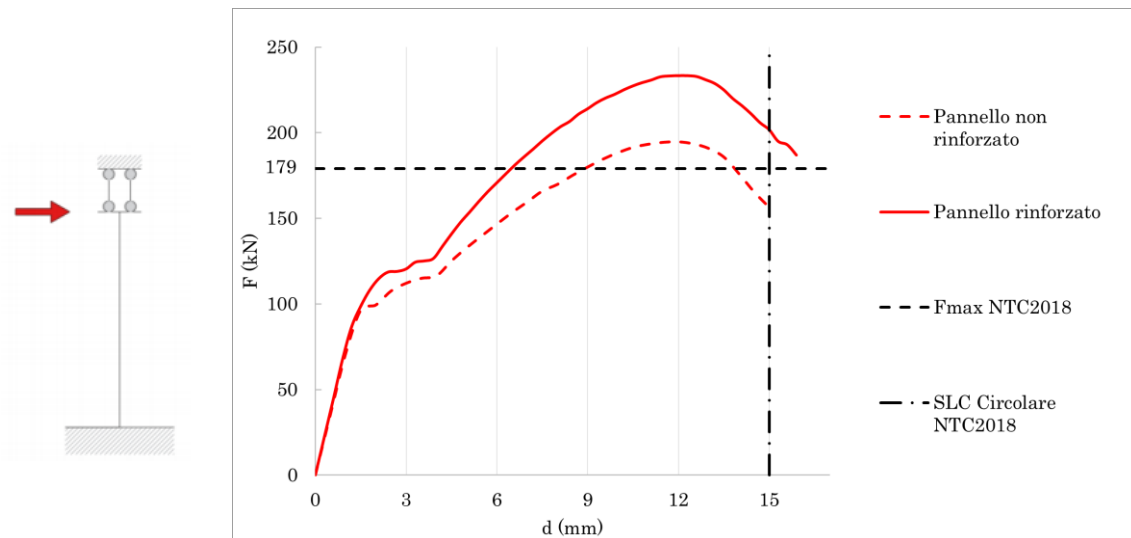
Oltre ai risultati ottenuti mediante le analisi *pushover* vengono calcolate le resistenze massime dei pannelli murari non rinforzati mediante le espressioni 2.2.4 e 2.2.5: comparando i risultati ottenuti con le curve carico-spostamento si evidenzia un'adeguata corrispondenza, considerata una sufficiente validazione delle analisi eseguite.

Nel caso di rottura a taglio, la curva carico-spostamento del pannello non rinforzato è costituita da un primo tratto lineare, un successivo ramo plastico rappresentato dall'apertura e dall'espansione delle fessure, un tratto finale discendente fino al raggiungimento del collasso. Il pannello rinforzato presenta un comportamento in fase elastica del tutto simile, in fase fessurata riesce invece ad assorbire maggiori sforzi, giungendo ad un incremento di resistenza notevole (+20%). Lo spostamento corrispondente alla resistenza massima dei due sistemi è circa lo stesso, mentre un lieve incremento si nota nello spostamento ultimo, grazie ad un ramo discendente leggermente meno pendente rispetto al pannello non rinforzato. Il miglioramento apportato, in termini di resistenza e spostamento ultimo, conduce ad un aumento di dissipazione energetica rilevante (+25%).

Per quanto concerne la rottura a *rocking* il pannello non rinforzato presenta, successivamente al tratto lineare, un veloce annullamento di rigidità e di capacità resistente. Ciò è causato dal fatto che il meccanismo di rottura, una volta innescato, conduce ad un movimento a corpo rigido dell'intero pannello. Nel caso del sistema rinforzato, dopo il tratto lineare, il pannello è invece in grado di resistere ad ulteriori sollecitazioni (+27%) grazie ad un ramo plastico che riprende qualitativamente quanto esposto in merito alla rottura a taglio.

I risultati, in forma grafica e tabellare, sono di seguito presentati.

## Rottura a taglio

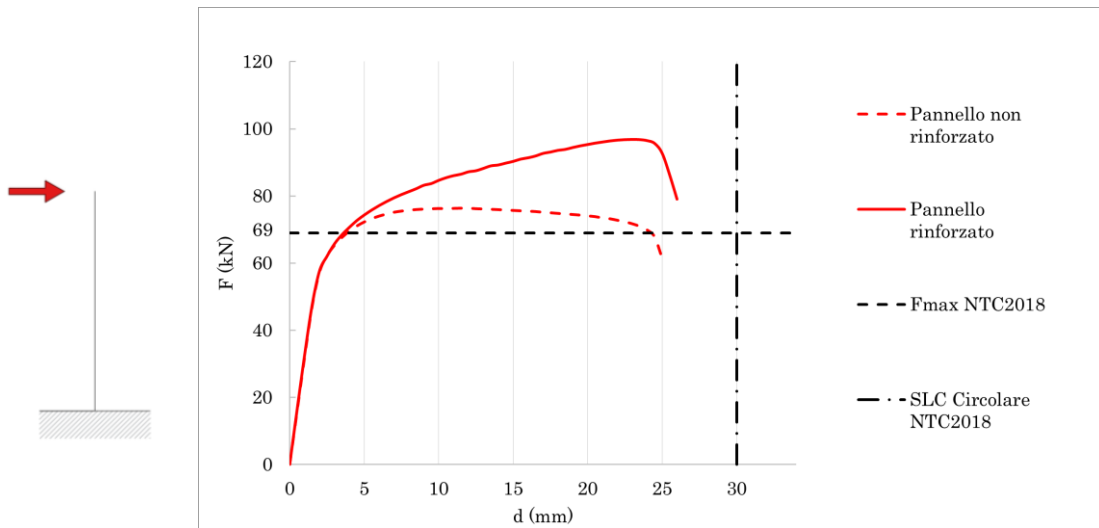


**Fig. 2.2.8** Curva carico spostamento – rottura a taglio.

**Tab. 2.2.2** Variazione dei parametri meccanici del pannello – rottura a taglio.

			Pannello non rinforzato	Pannello rinforzato
Resistenza massima	$F_{MAX}$	[kN]	195	233
	VAR	[%]	-	20%
Spostamento ultimo	$d_U$	[mm]	15,0	15,9
	VAR	[%]	-	6%
Rigidezza elastica pannello	$k_{EL}$	[kN/mm]	71,2	74,8
	VAR	[%]	-	5%
Dissipazione energetica	U	[kN*mm]	2218	2782
	VAR	[%]	-	25%

### Rottura a *rocking*



**Fig. 2.2.9** Curva carico spostamento – rottura a *rocking*.

**Tab. 2.2.3** Variazione dei parametri meccanici del pannello – rottura a *rocking*.

			Pannello non rinforzato	Pannello rinforzato
Resistenza massima	$F_{MAX}$	[kN]	76	97
	VAR	[%]	-	27%
Spostamento ultimo	$d_U$	[mm]	25,0	26,0
	VAR	[%]	-	4%
Rigidezza elastica pannello	$k_{EL}$	[kN/mm]	32,0	33,0
	VAR	[%]	-	3%
Dissipazione energetica	U	[kN*mm]	1751	2136
	VAR	[%]	-	22%

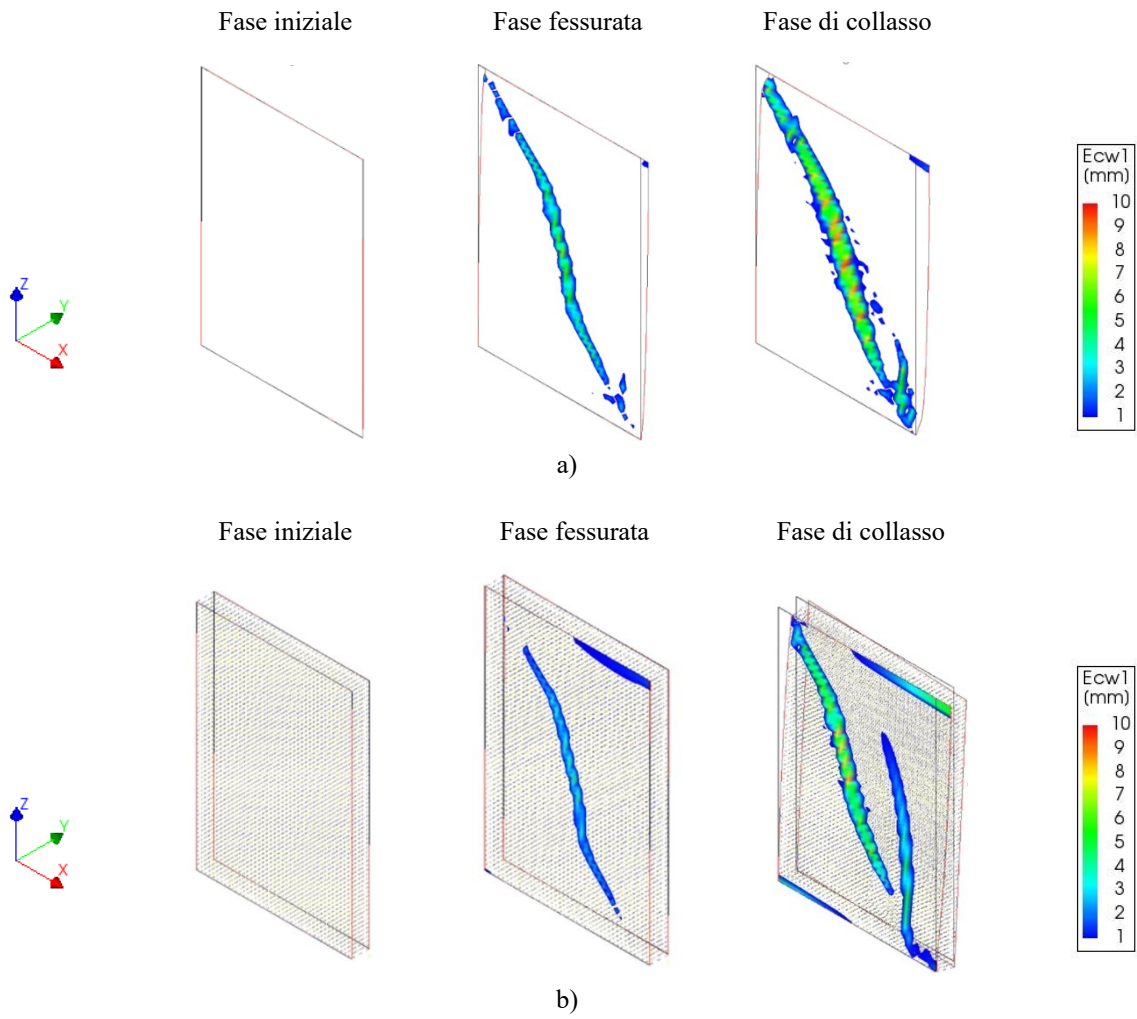
Lo sviluppo del quadro fessurativo dimostra in modo chiaro il funzionamento della tecnica di rinforzo. Nel caso di rottura a taglio, il pannello non rinforzato è soggetto ad una semplice fessurazione diagonale, la quale una volta innescata si espande fino al collasso del pannello. Il sistema rinforzato prevede un meccanismo di rottura più complesso, in cui si innescano fessurazioni secondarie, che permettono un minore sviluppo della fessura principale.

Nel caso di rottura a *rocking* il funzionamento del rinforzo è simile. Il pannello non rinforzato si fessura inizialmente nella zona tesa alla base, successivamente si sviluppa un'ulteriore fessura poco al di sopra della prima, che porta al collasso il sistema. Il sistema rinforzato prevede invece uno stato fessurativo più distribuito sulla superficie del pannello, in cui il collasso avviene per un meccanismo misto *rocking*-taglio.

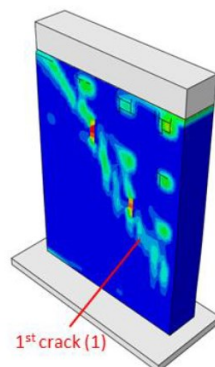
Gli sviluppi del quadro fessurativo, sia a taglio che a *rocking*, indicano come l'accoppiamento con il pannello CLT permetta di fatto un migliore sfruttamento delle capacità di resistenza della muratura. In altri termini, alcune porzioni murarie che in condizione non rinforzata non verrebbero interessate da alcun sforzo rilevante, tramite il pannello CLT ed i dispositivi di fissaggio, vengono sollecitate e deformate, riducendo al contempo l'evolversi delle fessurazioni principali.

I quadri fessurativi ottenuti vengono comparati con risultati ottenuti mediante analoghi studi numerici (Cassol et al., 2021), con i quali si evidenzia una buona corrispondenza, pur essendo questi ottenuti mediante un *software* e una tecnica di modellazione della muratura differenti (*software Abaqus*, modello *brick*). Tale comparazione rappresenta dunque un'opportuna validazione degli esiti ricavati.

## Rottura a taglio

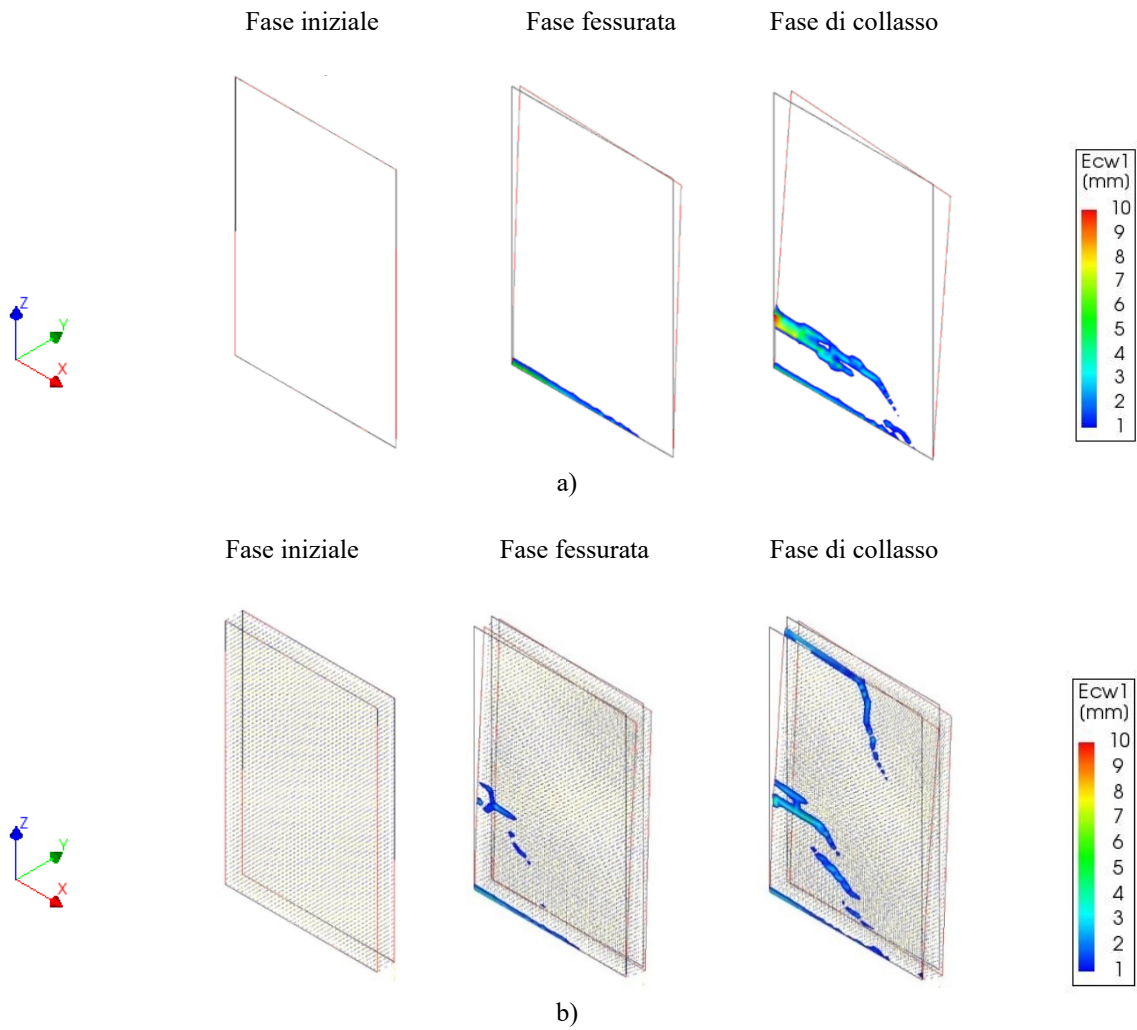


**Fig. 2.2.10** Pattern dello stato fessurativo (deformazione  $\times 10$ ): a) pannello non rinforzato, b) sistema rinforzato.

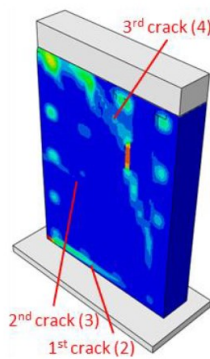


**Fig. 2.2.11** Pattern dello stato fessurativo del sistema rinforzato (Cassol et al., 2021).

### Rottura a *rocking*



**Fig. 2.2.12** *Pattern* dello stato fessurativo (deformazione  $\times 10$ ): a) pannello non rinforzato, b) sistema rinforzato.



**Fig. 2.2.13** *Pattern* dello stato fessurativo del sistema rinforzato (Cassol et al., 2021).

Al fine di comprendere più approfonditamente il funzionamento della tecnica di rinforzo vengono di seguito presentate apposite analisi di sensitività, ovvero analisi eseguite su modelli FEM ai quali vengono assegnati parametri diversi a partire dai modelli di base, con lo scopo di compararne i risultati. Nello specifico vengono prima valutati i parametri propri del supporto murario, successivamente le caratteristiche inerenti alla tecnica di rinforzo considerata.

### 2.2.1 – INFLUENZA DEI PARAMETRI PROPRI DEL SUPPORTO MURARIO

I parametri propri del supporto murario esaminati dalle analisi di sensitività sono:

- Tipologia muraria;
- Larghezza del pannello murario;
- Spessore del pannello murario;
- Livello di carico verticale agente.

Per quanto concerne la tipologia muraria, oltre alla muratura in mattoni pieni e malta di calce caratterizzante il modello di base, vengono assunte ulteriori due tipologie definite dalla Tabella C8.5.I della Circolare NTC2018: muratura in pietrame disordinata e muratura in mattoni semipieni e malta cementizia [Tab. 2.2.4].

**Tab. 2.2.4** Tabella C8.5.1 della Circolare NTC2018 con evidenziazione delle tipologie murarie prese in considerazione.

Tipologia di muratura	f (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{v0}$ (N/mm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	G (N/mm <sup>2</sup> )	w (kN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

La definizione dei parametri meccanici segue la medesima procedura affrontata per il modello di base [Tab. 2.2.5].

**Tab. 2.2.5** Parametri meccanici delle tipologie murarie considerate.

		Muratura in pietrame disordinata	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Muratura in mattoni semipieni e malta cementizia
E	[MPa]	870	1500	4550
$\nu$	[-]	0,25	0,25	0,25
$f_c$	[MPa]	1,0	2,6	5,0
$G_c$	[N/mm]	2,7	6,6	11,5
$f_t$	[MPa]	0,027	0,075	0,120
$G_t$	[N/mm]	0,02	0,02	0,02
w	[kg/m <sup>3</sup> ]	1900	1800	1500

Di seguito sono presentati i risultati delle analisi di sensitività effettuate, in termini di curve carico-spostamento e indici meccanici dei pannelli. Si precisa che nel prosieguo del capitolo vengono utilizzate le seguenti abbreviazioni:

- U (*Unreinforced masonry*) → pannello murario non rinforzato;
- R (*Retrofit*) → sistema rinforzato mediante accoppiamento con pannello CLT.

Ai risultati numerici seguono apposite osservazioni riguardanti l'influenza del parametro oggetto di analisi.

Parametro analizzato: tipologia muraria

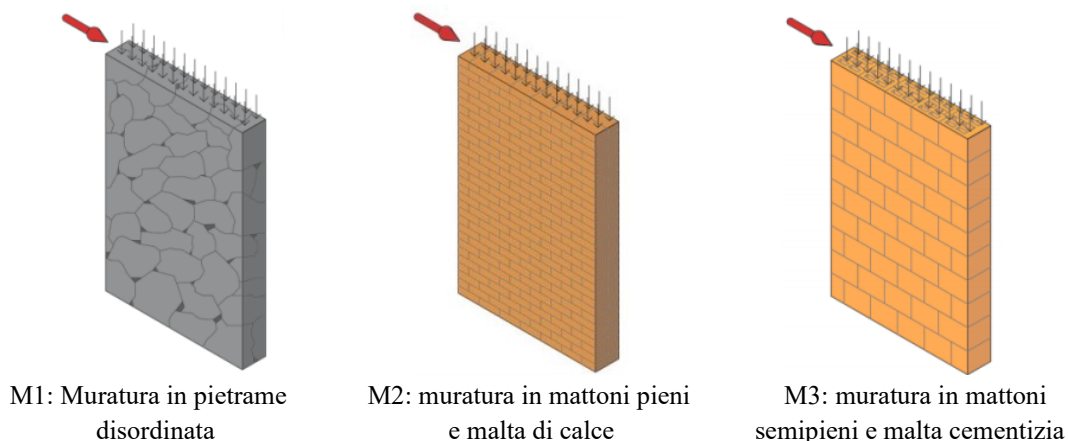


Fig. 2.2.14 Tipologie murarie analizzate.

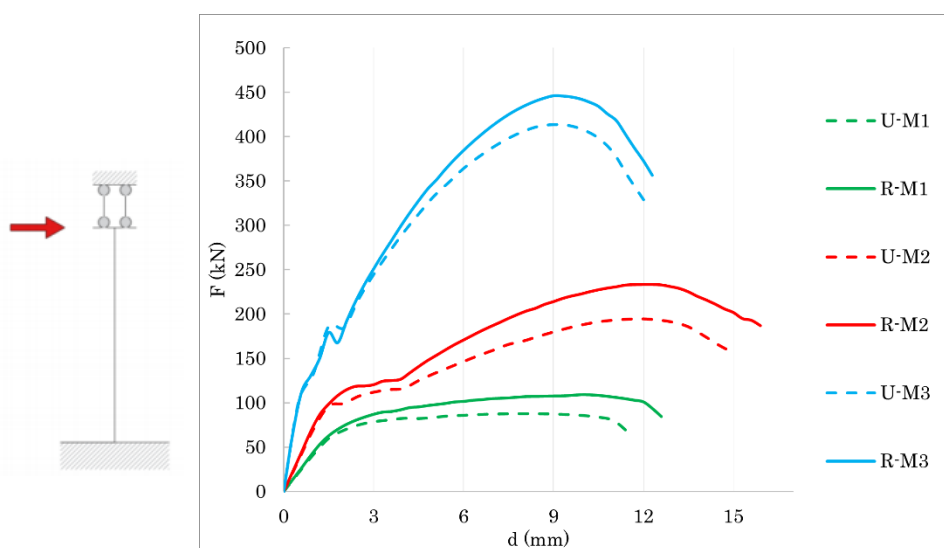


Fig. 2.2.15 Curve carico-spostamento comparative: tipologia muraria – rottura a taglio.

Tab. 2.2.6 Comparazione dei parametri meccanici dei pannelli: tipologia muraria – rottura a taglio.

		U-M1	R-M1	U-M2	R-M2	U-M3	R-M3
$F_{MAX}$	[kN]	88	109	195	233	413	446
VAR	[%]	-	24%	-	20%	-	8%
$d_U$	[mm]	11,5	12,6	15,0	15,9	12,0	12,3
VAR	[%]	-	10%	-	6%	-	2%
$k_{EL}$	[kN/mm]	42,5	45,1	71,2	74,8	203,8	216,8
VAR	[%]	-	6%	-	5%	-	6%
U	[kN*mm]	869	1141	2218	2782	3748	4091
VAR	[%]	-	31%	-	25%	-	9%

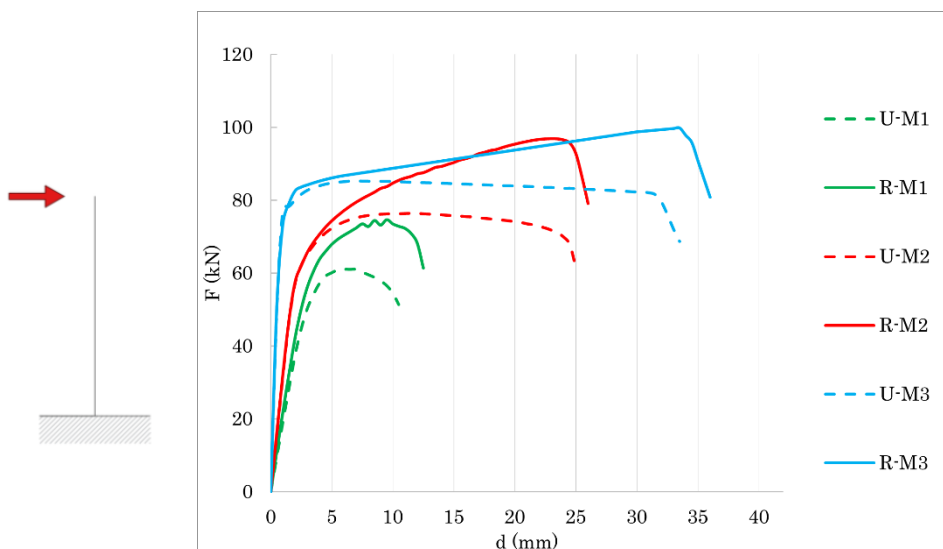


Fig. 2.2.16 Curve carico-spostamento comparative: tipologia muraria – rottura a *rocking*.

Tab. 2.2.7 Comparazione dei parametri meccanici dei pannelli: tipologia muraria – rottura a *rocking*.

		U-M1	R-M1	U-M2	R-M2	U-M3	R-M3
$F_{MAX}$	[kN]	61	75	76	97	85	100
VAR	[%]	-	22%	-	27%	-	17%
$d_U$	[mm]	10,5	12,5	25,0	26,0	33,5	36,0
VAR	[%]	-	19%	-	4%	-	7%
$k_{EL}$	[kN/mm]	19,5	20,3	32,0	33,0	101,2	103,2
VAR	[%]	-	4%	-	3%	-	2%
U	[kN*mm]	519	757	1751	2136	2748	3268
VAR	[%]	-	46%	-	22%	-	19%

Dai risultati si delinea come la tipologia muraria rappresenti un parametro particolarmente rilevante, specie nel caso di rottura a taglio. In termini di resistenza massima, il rinforzo comporta il miglioramento più rilevante per la muratura in pietrame (+24%), leggermente più modesto per la muratura in mattoni pieni (+20%), molto inferiore per la muratura in mattoni semipieni e malta cementizia (+8%). Nel caso di rottura a *rocking*, per la muratura in pietrame si nota un incremento notevole dello spostamento ultimo (+19%), rilevante soprattutto se confrontato con quanto ottenuto per le altre due tipologie murarie (+4% e +7%).

Parametro analizzato: spessore del pannello murario

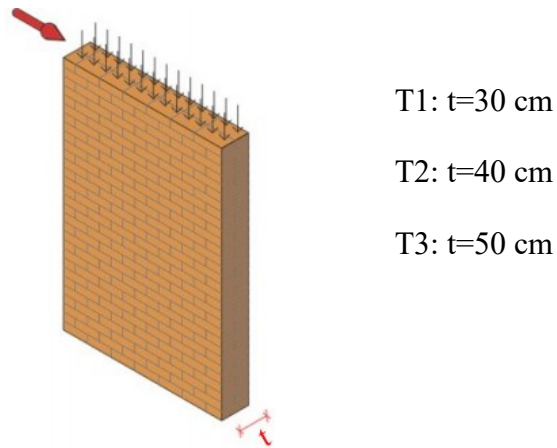


Fig. 2.2.17 Spessori del pannello murario analizzati.

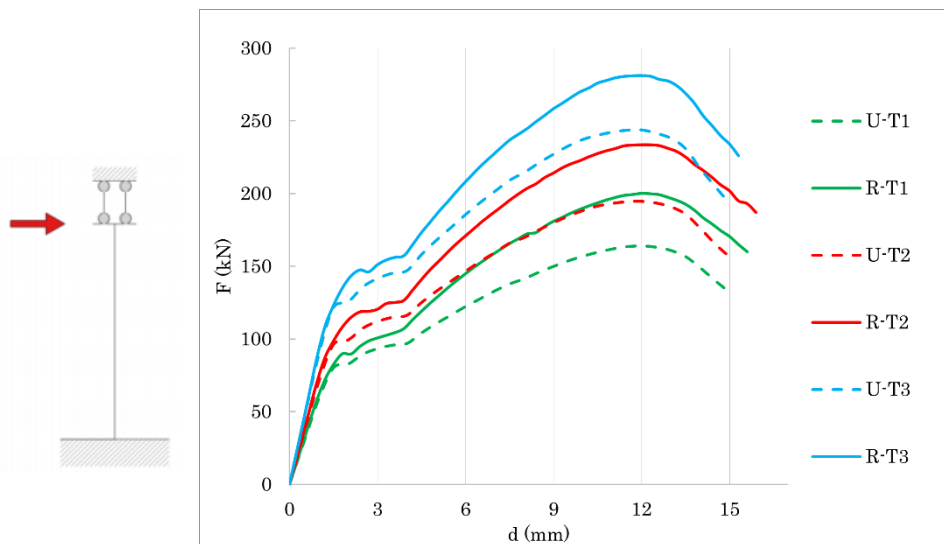


Fig. 2.2.18 Curve carico-spostamento comparative: spessore del pannello murario – rottura a taglio.

Tab. 2.2.8 Comparazione dei parametri meccanici dei pannelli: spessore del pannello murario – rottura a taglio.

		U-T1	R-T1	U-T2	R-T2	U-T3	R-T3
F <sub>MAX</sub>	[kN]	164	200	195	233	244	281
VAR	[%]	-	22%	-	20%	-	15%
d <sub>U</sub>	[mm]	15,0	15,6	15,0	15,9	15,0	15,3
VAR	[%]	-	4%	-	6%	-	2%
k <sub>EL</sub>	[kN/mm]	59,3	62,2	71,2	74,8	90,0	92,4
VAR	[%]	-	5%	-	5%	-	3%
U	[kN*mm]	1856	2305	2218	2782	2787	3226
VAR	[%]	-	24%	-	25%	-	16%

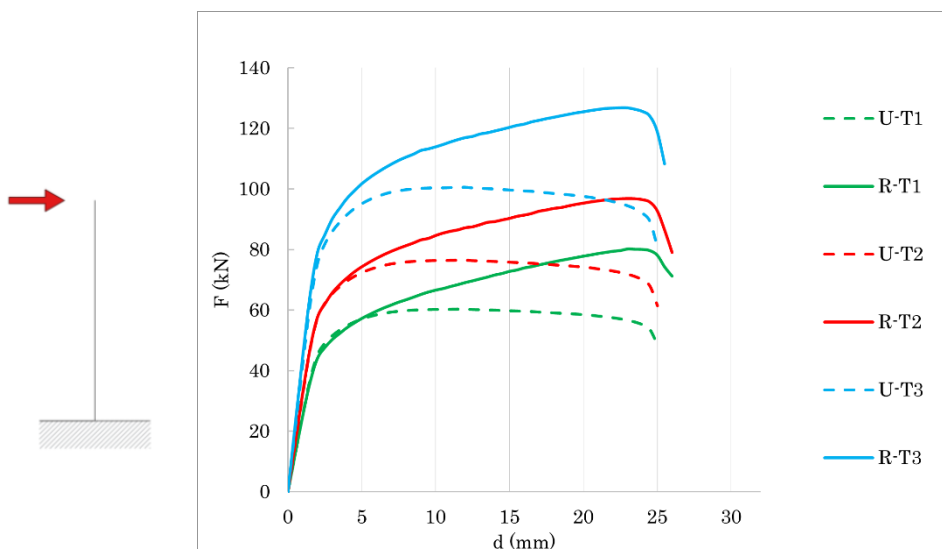


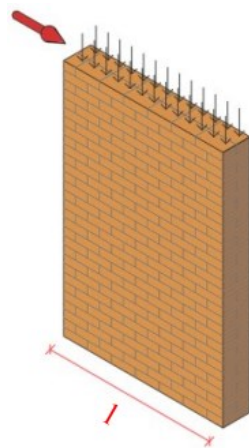
Fig. 2.2.19 Curve carico-spostamento comparative: spessore del pannello murario – rottura a *rocking*.

Tab. 2.2.9 Comparazione dei parametri meccanici dei pannelli: spessore del pannello murario – rottura a *rocking*.

		U-T1	R-T1	U-T2	R-T2	U-T3	R-T3
F <sub>MAX</sub>	[kN]	60	80	76	97	101	127
VAR	[%]	-	33%	-	27%	-	26%
d <sub>U</sub>	[mm]	25,0	26,0	25,0	26,0	25,0	25,5
VAR	[%]	-	4%	-	4%	-	2%
k <sub>EL</sub>	[kN/mm]	25,3	25,9	32,0	33,0	42,1	43,2
VAR	[%]	-	2%	-	3%	-	3%
U	[kN*mm]	1382	1710	1751	2136	2304	2795
VAR	[%]	-	24%	-	22%	-	21%

Lo spessore del pannello murario si dimostra una proprietà meno influente rispetto alla tipologia muraria. Sia nel caso di rottura a taglio che a *rocking*, tuttavia, si può notare come tendenzialmente l'effetto del miglioramento si riduca per pannelli di spessore più elevato. Come presumibile, maggiore è lo spessore del supporto murario, più elevata risulta la rigidità in fase elastica. Se ne deduce, quindi, che la tecnica di rinforzo comporti un beneficio maggiore nel caso di minore rigidità originaria.

Parametro analizzato: larghezza del pannello murario



L1: l=150 cm

L2: l=200 cm

L3: l=250 cm

Fig. 2.2.20 Larghezze del pannello murario analizzate.

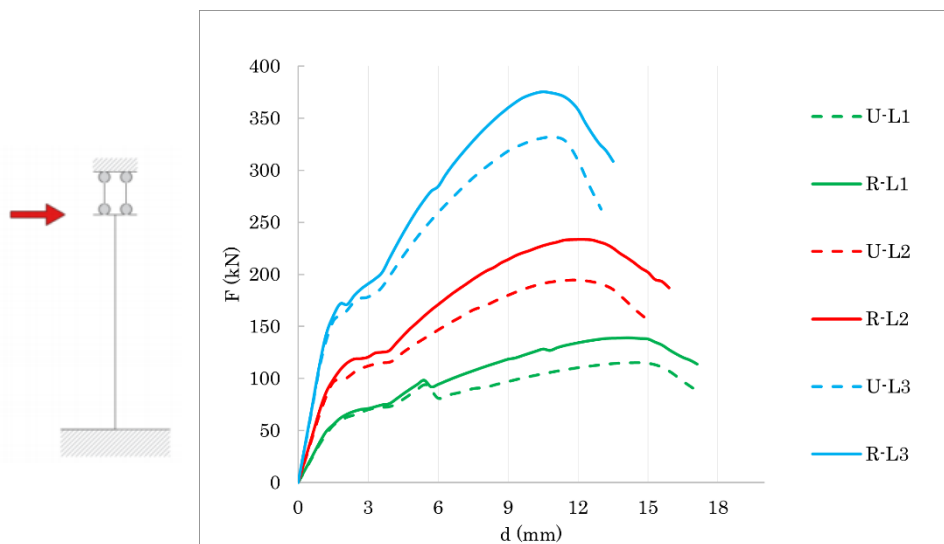
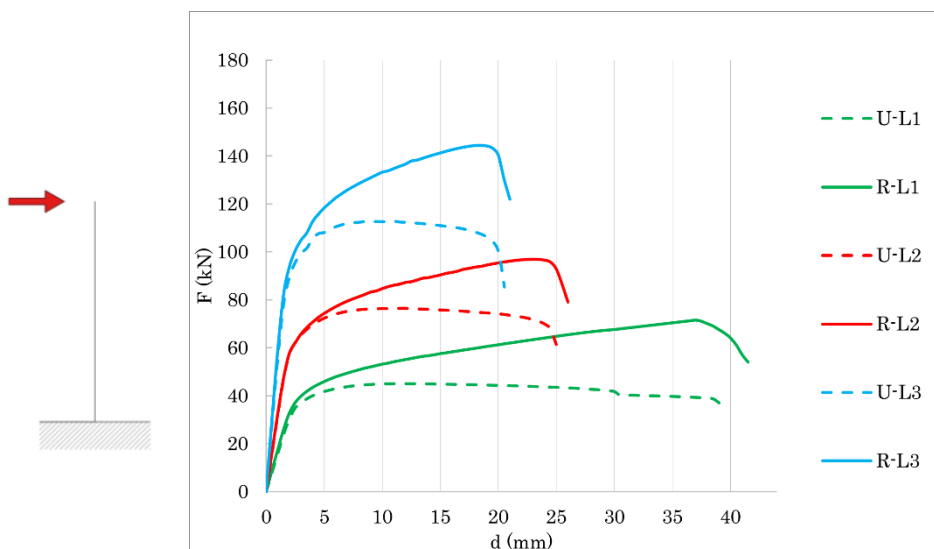


Fig. 2.2.21 Curve carico-spostamento comparative: larghezza del pannello murario – rottura a taglio.

Tab. 2.2.10 Comparazione dei parametri meccanici dei pannelli: larghezza del pannello murario – rottura a taglio.

		U-L1	R-L1	U-L2	R-L2	U-L3	R-L3
F <sub>MAX</sub>	[kN]	115	139	195	233	332	376
VAR	[%]	-	21%	-	20%	-	13%
d <sub>U</sub>	[mm]	17,0	17,4	15,0	15,9	13,0	13,5
VAR	[%]	-	2%	-	6,0%	-	4%
k <sub>EL</sub>	[kN/mm]	39,7	41,9	71,2	74,8	117,9	121,0
VAR	[%]	-	6%	-	5%	-	3%
U	[kN*mm]	1512	1779	2218	2782	3167	3700
VAR	[%]	-	18%	-	25%	-	17%



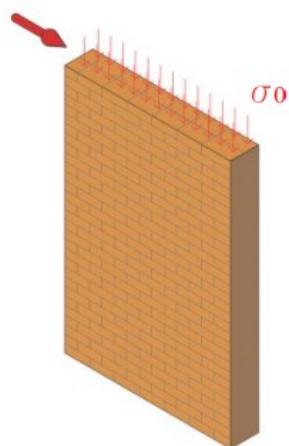
**Fig. 2.2.22** Curve carico-spostamento comparative: larghezza del pannello murario – rottura a *rocking*.

**Tab. 2.2.11** Comparazione dei parametri meccanici dei pannelli: larghezza del pannello murario – rottura a *rocking*.

		U-L1	R-L1	U-L2	R-L2	U-L3	R-L3
F <sub>MAX</sub>	[kN]	45	72	76	97	113	135
VAR	[%]	-	59%	-	27%	-	19%
d <sub>U</sub>	[mm]	39,5	41,5	25,0	26,0	20,5	21,0
VAR	[%]	-	5%	-	4%	-	2%
k <sub>EL</sub>	[kN/mm]	15,9	16,8	32,0	33,0	56,9	58,2
VAR	[%]	-	6%	-	3%	-	2%
U	[kN*mm]	1622	2410	1751	2136	2115	2602
VAR	[%]	-	48%	-	22%	-	23%

Analogamente a quanto espresso in merito allo spessore del pannello murario, il rinforzo appare meno significativo nelle condizioni di maggiore rigidità iniziale del supporto murario. Confrontando gli esiti delle analisi svolte in relazione ai due differenti schemi statici, risulta evidente come la larghezza del pannello rappresenti una caratteristica di forte significato a *rocking*. Per tale meccanismo di rottura, infatti, si nota un incremento di capacità resistente massimo nel caso di pannelli larghi 150 cm (+59%), per scendere gradualmente con l'allargamento del pannello. Anche gli altri indici meccanici, seppur in modo più limitato, mostrano la medesima tendenza.

Parametro analizzato: livello di carico verticale agente



Q1:  $\sigma_0 = 0,1$  MPa

Q2:  $\sigma_0 = 0,3$  MPa

Q3:  $\sigma_0 = 0,5$  MPa

Fig. 2.2.23 Livelli di carico verticale agente analizzati.

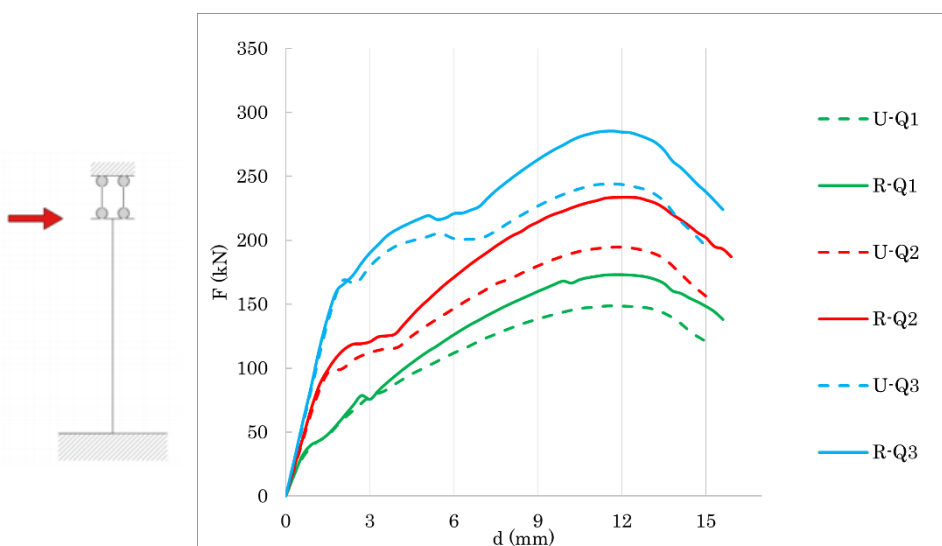


Fig. 2.2.24 Curve carico-spostamento comparative: livello di carico verticale agente – rottura a taglio.

Tab. 2.2.12 Comparazione dei parametri meccanici dei pannelli: livello di carico verticale agente – rottura a taglio.

		U-Q1	R-Q1	U-Q2	R-Q2	U-Q3	R-Q3
F <sub>MAX</sub>	[kN]	149	173	195	233	244	285
VAR	[%]	-	16%	-	20%	-	17%
d <sub>U</sub>	[mm]	15,0	15,6	15,0	15,9	15,0	15,6
VAR	[%]	-	4%	-	6%	-	4%
k <sub>EL</sub>	[kN/mm]	52,4	55,4	71,2	74,8	91,2	93,6
VAR	[%]	-	6%	-	5%	-	3%
U	[kN*mm]	1659	1970	2218	2782	2963	3484
VAR	[%]	-	19%	-	25%	-	18%

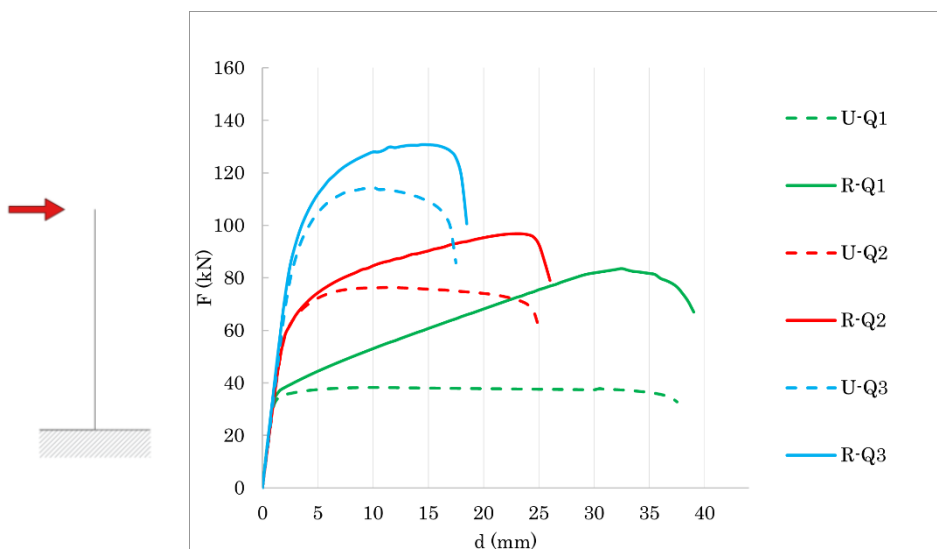


Fig. 2.2.25 Curve carico-spostamento comparative: livello di carico verticale agente – rottura a *rocking*.

Tab. 2.2.13 Comparazione dei parametri meccanici dei pannelli: livello di carico verticale agente – rottura a *rocking*.

		U-Q1	R-Q1	U-Q2	R-Q2	U-Q3	R-Q3
F <sub>MAX</sub>	[kN]	38	84	76	97	115	131
VAR	[%]	-	118%	-	27%	-	14%
d <sub>U</sub>	[mm]	37,5	39,0	25,0	26,0	17,5	18,5
VAR	[%]	-	4%	-	4%	-	6%
k <sub>EL</sub>	[kN/mm]	33,7	36,3	32,0	33,0	33,8	34,5
VAR	[%]	-	8%	-	3%	-	2%
U	[kN*mm]	1380	2503	1751	2136	1717	2058
VAR	[%]	-	81%	-	22%	-	20%

Similmente a quanto espresso in merito alla larghezza del pannello murario, il livello di carico verticale influisce in maniera più rilevante nel caso di rottura a *rocking*. Nel caso di pannello con carico di 0,1 MPa il rinforzo comporta un aumento di resistenza del 118%, ridotto solamente al 14% nel caso di carico pari a 0,5 MPa. Si sottolinea come anche la rigidezza elastica del pannello meno caricato presenti una variazione meno trascurabile rispetto alle altre situazioni considerate.

Sulla base dei risultati ottenuti e delle osservazioni effettuate relativamente ai singoli parametri, risulta evidente come la tecnica di rinforzo sia maggiormente efficace nel caso di pannelli murari con caratteristiche meccaniche più scarse. La tesi appare chiara considerando quanto appurato sull'influenza della tipologia muraria. Si specifica che la propensione dell'intervento di rinforzo ad essere più efficace se applicato a murature più scadenti, è riscontrabile anche in altre tecniche di rinforzo sismico. A tal merito è utile fare riferimento alla Tabella C8.5.II della Circolare NTC2018 [Tab. 2.2.15]: interventi di consolidamento come l'iniezione di miscele leganti e l'esecuzione dell'intonaco armato (già paragonati alla tecnica di rinforzo per mezzo di pannelli CLT al § 1.2.3) permettono di attribuire ai parametri meccanici della muratura coefficienti moltiplicativi degradanti al crescere della qualità della tipologia muraria.

**Tab. 2.2.14** Tabella C8.5.II della Circolare NTC2018 con evidenziazione dei coefficienti migliorativi relativi agli interventi di consolidamento considerati.

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

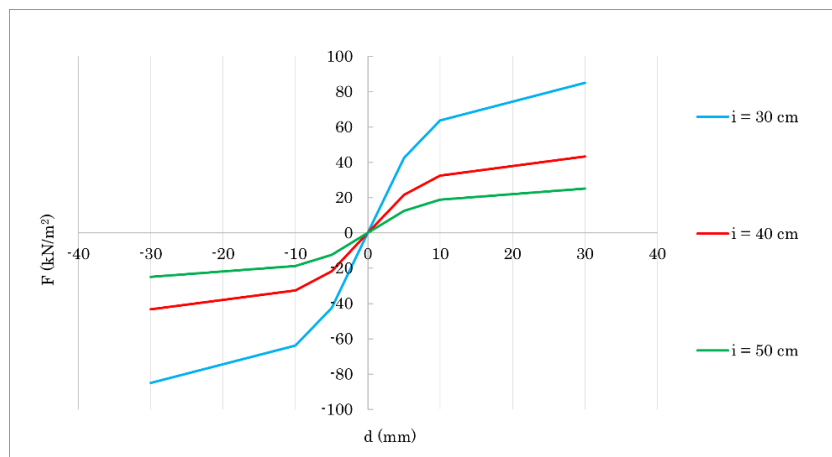
Nel caso di rottura a *rocking* sono risultate particolarmente influenti la larghezza del pannello murario e il livello di carico verticale. Si sottolinea come entrambe siano due caratteristiche fortemente condizionanti il comportamento dei maschi murari soggetti al tipo di rottura considerata. Il meccanismo di collasso a *rocking*, infatti, è un fenomeno correlato più alla geometria del sistema considerato che ai parametri meccanici del materiale stesso. La resistenza di una parete a pressoflessione, infatti, è proporzionale al quadrato della larghezza del maschio murario (espressione 2.2.5). Il livello di carico verticale, come già accennato, rappresenta invece un'entità che influisce in modo implicito sulla condizione di vincolo in sommità del pannello: più elevato è il carico, minore è la possibilità del pannello di subire fenomeni di sollevamento.

## 2.2.2 – INFLUENZA DELLE CARATTERISTICHE DEL SISTEMA DI RINFORZO

I parametri specifici della tecnica di rinforzo oggetto delle analisi di sensitività sono:

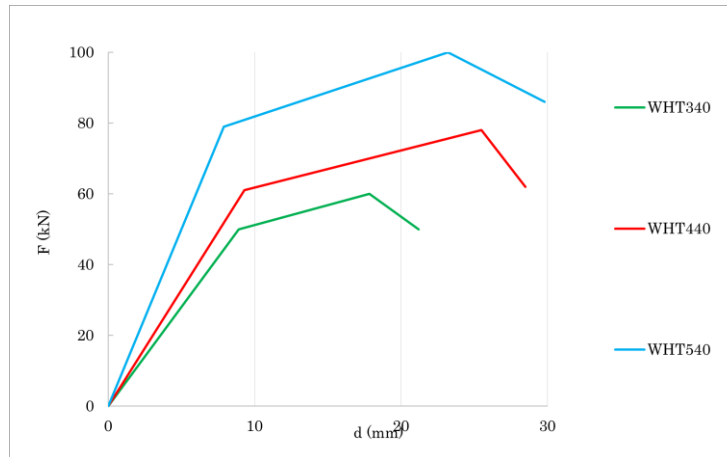
- Quantità di connessioni tra pannello CLT e supporto murario;
- Tipologia di *hold down*;
- Quantità di *angle bracket*;
- Spessore del pannello CLT.

Per quanto riguarda il numero delle connessioni, le quantità considerate vengono espresse sotto forma di interasse tra i dispositivi di collegamento. Al fine di valutare l'incidenza del parametro interessato vengono calcolate apposite leggi costitutive superficiali [Fig. 2.2.26].



**Fig. 2.2.26** Leggi costitutive superficiali analizzate.

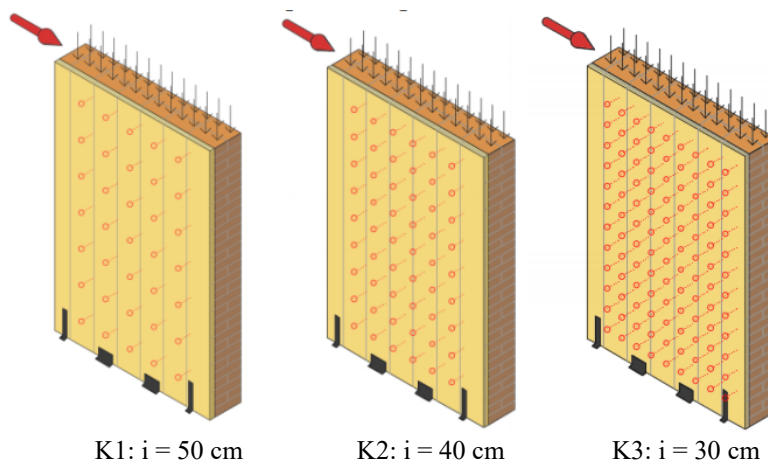
Per la valutazione dell'influenza degli *hold down* vengono esaminati tre differenti prodotti commerciali dell'azienda Rothoblaas: WHT340, WHT440 e WHT540 [Fig. 2.2.27]. Un'ulteriore condizione presa in considerazione prevede l'assenza di *hold down*.



**Fig. 2.2.27** Comportamento a trazione degli *hold down* analizzati.

Per gli *angle bracket*, data la minor disponibilità di test sperimentali, non si considerano diverse tipologie di prodotto, bensì quantità differenti di dispositivi TTN240. Come per gli *hold down*, viene inoltre analizzata la possibilità di mancanza di *angle bracket*.

Parametro analizzato: quantità di connessioni tra supporto murario e pannello CLT



K1:  $i = 50$  cm

K2:  $i = 40$  cm

K3:  $i = 30$  cm

Fig. 2.2.28 Quantità di connessioni analizzate.

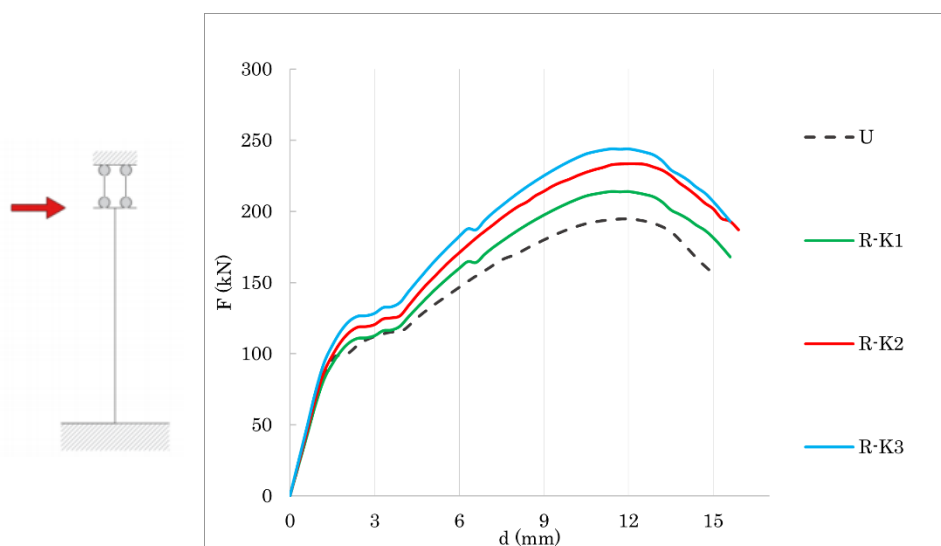
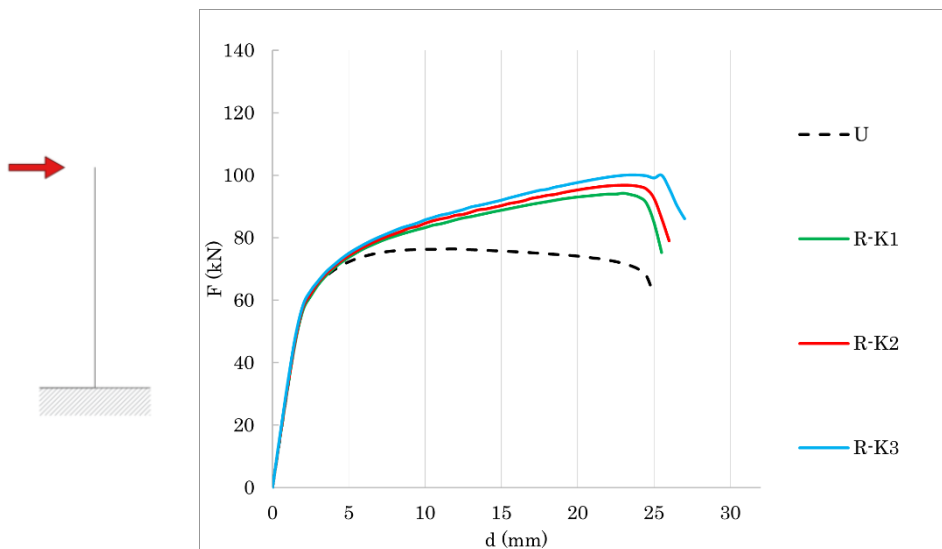


Fig. 2.2.29 Curve carico-spostamento comparative: quantità di connessioni – rottura a taglio.

Tab. 2.2.15 Comparazione dei parametri meccanici dei pannelli: quantità di connessioni – rottura a taglio.

		U	R-K1	R-K2	R-K3
$F_{MAX}$	[kN]	195	214	233	244
VAR	[%]	-	10%	20%	25%
$d_U$	[mm]	15,0	15,6	15,9	15,6
VAR	[%]	-	4%	6%	4%
$k_{EL}$	[kN/mm]	71,2	73,5	74,8	75,2
VAR	[%]	-	3%	5%	6%
U	[kN*mm]	2218	2507	2782	2857
VAR	[%]	-	13%	25%	29%



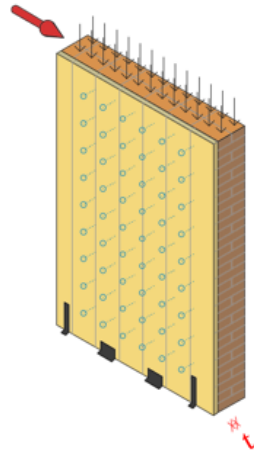
**Fig. 2.2.30** Curve carico-spostamento comparative: quantità di connessioni – rottura a *rocking*.

**Tab. 2.2.16** Comparazione dei parametri meccanici dei pannelli: quantità di connessioni – rottura a *rocking*.

		U	R-K1	R-K2	R-K3
F <sub>MAX</sub>	[kN]	76	94	97	100
VAR	[%]	-	23%	27%	31%
d <sub>U</sub>	[mm]	25,0	25,5	26,0	27,0
VAR	[%]	-	2%	4%	8%
k <sub>EL</sub>	[kN/mm]	32,0	32,8	33,0	33,9
VAR	[%]	-	2%	3%	6%
U	[kN*mm]	1752	2050	2136	2279
VAR	[%]	-	17%	22%	30%

Il numero di connessioni tra supporto murario e pannello CLT dimostra di essere diversamente influente nelle due casistiche di schema statico considerate. Nel caso di rottura a taglio il parametro risulta piuttosto rilevante: per connessioni disposte con interasse di 50 cm l'aumento di capacità resistente ottenuto è contenuto (+10%), mentre nel caso di connessioni con interasse di 30 cm risulta più significativo (+25%). Nella rottura a *rocking* il parametro risulta meno rilevante, in quanto anche un numero basso di connessioni riesce a permettere un buon miglioramento (+23%).

Parametro analizzato: spessore del pannello CLT



T1:  $t = 6 \text{ cm}$

T2:  $t = 10 \text{ cm}$

T3:  $t = 15 \text{ cm}$

Fig. 2.2.31 Spessori dei pannelli CLT analizzati.

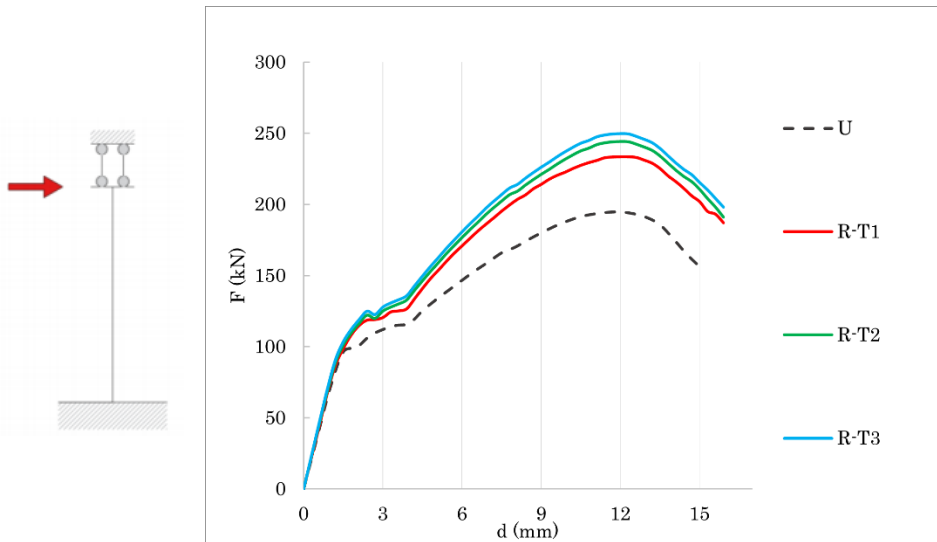
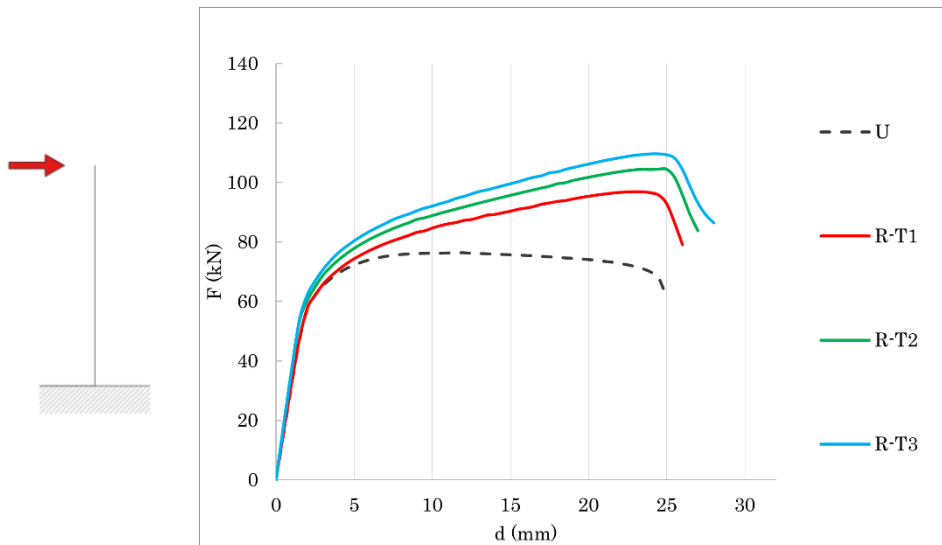


Fig. 2.2.32 Curve carico-spostamento comparative: spessore del pannello CLT – rottura a taglio.

Tab. 2.2.17 Comparazione dei parametri meccanici dei pannelli: spessore del pannello CLT – rottura a taglio.

		U	R-T1	R-T2	R-T3
$F_{MAX}$	[kN]	195	233	244	250
VAR	[%]	-	20%	25%	28%
$d_U$	[mm]	15,0	15,9	15,9	15,9
VAR	[%]	-	6%	6%	6%
$k_{EL}$	[kN/mm]	71,2	74,8	76,4	78,9
VAR	[%]	-	5%	7%	11%
U	[kN*mm]	2218	2782	2791	2797
VAR	[%]	-	25%	26%	26%



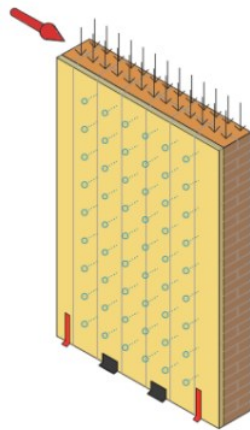
**Fig. 2.2.33** Curve carico-spostamento comparative: spessore del pannello CLT – rottura a *rocking*.

**Tab. 2.2.18** Comparazione dei parametri meccanici dei pannelli: spessore del pannello CLT – rottura a *rocking*.

		U	R-T1	R-T2	R-T3
F <sub>MAX</sub>	[kN]	76	97	104	110
VAR	[%]	-	27%	37%	43%
d <sub>U</sub>	[mm]	25,0	26,0	27,0	28,0
VAR	[%]	-	4%	8%	12%
k <sub>EL</sub>	[kN/mm]	32,0	33,0	33,6	34,1
VAR	[%]	-	3%	5%	7%
U	[kN*mm]	1752	2136	2366	2557
VAR	[%]	-	22%	35%	46%

Nel caso di rottura a taglio lo spessore del pannello CLT non si dimostra particolarmente significativo in termini di capacità resistente. Dal punto di vista della rigidità elastica, uno spessore maggiore comporta invece una variazione relativamente più elevata. Nel caso di rottura a *rocking* lo spessore influisce maggiormente, sia in termini di resistenza, sia di spostamento ultimo, e, di conseguenza, di dissipazione energetica.

Parametro analizzato: tipologia di *hold down*



HD0: nessun *hold down*

HD1: *hold down* = WHT340

HD2: *hold down* = WHT440

HD3: *hold down* = WHT540

Fig. 2.2.34 Tipologie di *hold down* analizzate.

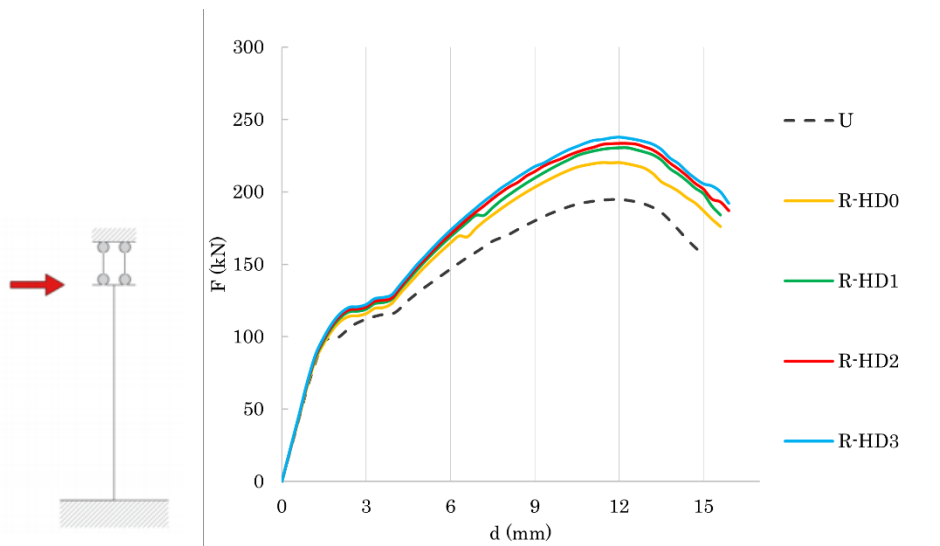


Fig. 2.2.35 Curve carico-spostamento comparative: tipologia di *hold down* – rottura a taglio.

Tab. 2.2.19 Comparazione dei parametri meccanici dei pannelli: tipologia di *hold down* – rottura a taglio.

		U	R-HD0	R-HD1	R-HD2	R-HD3
F <sub>MAX</sub>	[kN]	195	220	230	233	238
VAR	[%]	-	13%	18%	20%	22%
d <sub>U</sub>	[mm]	15,0	15,6	15,6	15,9	15,9
VAR	[%]	-	4%	4%	6%	6%
k <sub>EL</sub>	[kN/mm]	71,2	74,1	74,6	74,8	74,9
VAR	[%]	-	4%	5%	5%	5%
U	[kN*mm]	2218	2578	2681	2782	2828
VAR	[%]	-	16%	21%	25%	27%

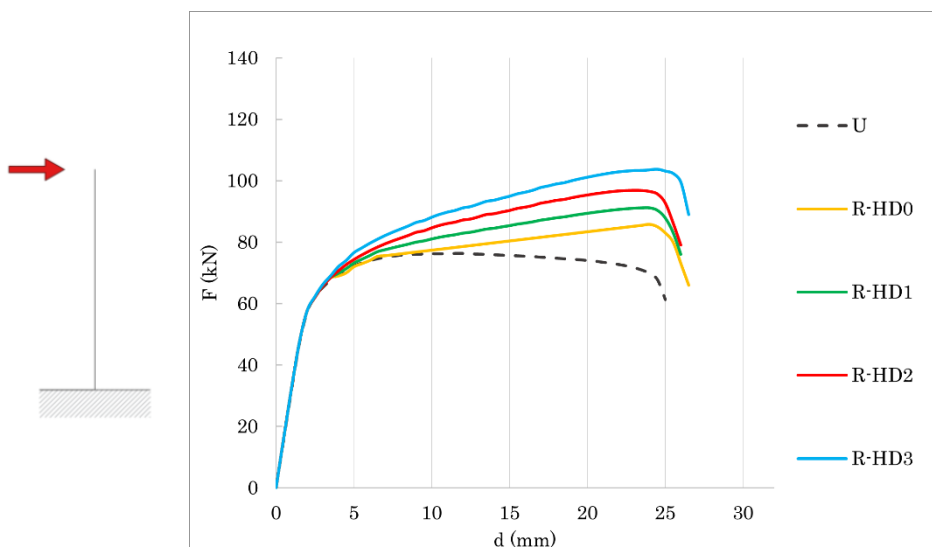


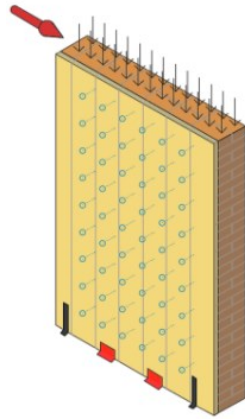
Fig. 2.2.36 Curve carico-spostamento comparative: tipologia di *hold down* – rottura a *rocking*.

Tab. 2.2.20 Comparazione dei parametri meccanici dei pannelli: tipologia di *hold down* – rottura a *rocking*.

		U	R-HD0	R-HD1	R-HD2	R-HD3
F <sub>MAX</sub>	[kN]	76	83	91	97	103
VAR	[%]	-	8%	19%	27%	36%
d <sub>U</sub>	[mm]	25,0	26,5	26,0	26,0	26,0
VAR	[%]	-	6%	4%	4%	4%
k <sub>EL</sub>	[kN/mm]	32,0	32,7	32,9	33,0	33,2
VAR	[%]	-	2%	3%	3%	4%
U	[kN*mm]	1752	2025	2046	2136	2287
VAR	[%]	-	16%	17%	22%	31%

La tipologia degli *hold down* risulta particolarmente significativa nel comportamento a *rocking* del pannello murario, mentre nel caso di rottura a taglio non presenta particolare rilevanza. Sono infatti questi elementi a determinare il comportamento a *rocking* del pannello in CLT. In questa tipologia di rottura, infatti, comportano miglioramenti in termini di capacità resistente che variano dal solo 8% in assenza di alcun *hold down* al 36% nel caso di utilizzo di dispositivi WHT540. In merito alla rottura a taglio si specifica che è comunque consigliabile la predisposizione di almeno un *hold down*, anche di caratteristiche meccaniche non particolarmente elevate, al fine di ottenere un miglioramento più significativo (+13% in assenza di *hold down*, +18% con WHT340).

Parametro analizzato: quantità di *angle bracket*



AB0: nessun *angle bracket*

AB1: n. *angle bracket* = 1

AB2: n. *angle bracket* = 2

AB3: n. *angle bracket* = 3

Fig. 2.2.37 Quantità di *angle bracket* analizzate.

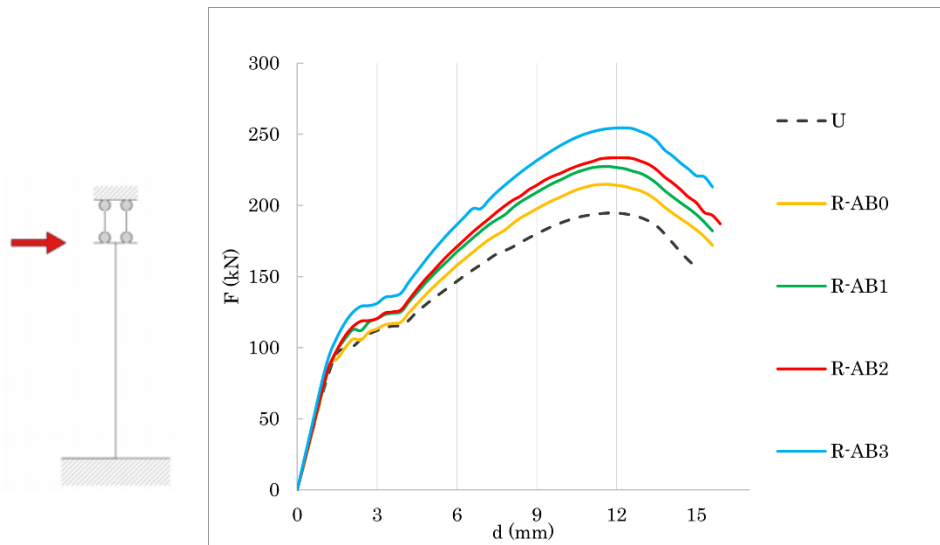


Fig. 2.2.38 Curve carico-spostamento comparative: quantità di *angle bracket* – rottura a taglio.

Tab. 2.2.21 Comparazione dei parametri meccanici dei pannelli: quantità di *angle bracket* – rottura a taglio.

		U	R-AB0	R-AB1	R-AB2	R-AB3
$F_{MAX}$	[kN]	195	215	227	233	254
VAR	[%]	-	10%	17%	20%	31%
$d_U$	[mm]	15,0	15,6	15,6	15,9	15,9
VAR	[%]	-	4%	4%	6%	6%
$k_{EL}$	[kN/mm]	71,2	72,9	73,4	74,8	75,4
VAR	[%]	-	2%	3%	5%	6%
U	[kN*mm]	2218	2510	2680	2782	2834
VAR	[%]	-	13%	21%	26%	28%

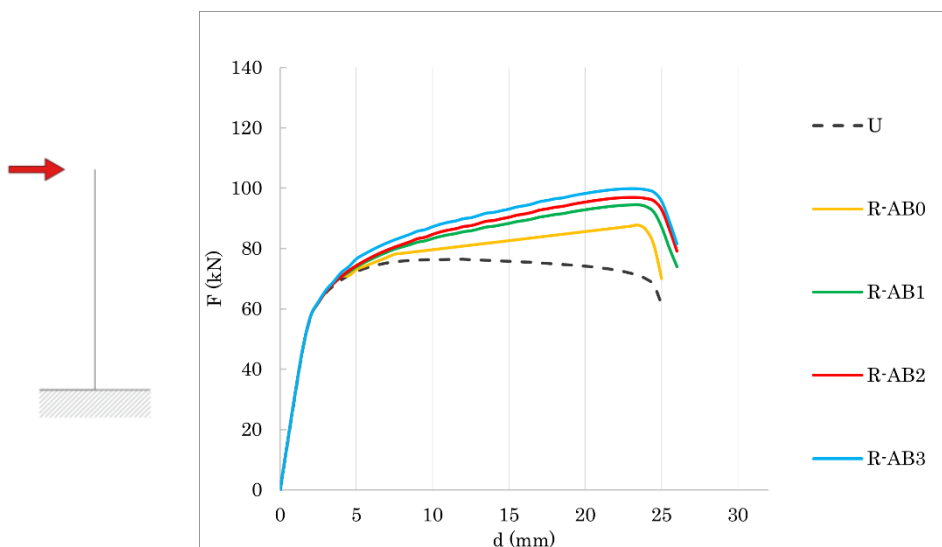


Fig. 2.2.39 Curve carico-spostamento comparative: quantità di *angle bracket* – rottura a *rocking*.

Tab. 2.2.22 Comparazione dei parametri meccanici dei pannelli: quantità di *angle bracket* – rottura a *rocking*.

		U	R-AB0	R-AB1	R-AB2	R-AB3
F <sub>MAX</sub>	[kN]	76	88	95	97	100
VAR	[%]	-	15%	24%	27%	31%
d <sub>U</sub>	[mm]	25,0	26,0	26,0	26,0	26,0
VAR	[%]	-	4%	4%	4%	4%
k <sub>EL</sub>	[kN/mm]	32,0	32,8	33,0	33,0	33,1
VAR	[%]	-	2%	3%	3%	3%
U	[kN*mm]	1752	1923	2093	2136	2215
VAR	[%]	-	10%	19%	22%	26%

Al contrario rispetto a quanto descritto in merito alla tipologia di *hold down*, la quantità di *angle bracket* risulta più rilevante nel comportamento a taglio del pannello murario. Permette infatti di ottenere un miglioramento in termini di capacità di resistente del 10% in assenza di *angle bracket*, del 31% con n. 3 dispositivi TTN240. Analogamente a quanto espresso per gli *hold down*, è comunque preferibile la presenza di almeno un *angle bracket* anche nel caso di rottura a *rocking*.

Alla luce di quanto ottenuto si ritiene opportuno presentare le seguenti osservazioni.

La quantità di connessioni tra supporto murario e pannello CLT risulta maggiormente significativa nel caso di rottura a taglio in quanto, nello svolgimento di tale meccanismo, i dispositivi di fissaggio sono deputati alla distribuzione del danno sulla superficie muraria. Nel caso di rottura a *rocking*, in cui il pannello non rinforzato subisce una fessurazione molto localizzata, è sufficiente un numero inferiore di connessioni a rendere efficace il sistema di rinforzo. In questo meccanismo, è più rilevante lo spessore del pannello CLT, in quanto contribuisce all'irrigidimento, in fase plastica, del sistema.

La maggior rilevanza degli *hold down* nella rottura a *rocking* e degli *angle bracket* nella rottura a taglio era presumibile, considerando come tali connessioni funzionino principalmente in una direzione: *hold down* a trazione, *angle bracket* a taglio.

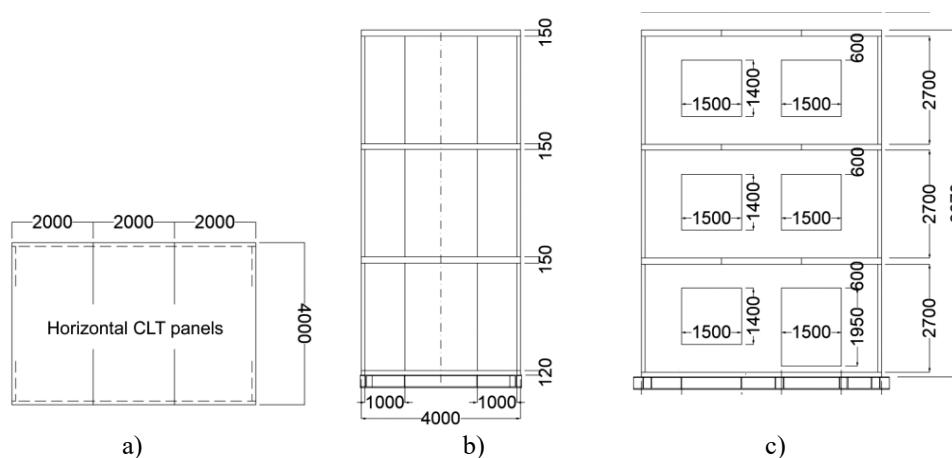
### 3 – ANALISI GLOBALI DELLA TECNICA DI RINFORZO

#### 3.1 – CALIBRAZIONE DELLE STRUTTURE IN CLT

Prima di svolgere analisi globali della tecnica di rinforzo applicata a strutture in muratura, si ritiene opportuno effettuare un'adeguata calibrazione delle strutture in CLT, con particolare riguardo verso il loro comportamento sismico. Questa fase si rende necessaria in quanto la tecnica di modellazione della tecnologia costruttiva in questione risulta un tema tutt'ora aperto nella ricerca scientifica, come già specificato al § 1.3.2. Per la modellazione delle strutture in CLT sono state implementate diverse procedure numeriche, la maggior parte delle quali mira principalmente a soddisfare le verifiche richieste dalla normativa e si fonda dunque su ipotesi semplificative. Nella valutazione del comportamento del sistema di *retrofit*, in cui la struttura in CLT interagisce con quella in muratura, queste procedure potrebbero condurre a risultati imprecisi. Nella presente fase di calibrazione viene presa a riferimento la campagna sperimentale svolta nei laboratori della Shizuoka University, in Giappone (Yasumura et al., 2016).

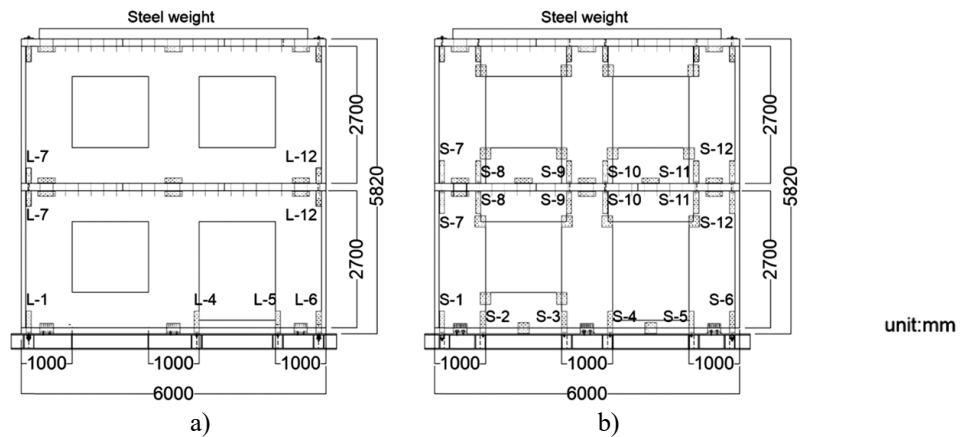
##### 3.1.1 – ESECUZIONE DEI TEST SPERIMENTALI

La campagna sperimentale ha previsto il montaggio di due strutture in CLT, sottoposte poi a carichi laterali ciclici. Entrambe le strutture erano di due piani, di dimensioni in pianta  $6 \times 4$  m, per un'altezza di 5,82 m, costituite da pareti di spessore 90 mm (30+30+30) e solai di spessore 150 mm (30+30+30+30+30). Nei test le strutture sono state concepite come edifici sviluppati su tre piani [Fig. 3.1.1]. Il carico gravitazionale dell'ultimo livello è stato quindi simulato mediante l'installazione di un peso equivalente.



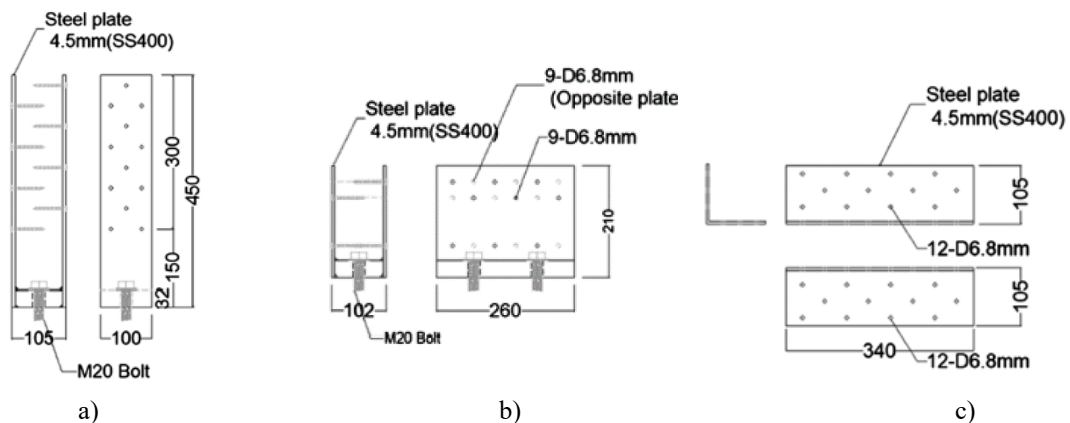
**Fig. 3.1.1** Dimensioni delle struttura concepita: a) pianta, b) sezione trasversale, c) sezione longitudinale (Yasumura et al., 2016).

La prima struttura è stata realizzata con pareti monolitiche di dimensione  $6 \times 2,7$  m, mentre la seconda per mezzo di pannelli di larghezza di 1 m, tra loro giuntati. In quest'ultima, i pannelli posti al di sopra e al di sotto delle aperture sono stati montati in modo tale da avere la fibra degli strati esterni diretta in direzione orizzontale [Fig. 3.1.2].



**Fig. 3.1.2** Sezioni longitudinali delle strutture testate: a) struttura con pareti monolitiche, b) struttura con pareti giuntate (Yasumura et al., 2016).

La base delle strutture è costituita da travi in acciaio di dimensioni  $120 \times 90$  mm, ancorate rigidamente al suolo. Due pannelli CLT di dimensioni  $1 \times 2,7$  m sono stati installati a 2 m di distanza l'uno dall'altro in direzione trasversale e collegati ai pannelli longitudinali con viti per legno  $\varnothing 8 \times 180$  mm ( $i=300$  mm). I pannelli del solaio, di dimensioni  $2 \times 4$  m, sono stati montati in direzione trasversale e collegati alla parte superiore dei pannelli sottostanti per mezzo di viti  $\varnothing 8 \times 260$  mm ( $i=250$  mm). I pannelli del solaio sono stati collegati tra loro con piastre di compensato di spessore 28 mm e viti per legno  $\varnothing 8 \times 140$  mm ( $i=300$  mm). Le pareti sono state collegate alla base in acciaio e ai solai per mezzo degli *hold down* e degli *angle bracket* raffigurati in Fig. 3.1.3.



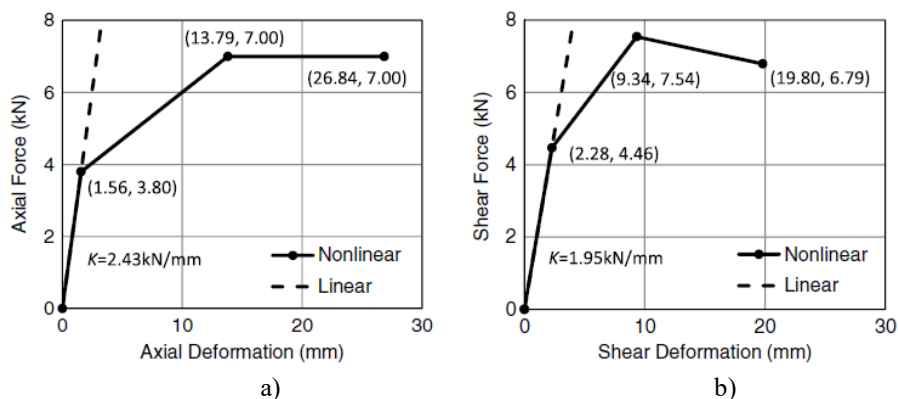
**Fig. 3.1.3** Dispositivi di fissaggio: a) *hold down*, b) *angle bracket* di base, c) *angle bracket* interpiano (Yasumura et al., 2016).

Sia per gli *hold down* che per gli *angle bracket* sono state utilizzate viti per legno  $\varnothing 6 \times 80$  mm. Mentre per gli *angle bracket* il numero di viti è stato mantenuto fisso in tutti i dispositivi (n. 9 nei fissaggi alla base, n. 12 nei fissaggi interpiano), per determinarne la quantità da inserire negli *hold down* è stata svolta un'apposita analisi FEM lineare, applicando in sommità il carico laterale di progetto di 251 kN, determinato sulla base di quanto prescritto dalla normativa giapponese (Ministry of Construction, 1980). Mediante tale procedura si è ottenuto quanto espresso in Tab. 3.1.1 (i codici identificativi degli *hold down* fanno riferimento a Fig. 3.1.2).

**Tab. 3.1.1** Quantità di viti negli *hold down*, tra parentesi il grado di sovraresistenza (Yasumura et al., 2016).

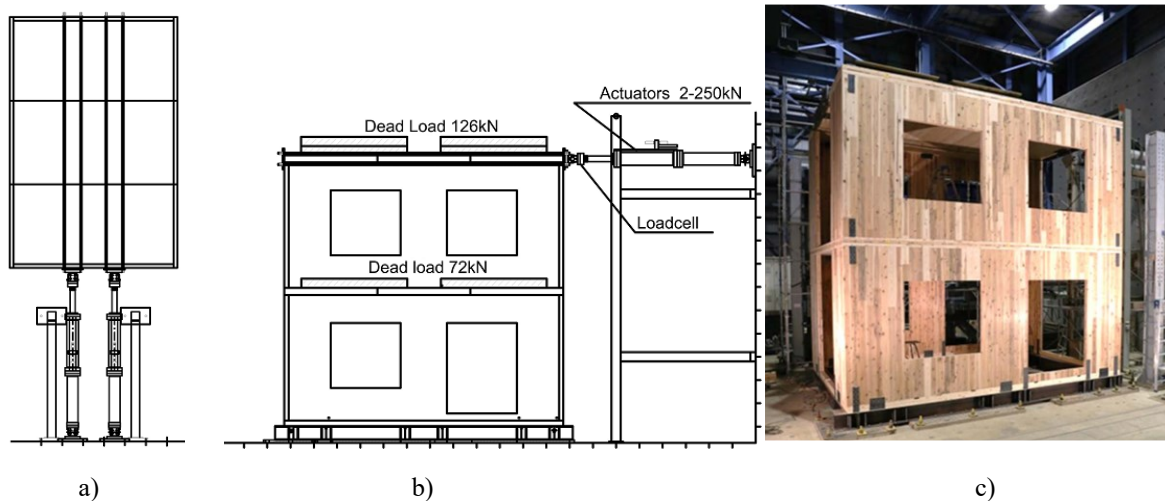
Vertical restraints	Structure with large CLT panels		Structure with small CLT panels	
	Tensile force (kN)	Number of screws	Tensile force (kN)	Number of screws
L-1, S-1	73.4	14 (1.04)	78.8	14 (0.97)
S-2	—	—	52.4	12 (1.24)
S-3	—	—	58.4	12 (1.12)
L-4, S-4	20.8	6 (1.57)	58.8	12 (1.11)
L-5, S-5	8.7	4 (2.50)	52.5	12 (1.24)
L-6, S-6	52.3	10 (1.04)	78.5	14 (0.96)
L-7, S-7	24.3	8 (1.79)	40.5	8 (1.07)
S-8	—	—	12.5	6 (2.61)
S-9	—	—	16.7	6 (1.95)
S-10	—	—	16.7	6 (1.95)
S-11	—	—	16.7	6 (1.95)
L-12, S-12	25.9	8 (1.68)	40.7	8 (1.07)

La capacità resistente degli *hold down* e degli *angle bracket* è stata assunta proporzionale al numero di viti, basata dunque sulle leggi costitutive delle stesse (Yasumura, Kawai, 1997) [Fig. 3.1.4].



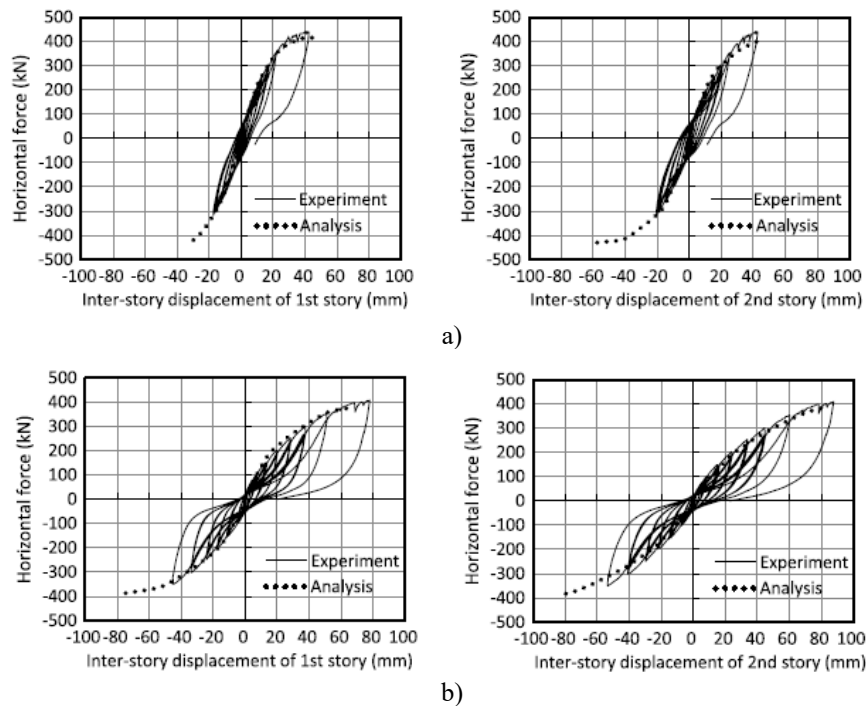
**Fig. 3.1.4** Leggi costitutive delle singole viti utilizzate nei dispositivi di fissaggio: a) comportamento a trazione, b) comportamento a taglio (Yasumura, Kawai, 1997).

Per l'esecuzione dei test, i pannelli del secondo solaio sono stati serrati da due piastre e otto aste d'acciaio, collegate a loro volta a due attuatori idraulici con una capacità di 250 kN. I due attuatori, distanziati tra loro di 1 m, sono stati collegati ad una parete di reazione in cemento armato [Fig. 3.1.5].



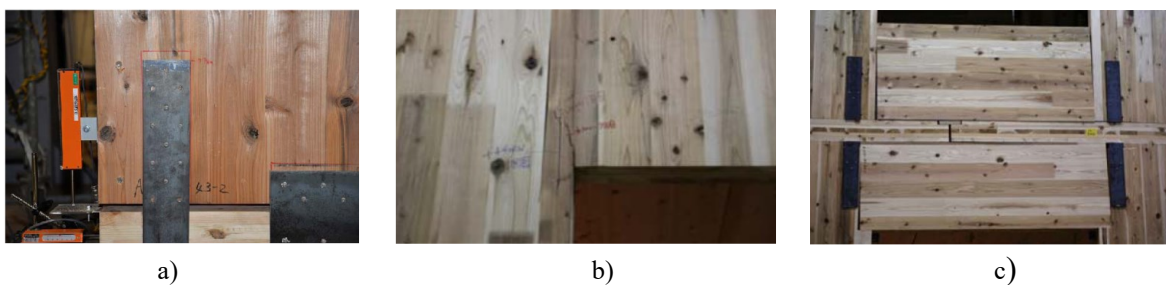
**Fig. 3.1.5** Svolgimento dei test: a) schema planimetro, b) schema in sezione longitudinale, c) esecuzione sulla struttura a pannelli monolitici (Yasumura et al., 2016).

Il programma del test ha previsto l'applicazione del carico laterale tramite cicli di forza incrementale (50 kN ad ogni ciclo) fino al raggiungimento della capacità limite degli attuatori. Le forze laterali applicate sono state misurate da celle di carico poste in corrispondenza degli attuatori, gli spostamenti orizzontali di ogni piano e il sollevamento dei pannelli sono stati misurati da trasduttori di spostamento elettronici. Le curve carico-spostamento così ottenute sono rappresentate in Fig. 3.1.6, si sottolinea come per entrambe le strutture testate le curve siano relative agli spostamenti interpiano.



**Fig. 3.1.6** Curve carico spostamento d'interpiano: a) struttura con pareti monolitiche, b) struttura con pareti giuntate (Yasumura et al., 2016).

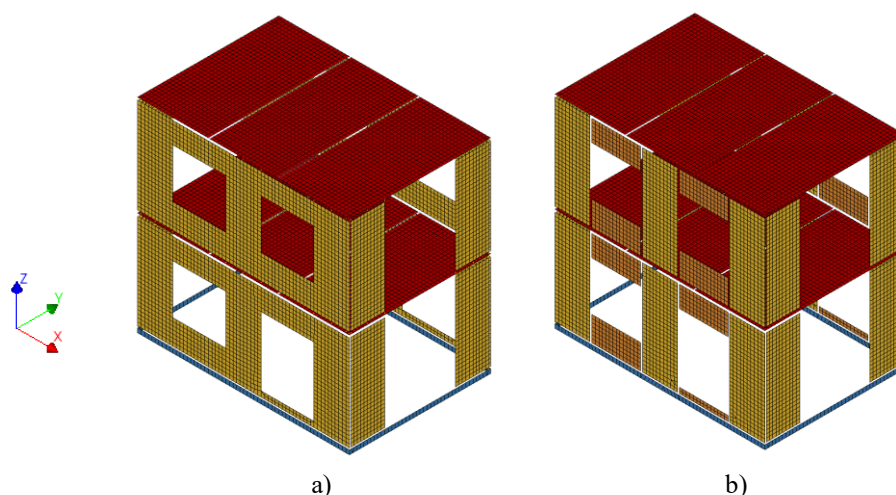
Dal danneggiamento risultante dopo i test si sono evidenziati fenomeni di *rocking* che hanno condotto al sollevamento delle pareti in corrispondenza degli *hold down* in entrambe le tipologie strutturali testate, fessurazioni superficiali in corrispondenza delle aperture nella struttura con pareti monolitiche, meccanismi di distacco tra pannelli CLT adiacenti e fenomeni di schiacciamento a compressione del legno in prossimità dei punti di contatto nella struttura con pareti giuntate [Fig. 3.1.7].



**Fig. 3.1.7** Danneggiamento delle strutture: a) sollevamento delle pareti, b) fessurazione superficiale del legno, c) distacco tra pannelli adiacenti (Yasumura et al., 2016).

### 3.1.2 – MODELLAZIONE NUMERICA

La modellazione numerica delle strutture in CLT oggetto dei test sperimentali segue parzialmente quanto già descritto al § 2.1.2: i pannelli vengono modellati come elementi bidimensionali *flat shell*, i dispositivi di collegamento mediante apposite interfacce puntuali [Fig. 3.1.8].



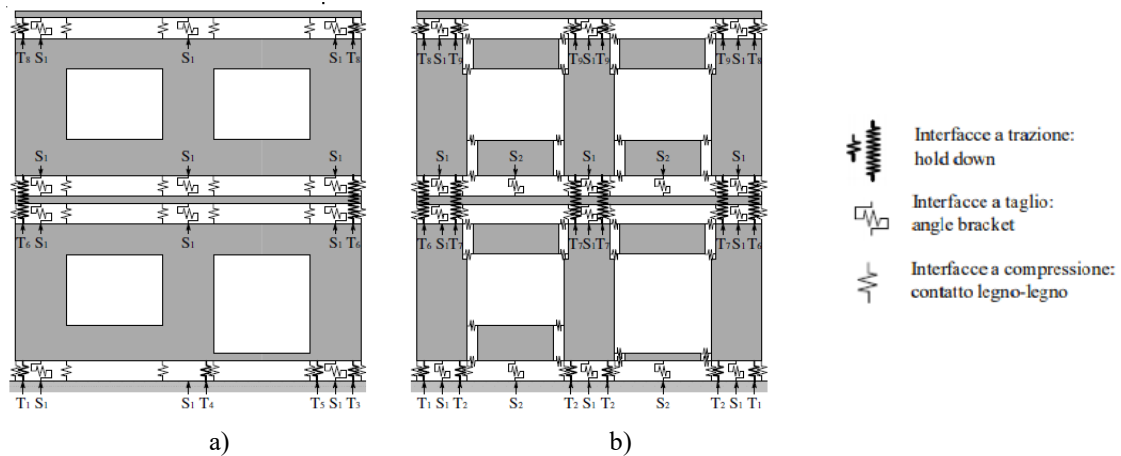
**Fig. 3.1.8** Mesh delle strutture in CLT oggetto di calibrazione: a) struttura a pareti monolitiche, b) struttura a pareti giuntate (in arancione i pannelli con gli strati esterni orizzontali).

Per quanto concerne i parametri elastici delle pareti in CLT, si pone particolare attenzione all'implementazione di tali indici nel caso dei pannelli posti con la fibra degli strati esterni orizzontale, presenti nella struttura con pannelli giuntati [Tab. 3.1.2].

**Tab. 3.1.2** Parametri elastici nel piano delle pareti CLT.

		Pannelli verticali	Pannelli orizzontali
$E_z$	[MPa]	5244	2622
$E_x$	[MPa]	2622	5244
$G_{xz}$	[MPa]	403	403

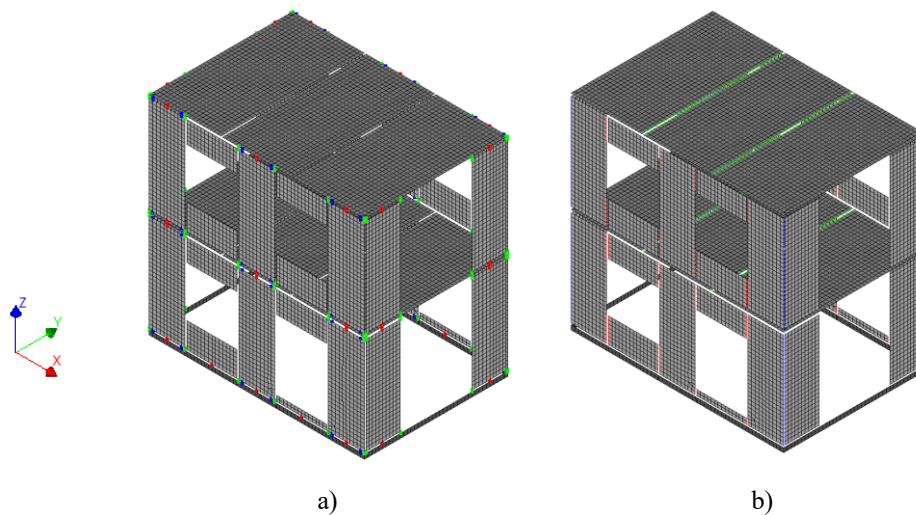
I sistemi d'interfaccia implementati nei modelli sono simili a quelli raffigurati in Fig. 3.1.8, implementati nelle analisi numeriche svolte dal gruppo di ricerca della Shizuoka University. Gli schemi statici proposti prevedono interfacce a trazione per simulare gli *hold down*, a taglio per gli *angle bracket*, a compressione per il contatto legno-legno [Fig. 3.1.9]. Agli *hold down* e agli *angle bracket* vengono assegnate le leggi carico-spostamento definite sulla base del numero di viti presenti, mentre alle interfacce che simulano il contatto legno-legno viene attribuita una rigidità pari a 50 kN/mm.



**Fig. 3.1.9** Sistemi d'interfaccia: a) struttura a pareti monolitiche, b) struttura a pareti giuntate (Yasumura et al., 2016).

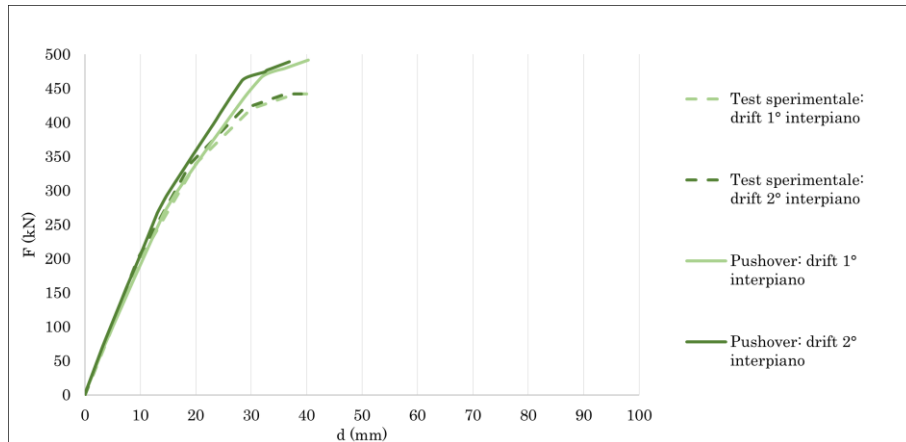
Oltre ad implementare quanto proposto, gli *hold down* vengono dotati di una rigidezza tagliante pari ad un decimo di quella a trazione, mentre agli *angle bracket* è stata posta la medesima rigidezza a taglio anche a trazione, per i motivi già esposti al § 2.2.

Le connessioni tra pannelli adiacenti, sia costituenti i solai che le pareti, e tra pannelli tra loro ortogonali vengono sviluppate mediante interfacce lineari a cui vengono attribuite rigidzze assiali e taglianti sulla base delle dimensioni delle viti e dell'interasse secondo cui sono state disposte. In Fig. 3.1.10 viene evidenziato il sistema di interfacce così definito, assumendo a titolo esemplificativo il modello della struttura con pareti giuntate.

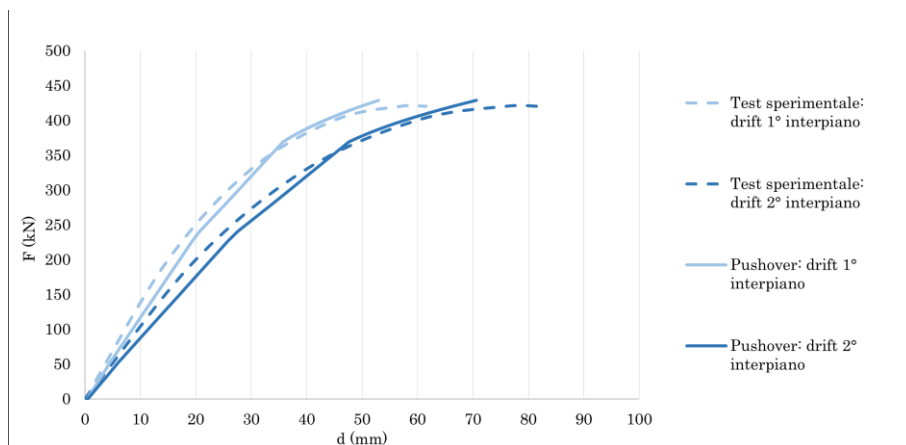


**Fig. 3.1.10** Mesh della struttura con pareti giuntate: a) evidenziazione delle interfacce puntuali (in verde contatto legno-legno, in blu *hold down*, in rosso *angle bracket*), b) evidenziazione delle interfacce lineari (in verde connessioni tra i pannelli del solaio, in blu connessioni tra pareti ortogonali, in rosso connessioni tra pareti adiacenti).

Ai modelli sviluppati vengono assegnati i pesi propri mediante la densità assegnata agli elementi *shell*. Nella densità dei solai sono inglobati i sovraccarichi, ovvero i carichi gravitazionali applicati sui solai stessi durante i test utilizzati. Al fine di svolgere le analisi *pushover*, viene posta un'accelerazione pari a  $9,81 \text{ m/s}^2$  lungo l'asse X. Dalle curve carico-spostamento così ottenute si evidenzia una buona corrispondenza con gli esiti sperimentali [Fig. 3.1.11].



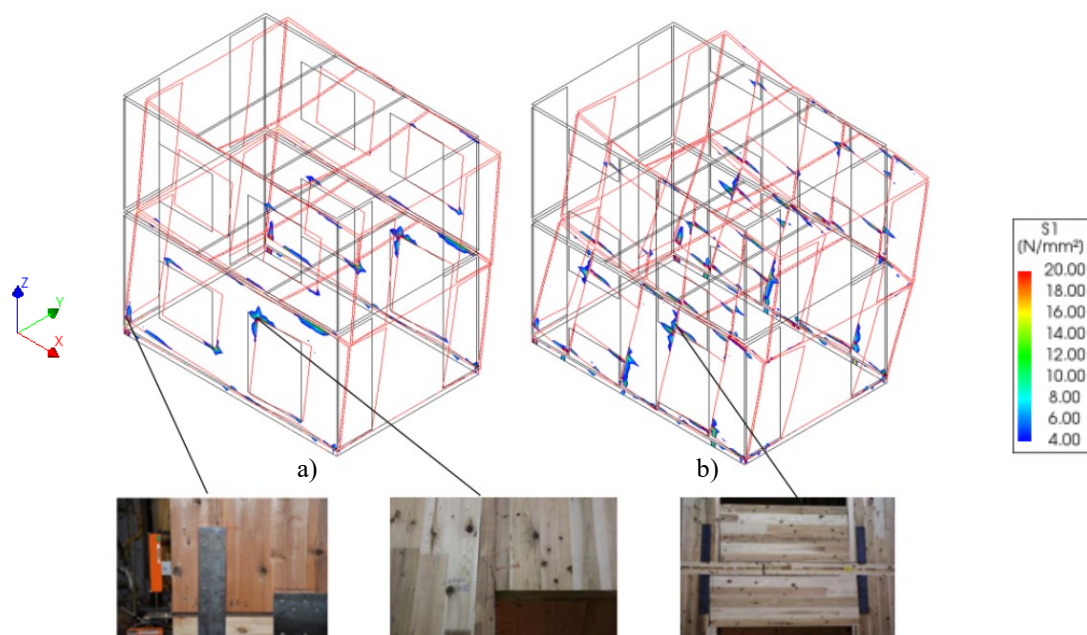
a)



b)

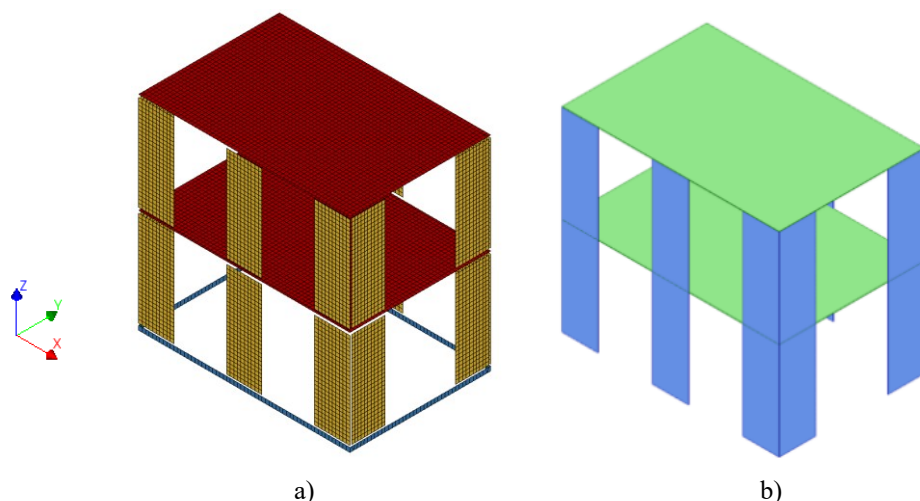
**Fig. 3.1.11** Curve carico spostamento ottenute dalle analisi *pushover* comparate con gli esiti sperimentali: a) struttura con pareti monolitiche, b) struttura con pareti giuntate.

Un'ulteriore corrispondenza tra i risultati ottenuti dalle simulazioni numeriche ed i risultati sperimentali viene proposta sulla base dello sviluppo tensionale riscontrato: i picchi tensionali dimostrano infatti una discreta analogia con i fenomeni di danneggiamento riscontrati durante i test [Fig. 3.1.12].



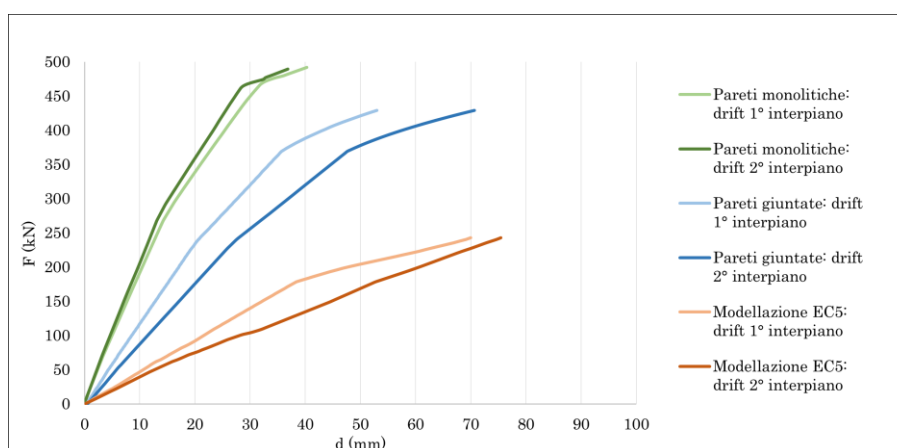
**Fig. 3.1.12** *Pattern* dello sforzo nella direzione principale S1 all'ultimo *step* dell'analisi (deformata  $\times 10$ ) e corrispondenza con le modalità di rottura riscontrate dai test: a) struttura con pareti monolitiche, b) struttura con pareti giuntate.

Un ulteriore modello FEM viene sviluppato considerando che le porzioni di parete poste al di sopra e al di sotto delle aperture non forniscano alcun contributo di rigidità al sistema [Fig. 3.1.13]. Tale ipotesi si basa su quanto previsto dall'Eurocodice 5 e dunque su quanto richiesto dalla normativa, non essendo presenti nelle NTC2018 indicazioni specifiche sulle strutture in CLT. Coerentemente, nel *software TimberTech Buildings*, destinato principalmente ai professionisti, la rigidità della struttura è deputata unicamente ai pannelli contigui tra fondazione e solaio, o tra solaio e solaio. I pannelli posti al di sopra delle aperture svolgono dunque solamente una funzione statica, mentre quelli posti al di sotto non risultano modellabili. Al modello FEM così definito vengono assegnate le medesime connessioni implementate nella struttura con pareti giuntate.



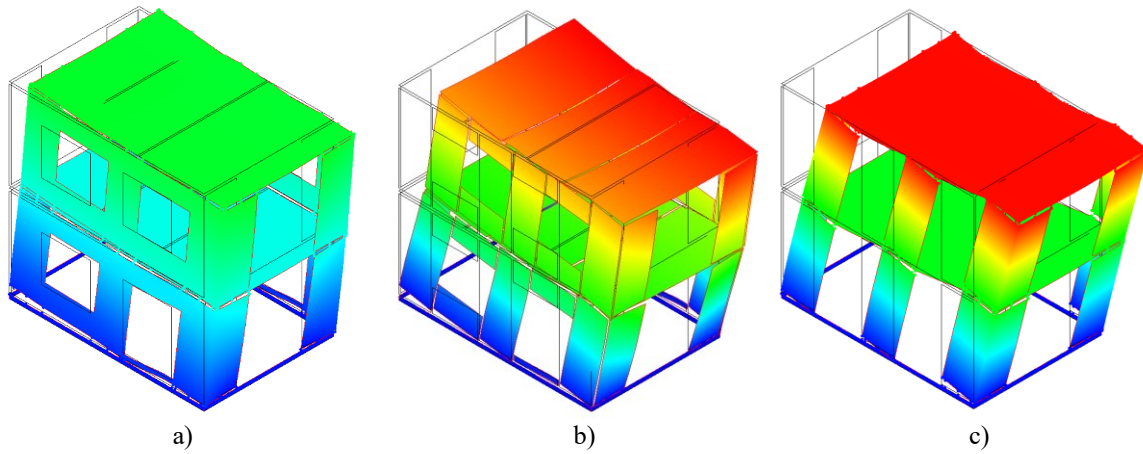
**Fig. 3.1.13** Struttura in CLT modellata come previsto dall'Eurocodice 5: a) *mesh* del modello FEM, b) modello a macroelementi in *TimberTech Buildings*.

Viene svolta un'apposita analisi *pushover* lungo l'asse X anche sul modello in questione. I risultati, in termini di curva carico-spostamento, comparati a quelli ottenuti per gli altri due modelli, sono presentati in Fig. 3.1.14.



**Fig. 3.1.14** Curve carico spostamento comparative.

La capacità resistente globale dei primi due modelli è piuttosto simile, con un lieve decremento nella struttura con pareti giuntate rispetto a quella con pareti monolitiche (-5%). Per quanto concerne la rigidezza laterale emerge invece come la struttura con pareti giuntate sia molto più deformabile rispetto alla struttura con pareti monolitiche (-90% in termini di rigidezza elastica). La struttura modellata come previsto dall'EC5, infine, dimostra capacità resistente e rigidezza laterale fortemente sottostimate rispetto alla realtà [Fig. 3.1.15].



**Fig. 3.1.15** Pattern dello spostamento lungo l'asse X all'ultimo *step* dell'analisi (deformata  $\times 10$ ) a) struttura con pareti monolitiche, b) struttura con pareti giuntate, c) struttura modellata come da EC5.

### 3.2 – ANALISI DEL RINFORZO SU UN MODELLO TRIDIMENSIONALE

Prima di analizzare la tecnica di rinforzo oggetto della tesi sul caso studio, che rappresenta una struttura con complessità intrinseche specifiche, si ritiene opportuno valutare il sistema di *retrofit* nei confronti di un *mockup* di una semplice struttura in muratura, ideato appositamente per perseguire l'obiettivo preposto.

L'edificio si sviluppa su un piano, ha dimensioni in pianta di  $5 \times 5$  m ed un'altezza di 3 m, lungo i prospetti sono presenti alcune aperture che simulano la presenza di porte e finestre: la loro presenza è utile al fine di definire pareti sismo-resistenti di diversa forma [Fig. 3.2.1].

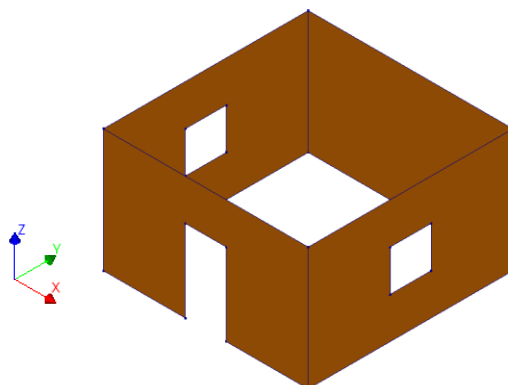


Fig. 3.2.1 Vista del modello privo del solaio.

La muratura, di spessore costante pari a 30 cm, viene ipotizzata costituita da mattoni pieni e malta di calce, caratterizzata dai medesimi parametri meccanici definiti nelle analisi di sensitività del modello locale (§ 2.2). Si ricorda che questi erano stati assunti sulla base dei valori indicati nella Tabella C8.5.I della Circolare NTC2018, ipotizzando un livello di conoscenza LC1 [Tab. 3.2.1].

Tab. 3.2.1 Parametri meccanici della muratura.

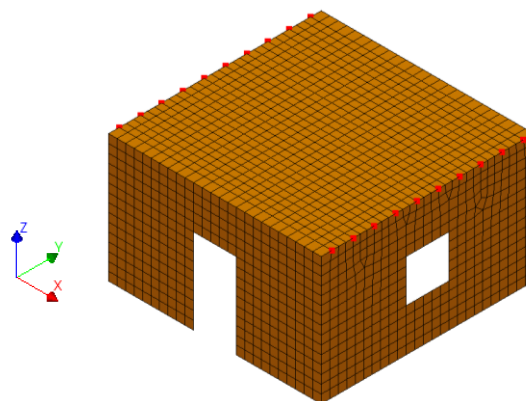
E	[MPa]	1500
$\nu$	[-]	0,25
$f_c$	[MPa]	2,6
$G_c$	[N/mm]	6,6
$f_t$	[MPa]	0,075
$G_t$	[N/mm]	0,02
w	[kg/m <sup>3</sup> ]	1800

L'impalcato viene ipotizzato in laterocemento ed ordito lungo l'asse X: sulla base della sua luce (5 m), viene definito un tradizionale solaio 16+4 costituito da travetti Bausta e pignatte di alleggerimento, di larghezze rispettivamente pari a 12 e 38 cm. Nel modello FEM il solaio viene sviluppato con uno spessore fittizio di 5 cm, i cui parametri elastici nel piano equivalenti sono descritti in Tab. 3.2.2, non viene implementata alcuna rigidità fuori piano in quanto non d'interesse ai fini sismici.

**Tab. 3.2.2** Parametri elastici del solaio.

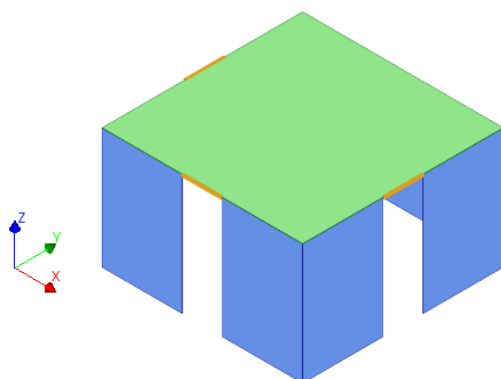
$E_x$	[MPa]	23520
$E_y$	[MPa]	12000
$G_{xy}$	[MPa]	6250

I carichi propri e portati dal solaio vengono introdotti mediante masse puntiformi applicate all'intersezione tra l'impalcato stesso e la sommità delle pareti dirette lungo l'asse Y, assumendo il solaio come totalmente unidirezionale [Fig. 3.2.2].



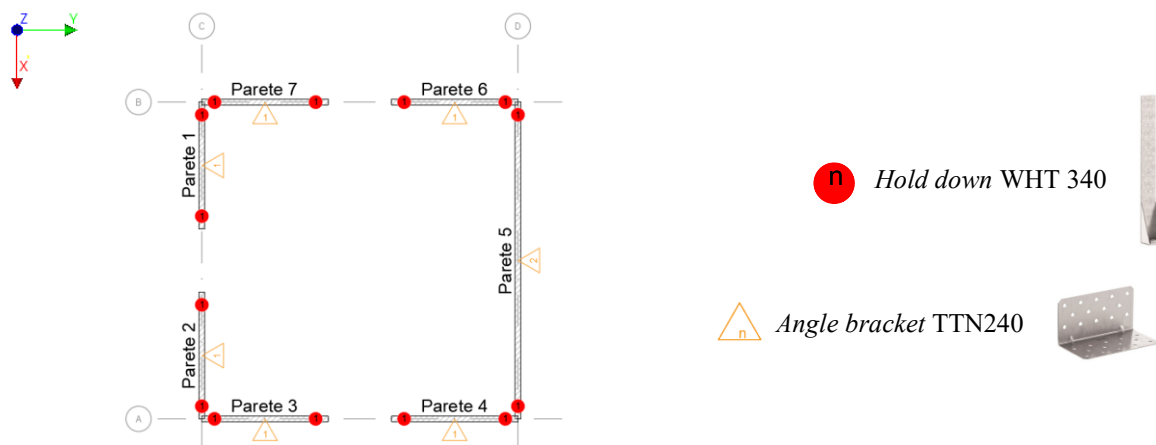
**Fig. 3.2.2** Mesh del modello con evidenziazione delle masse puntiformi.

La progettazione del nucleo in CLT viene svolta mediante l'ausilio di *TimberTech Buildings*. Per quanto riguarda la progettazione sismica, gli spettri di progetto vengono definiti ipotizzando che la struttura sia situata a Padova, in una posizione che non prevede fenomeni amplificativi dovuti alla tipologia di sottosuolo o alla topografia (categoria stratigrafica A e categoria topografica T1). La progettazione svolta nel *software*, sia statica che sismica, permette di ottenere gli spessori strutturali dei pannelli CLT, la tipologia e la disposizione dei dispositivi di fissaggio, tali da assicurare che la struttura soddisfi tutte le verifiche richieste dalla normativa [Fig. 3.2.3].



**Fig. 3.2.3** Modello del nucleo in CLT in *TimberTech Buildings*.

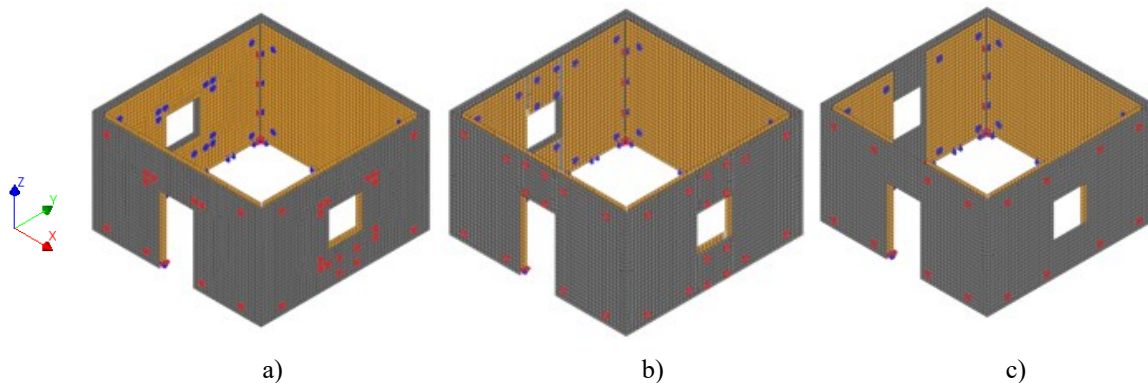
Si ottengono pannelli in CLT di spessore 90 mm per le pareti (30+30+30), pannelli di 150 mm per il solaio (30+30+30+30+30), *hold down* WHT340 ad avvitatura parziale con n. 14 viti  $\text{Ø } 5 \times 50$  mm, *angle bracket* TTN240 con n. 10 viti  $\text{Ø } 5 \times 50$  mm, disposti come schematizzato in Fig. 3.2.4.



**Fig. 3.2.4** Schema planimetrico della disposizione dei dispositivi di fissaggio (elaborato ottenuto mediante *export* da *TimberTech Buildings*).

Il nucleo in CLT così definito viene dunque modellato nel modello FEM all'interno della scatola muraria, alla quale viene inoltre sostituito il solaio in laterocemento con il nuovo solaio in CLT. Si precisa che questo viene considerato collegato in modo rigido alle sommità delle pareti murarie: ciò significa che dal punto di vista della modellazione i nodi del solaio ed i nodi della muratura sono coincidenti.

Il modello del nucleo in CLT viene sviluppato secondo le tre modalità descritte al § 3.1: struttura con pareti monolitiche, struttura con pareti giuntate, struttura modellata come previsto dall'EC5. Tra la scatola muraria ed i pannelli CLT viene implementata un'interfaccia superficiale con una legge costitutiva basata su una disposizione dei connettori con interasse di 40 cm [Fig. 3.2.5].

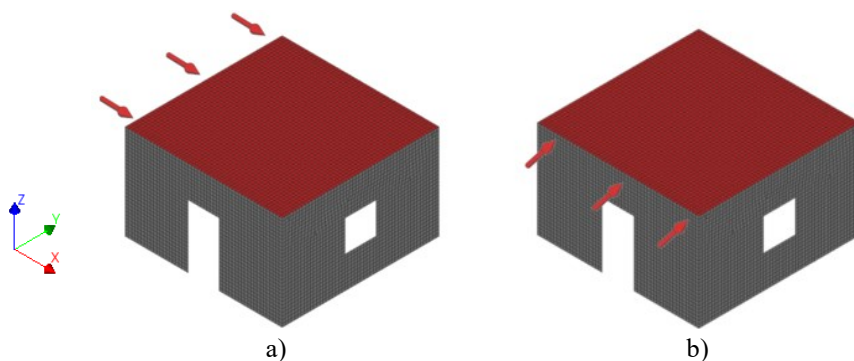


**Fig. 3.2.5** Mesh dei modelli privi di solaio: a) nucleo in CLT con pareti monolitiche, b) nucleo in CLT con pareti giuntate, c) nucleo in CLT modellato come da EC5.

A differenza di quanto previsto nel modello locale, in cui l'interfaccia funziona solo a taglio, ovvero nel piano, nel modello globale risulta necessario implementare una certa rigidezza assiale, ossia agente fuori piano: viene posta una rigidezza infinita a compressione, che simula il contatto legno-muratura, mentre a trazione è stata posta la medesima legge costitutiva definita a taglio. Tale supposizione non è fondata su particolari risultati sperimentali, data la mancanza degli stessi. Tuttavia, grazie al comportamento di diaframma offerto dal solaio in CLT, le pareti non subiscono meccanismi fuori piano rilevanti. In quest'ottica, la legge costitutiva implementata a trazione non detiene un ruolo tale da condizionare in modo significativo i risultati.

### 3.2.1 – ANALISI *PUSHOVER*

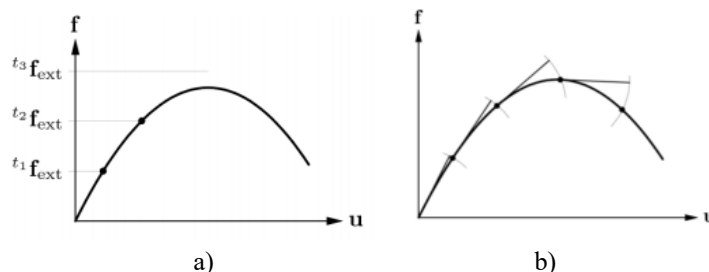
Sui modelli sviluppati vengono svolte analisi *pushover* in entrambe le direzioni principali X e Y [Fig. 3.2.6].



**Fig. 3.2.6** Schema delle analisi *pushover*: a) direzione X, b) direzione Y.

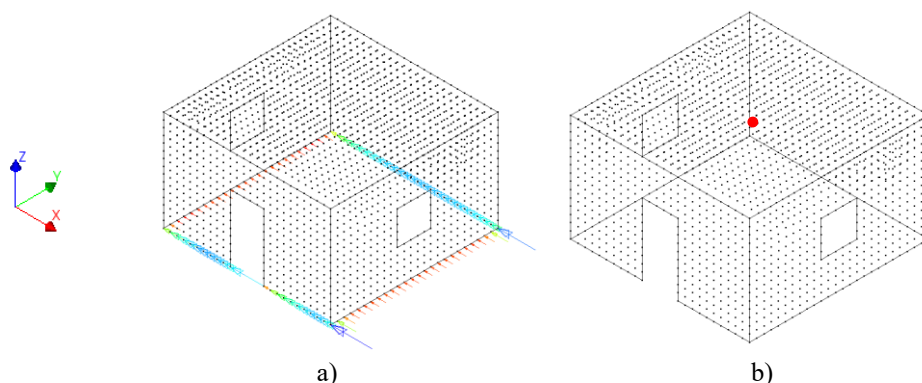
Rispetto alle analisi locali, svolte in controllo di spostamento, le analisi globali sono effettuate in controllo di forza (espressa in forma di accelerazione). Al contrario della metodologia presentata al § 2, il controllo di forza non permette di individuare i massimi o

minimi locali nella curva carico-spostamento poiché una volta superato il picco non è possibile determinare il punto di equilibrio tra forze interne e forze esterne. Per risolvere tale questione viene applicata la funzione “*arc length control*”, che permette di adattare l’entità della forza sulla base dei risultati della precedente iterazione [Fig. 3.2.7].



**Fig. 3.2.7** Schemi grafici in controllo di forza: a) analisi senza attivazione della funzione “*arc length control*”, b) analisi con attivazione della funzione (TNO Building and Construction Research, 2021).

Dallo svolgimento delle analisi *pushover* vengono ricavate le curve carico-spostamento. Per la determinazione della risultante delle forze viene calcolata la sommatoria delle forze reagenti di tutti i nodi di base. Si specifica come nel caso di analisi *pushover* svolte in direzione X, in tutti i modelli analizzati si ottenga un’intensità delle forze reagenti nelle pareti dirette nella medesima direzione del carico molto più elevata rispetto alle pareti ortogonali (in linea generica di un ordine di grandezza) e viceversa [Fig. 3.2.8 a]. Ciò è dovuto al comportamento scatolare garantito dal diaframma di piano, sia esso in laterocemento o in CLT, e dalla collaborazione strutturale tra le pareti in muratura. Per la valutazione dello spostamento il punto di controllo viene definito in corrispondenza del baricentro dell’impalcato [Fig. 3.2.8 b].



**Fig. 3.2.8** Analisi *pushover*: a) forze reagenti nell’analisi in direzione X, b) punto di controllo.

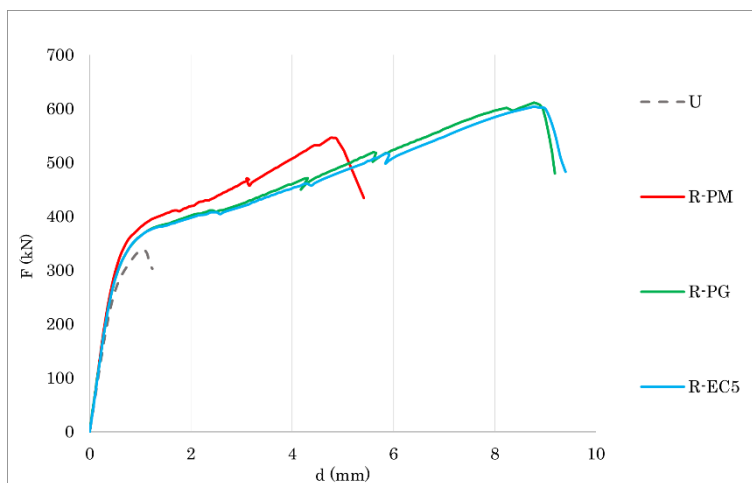
Le curve carico-spostamento, i principali indici meccanici della struttura (definiti in modo analogo a quanto presentato al § 2.2) e gli sviluppi fessurativi sono successivamente presentati. Si precisa che non vengono comparati gli spostamenti ultimi e la dissipazione

energetica delle strutture in quanto, a causa della semplicità strutturale del modello di base, vengono ricavati risultati particolarmente discostanti tra le strutture rinforzate e la struttura non rinforzata, considerati privi d'interesse pratico.

Si precisa che nel prosieguo del capitolo verranno utilizzate le seguenti abbreviazioni:

- U (*Unreinforced masonry*) → struttura non rinforzata;
- R (*Retrofit*) → struttura rinforzata mediante con nucleo in CLT;
  - PM → nucleo con pareti monolitiche;
  - PG → nucleo con pareti giuntate;
  - EC5 → nucleo modellato come previsto dall'EC5.

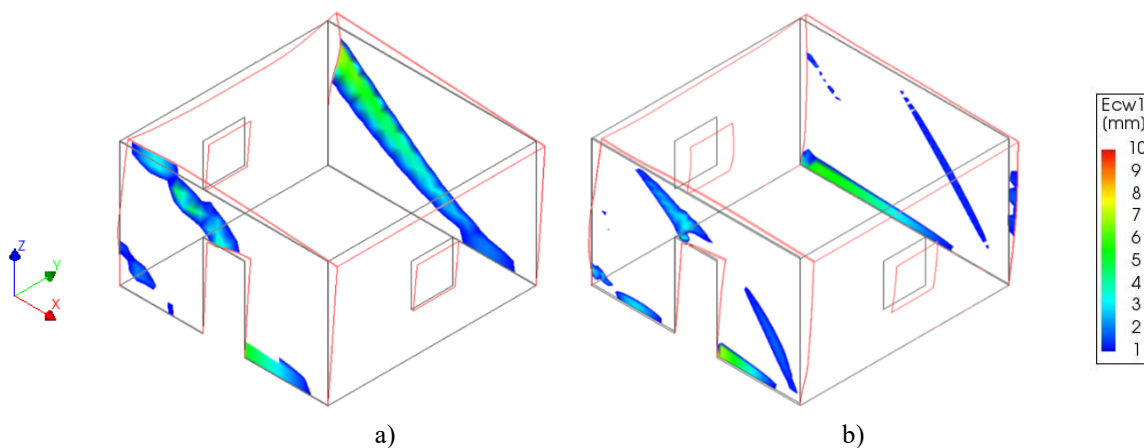
*Pushover* in direzione X



**Fig. 3.2.9** Curva carico-spostamento – *pushover* in direzione X.

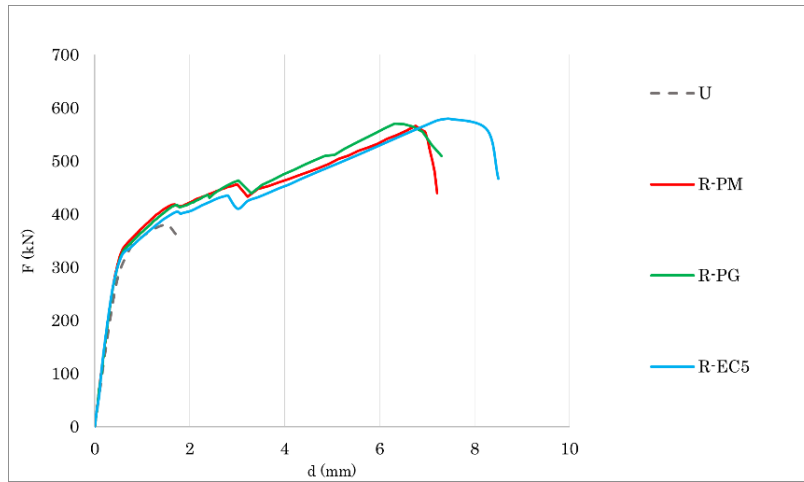
**Tab. 3.2.3** Comparazione dei parametri meccanici delle strutture: *pushover* in direzione X.

		U	R-PM	R-PG	R-EC5
$F_{MAX}$	[kN]	339	547	611	604
VAR	[%]	-	61%	80%	78%
$k_{EL}$	[kN/mm]	618	658	656	631
VAR	[%]	-	6%	6%	2%



**Fig. 3.2.10** Pattern dello stato fessurativo all'ultimo *step* dell'analisi (deformata x50) – *pushover* in direzione X: a) modello U, b) modello R-PG.

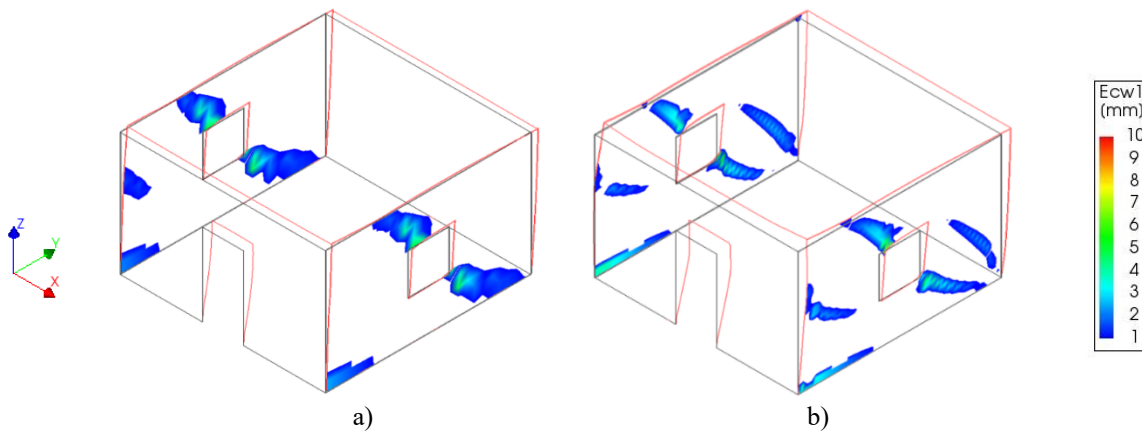
*Pushover* in direzione Y



**Fig. 3.2.11** Curva carico-spostamento – *pushover* in direzione Y.

**Tab. 3.2.4** Comparazione dei parametri meccanici delle strutture: *pushover* in direzione Y.

		U	R-PM	R-PG	R-EC5
$F_{MAX}$	[kN]	381	566	571	580
VAR	[%]	-	49%	50%	52%
$k_{EL}$	[kN/mm]	621	666	659	634
VAR	[%]	-	7%	6%	2%



**Fig. 3.2.12** Pattern dello stato fessurativo all'ultimo *step* dell'analisi (deformata x50) – *pushover* in direzione Y: a) modello U, b) modello R-PG.

Dai risultati si evidenzia come la struttura non rinforzata presenti un comportamento particolarmente fragile, in cui di fatto non vi è un ramo plastico, sia in direzione X che in direzione Y. Tramite il sistema di rinforzo, al contrario, la struttura riesce a deformarsi in modo più rilevante, grazie ad un notevole tratto fessurato. Come già riscontrato nelle analisi svolte sul modello locale, il rinforzo si dimostra trascurabile nel tratto elastico, comportando un aumento di rigidità del sistema molto contenuto, al massimo pari al 7%. Risulta notevole invece l'incremento di capacità resistente, compreso tra il 60% e l'80% in direzione X, pari a circa il 50% in direzione Y. Si evidenzia a tal riguardo come si ottenga un miglioramento più significativo lungo l'asse più debole della struttura originaria, se ne deduce che la tecnica di *retrofit* sia tendenzialmente più efficace laddove la struttura risulta più vulnerabile.

Lo sviluppo dello stato fessurativo, similmente a quanto espresso in merito alle analisi locali, dimostra in modo chiaro il funzionamento del sistema di rinforzo. Nel caso della struttura non rinforzata, questa giunge a collasso per mezzo di fessurazioni sviluppatesi in prossimità delle aperture, ovvero dei punti più vulnerabili della struttura stessa, e per mezzo di meccanismi particolarmente fragili, che una volta innescati conducono velocemente al collasso il sistema. Nel caso delle strutture rinforzate, si innescano inizialmente fenomeni fessurativi similari, in seguito, tuttavia, l'entità di tali fessure viene contenuta, grazie allo sviluppo di ulteriori meccanismi fessurativi. L'esempio più chiaro a tal riguardo riguarda i maschi murari paralleli all'asse X: nella struttura non rinforzata si fessurano solamente secondo una delle modalità di rottura principali (maschio in primo piano a destra a *rocking*, maschio in secondo piano a taglio), nella struttura rinforzata avvengono invece meccanismi di rottura misti. Lungo l'asse Y, in cui le pareti sono più caricate verticalmente a causa dell'orditura del solaio, si sono verificate principalmente fessure diagonali a taglio in entrambe le condizioni: nella struttura rinforzata sono stati però interessati i maschi murari, non soggetti a fenomeni fessurativi nel caso della struttura priva di rinforzo. Da tali osservazioni si conclude che, per mezzo della tecnica di *retrofit*, la scatola muraria riesce ad assorbire a riserve strutturali altrimenti non "usufruite" dalla stessa.

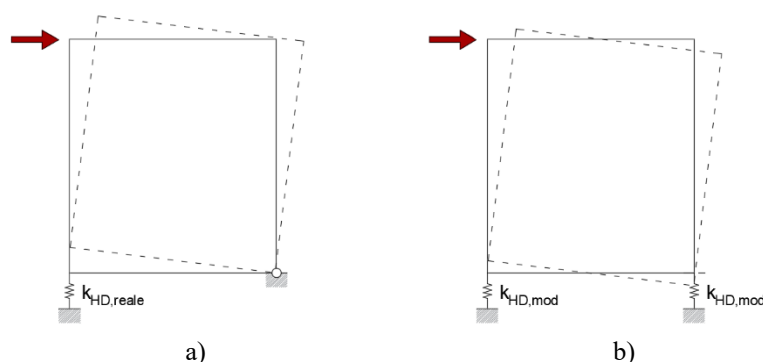
Si evidenzia che i diversi modelli sviluppati per simulare il rinforzo (R-PM, R-PG e R-EC5) dimostrano tra loro differenze piuttosto contenute, sia in termini di curve carico-spostamento che per quanto concerne lo sviluppo fessurativo. Nel seguito della tesi, dunque, sarà presa in considerazione solamente la tecnica con pareti giuntate. Rispetto alla tecnica

con pareti monolitiche, questa risulta più fattibile nel caso di *retrofit*, ovvero nella situazione interessata dalla presente tesi, in quanto comporta una fase di montaggio più semplice per ovvi motivi costruttivi.

### 3.2.2 – ANALISI MODALI

Sulla struttura considerata vengono svolte, oltre alle analisi *pushover* descritte, apposite analisi modali, al fine di valutare l'incidenza del rinforzo dal punto di vista dinamico. Tale processo prevede preliminarmente le analisi della struttura in muratura non rinforzata e del nucleo in CLT considerato autonomamente, per poi valutare la struttura integrata. Il modello relativo al nucleo in CLT sviluppato per lo svolgimento delle analisi *pushover*, al fine di svolgere le analisi modali, viene sottoposto ad alcune modifiche, ciò in quanto in *Diana Fea* le analisi modali assumono comportamenti lineari e bilaterali per tutti gli elementi presenti nel sistema. Nello specifico, dunque, vengono eliminate le interfacce a compressione che simulano il contatto legno-legno, in quanto se mantenute lavorerebbero anche a trazione. Ad agire a compressione sono dunque le interfacce corrispondenti agli *hold down*, i quali nella realtà resistono solamente a trazione. Per far sì che gli spostamenti verticali siano i medesimi di quelli reali, viene posta agli *hold down* del modello FEM una rigidezza assiale pari al doppio di quella reale [Fig. 3.2.13]:

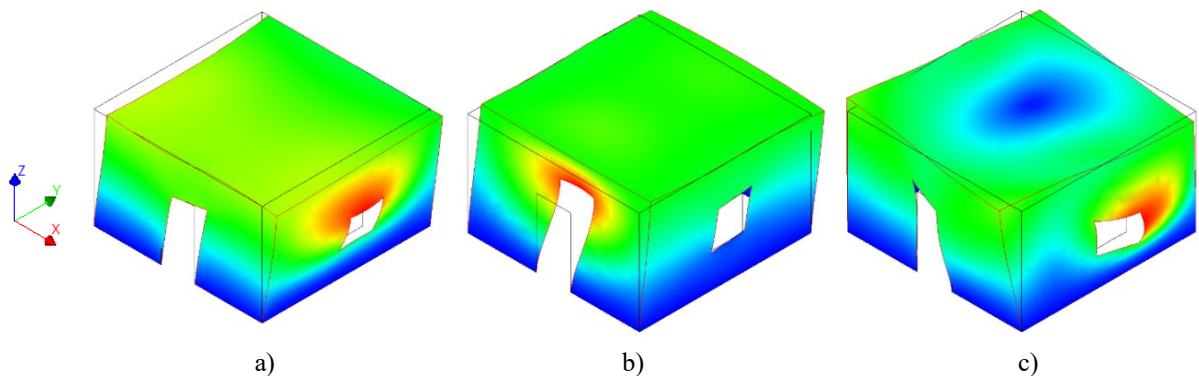
$$k_{HD,mod} = 2 * k_{HD,reale} \quad (3.2.1)$$



**Fig. 3.2.13** Schema statico del pannello CLT: a) schema reale, b) schema relativo al modello FEM.

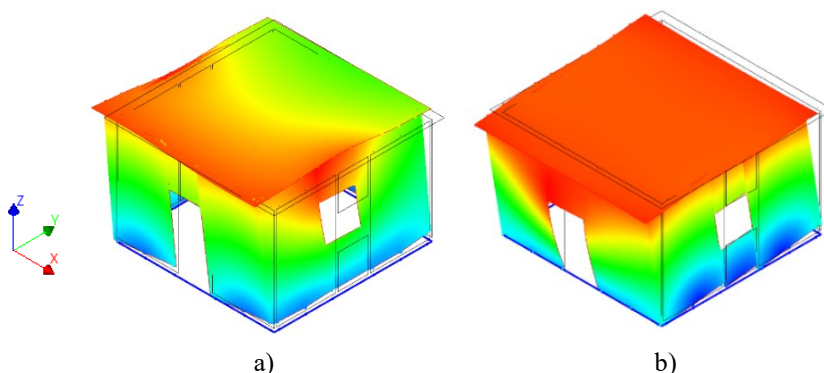
Nella struttura integrata, per la rigidezza assiale tra i supporti murari ed i pannelli CLT viene mantenuta la rigidezza a compressione, che era stata posta come infinita. Ne segue che nelle deformate virtuali fuori piano che avverranno nelle analisi modali vi sarà una totale collaborazione tra supporti murari e pannelli CLT, i quali saranno quindi caratterizzati dai medesimi spostamenti.

Dalle analisi svolte si ricava che i modi principali di vibrare della struttura non rinforzata siano i due modi traslazionali nelle direzioni X e Y, con frequenze tra loro molto simili, pari rispettivamente a 19,9 e 19,6 Hz. Le masse partecipanti risultano piuttosto elevate, specie considerando che si tratta di una struttura in muratura (circa del 75%) [Fig. 3.2.14 a-b]. Un terzo modo di vibrare rilevante risulta quello torsionale, caratterizzato però da una frequenza più elevata, pari a 27,8 Hz, e dunque non considerato tra i modi di vibrare principali della struttura [Fig. 3.2.14 c]. La corrispondenza di frequenza ottenuta tra i due modi traslazionali, l'elevata quota di masse partecipanti e l'assenza di un modo di vibrare torsionale significativo, sono correlate evidentemente alla semplicità strutturale del sistema considerato, ovvero alla simmetria e alla regolarità dello stesso.



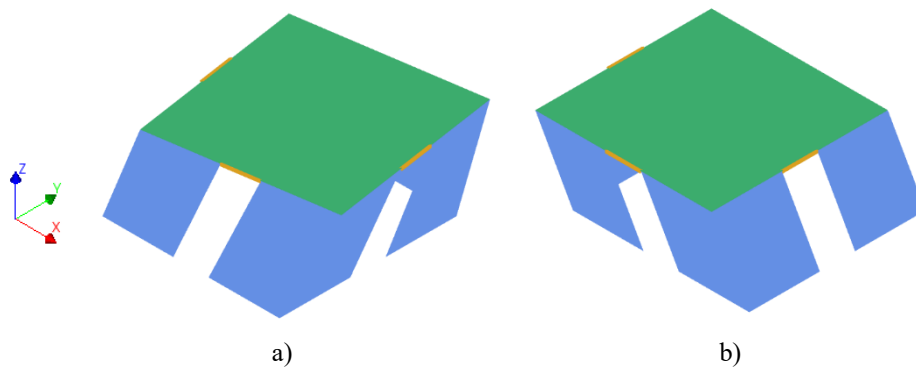
**Fig. 3.2.14** Modi di vibrare della struttura non rinforzata: a) modo traslazionale lungo X, b) modo traslazionale lungo Y, c) modo torcente.

Il nucleo in CLT, modellato agli elementi finiti, è caratterizzato dai due modi di vibrare principali traslazionali, con frequenze di vibrazione sensibilmente più basse, pari a 9,8 e 11,2 Hz, rispettivamente lungo gli assi X e Y, e da masse partecipanti ancor più elevate rispetto alla struttura muraria (84% e 89%) [Fig. 3.2.15].



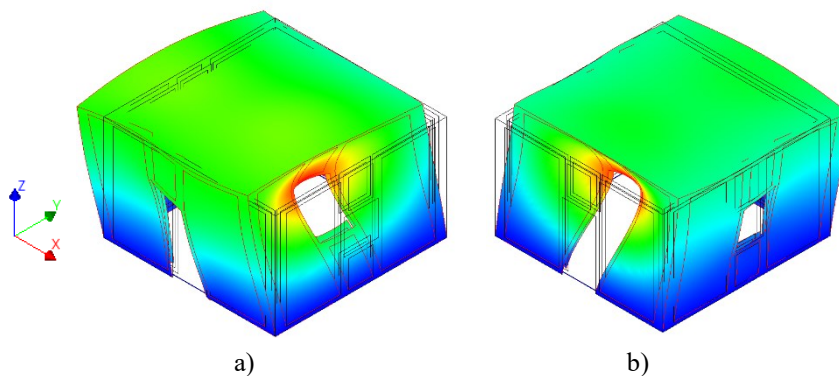
**Fig. 3.2.15** Modi di vibrare del nucleo in CLT in *Diana Fea*: a) modo traslazionale lungo X, b) modo traslazionale lungo Y.

Il nucleo in CLT viene sottoposto ad analisi modale anche tramite *TimberTech Buildings*, il quale, si ricorda, si basa su ipotesi strutturali e di calcolo assai diverse da quelle assunte nel modello FEM. Le frequenze ottenute, 9,2 e 10,5 Hz, sono comunque coerenti con quelle riscontrate in *Diana Fea* [Fig. 3.2.16]. Tale comparazione viene considerata come una conferma dell'ordine di grandezza delle frequenze ottenute.



**Fig. 3.2.16** Modi di vibrare del nucleo in CLT in *TimberTech Buildings*: a) modo traslazionale lungo X, b) modo traslazionale lungo Y.

La struttura rinforzata presenta frequenze di 21,3 Hz lungo l'asse X e 21,4 Hz in Y, con masse partecipanti pari a 68% in ambo le direzioni [Fig. 3.2.17]. Anche in questo caso non vi sono ulteriori modi rilevanti, se non con frequenze particolarmente più elevate. La diminuzione di massa partecipante è correlata in parte alla maggior complessità del sistema considerato, in parte alla sostituzione del solaio in laterocemento con un solaio in CLT, significativamente più leggero.



**Fig. 3.2.17** Modi di vibrare della struttura rinforzata: a) modo traslazionale lungo X, b) modo traslazionale lungo Y.

I risultati delle analisi modali sono riepilogati in Tab. 3.2.5.

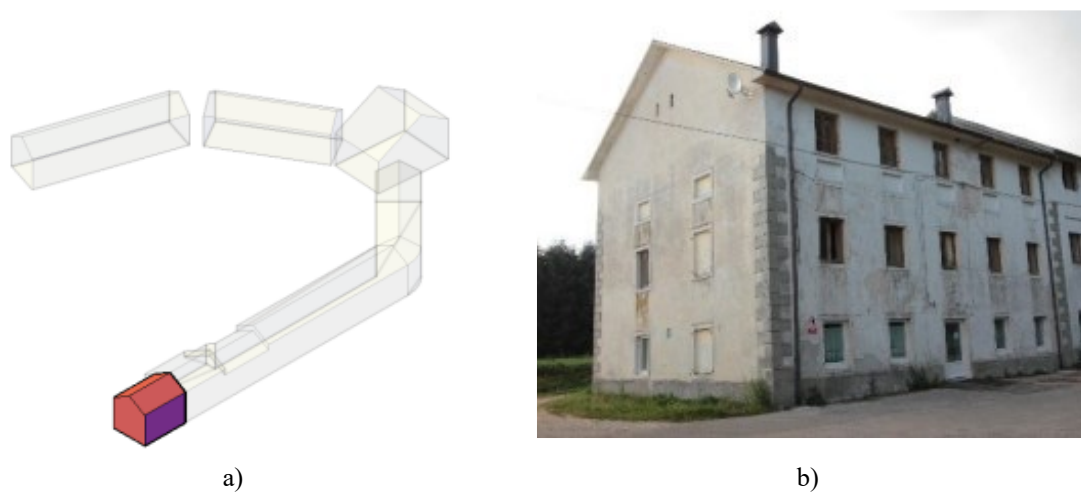
**Tab. 3.2.5** Risultati delle analisi modali.

			Struttura non rinforzata	Nucleo in CLT ( <i>Diana Fea</i> )	Nucleo in CLT ( <i>TimberTech Buildings</i> )	Struttura rinforzata
Modo traslazionale lungo X	f	(Hz)	19,9	9,8	9,2	21,3
	m <sub>x</sub> part.	(t)	29,9	5,5	-	25,5
		(%)	75%	84%	100%	68%
Modo traslazionale lungo Y	f	(Hz)	19,6	11,2	10,5	21,4
	m <sub>y</sub> part.	(t)	29,1	5,8	-	25,3
		(%)	73%	89%	88%	68%

## 4 – CASO STUDIO: LA “CATTEDRA” DI CANOVE DI ROANA

### 4.1 – STATO PRE-INTERVENTO

Il caso studio è un edificio appartenente al complesso edilizio noto come la “Cattedra” di Canove di Roana. Canove, frazione del comune di Roana, è una località montana situata sull’Altopiano dei Sette Comuni, conosciuto anche come Altopiano di Asiago, in provincia di Vicenza. La Cattedra è un insieme di edifici con funzioni produttive e direzionali correlate all’agricoltura e all’allevamento. Il complesso, posto sulla sommità di un rilievo a circa 970 m s.l.m., ha un impianto a forma di ferro di cavallo, e rappresenta l’insieme di costruzioni realizzate in epoche diverse. La struttura oggetto dello studio della presente tesi rappresenta una delle estremità dell’impianto, di cui costituisce inoltre il nucleo originario, risalente presumibilmente alla fine del XVI secolo (Pegoraro, 2021). Nel prosieguo della trattazione l’edificio verrà denominato semplicemente “Cattedra” [Fig. 4.1.1].

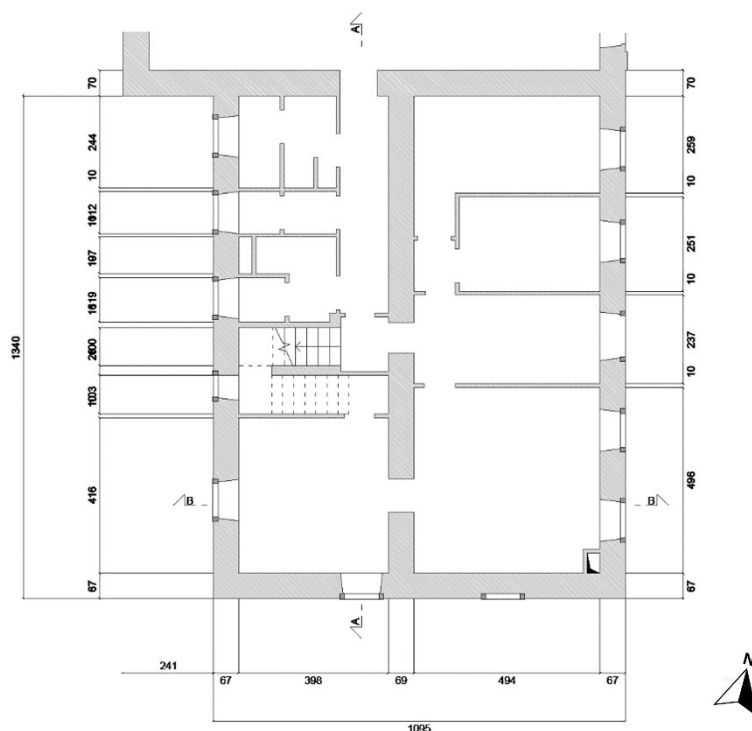


**Fig. 4.1.1** Raffigurazione del caso studio: a) schema del complesso edilizio – evidenziazione dell’edificio interessato (Pegoraro, 2021), b) vista dell’edificio (foto di Vignato, Costantini, 2019).

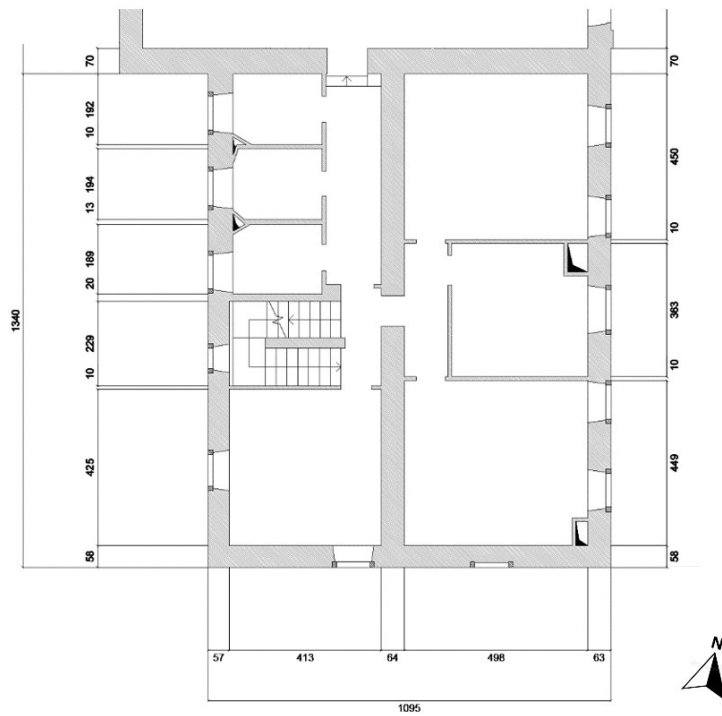
#### 4.1.1 – RILIEVO GEOMETRICO

La Cattedra è un edificio a pianta rettangolare, di dimensioni circa pari a 13,4 m in direzione Nord-Sud, per 11,0 m in direzione Est-Ovest, con un’altezza di gronda di 8,2 m circa. Nel prosieguo della trattazione, la direzione Nord-Sud verrà denominata longitudinale, la direzione Est-Ovest trasversale. Adiacente all’edificio, sul lato Nord, vi è un’ulteriore costruzione, realizzata in epoca successiva. La copertura della Cattedra è a due falde, le

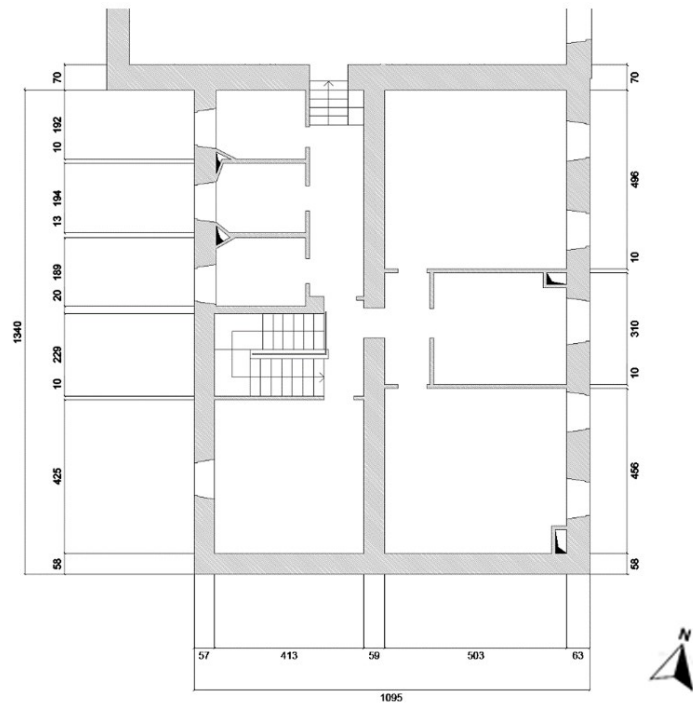
aperture delle facciate sono piuttosto regolari, di numero più cospicuo nei prospetti lunghi. Internamente, gli spazi si dispongono su tre piani, serviti da un unico vano scale posto sul lato Ovest. Un ulteriore livello, a cui si accede mediante una botola, è rappresentato dal sottotetto, che in corrispondenza del colmo detiene un'altezza interna di 2,7 m. La suddivisione degli spazi interni risulta semplice e razionale: un muro di spina longitudinale definisce due aree rettangolari, di dimensioni simili tra loro, al loro interno suddivise da una serie di tramezzi che delimitano le varie stanze presenti. Vengono successivamente presentati i disegni di rilievo elaborati dall'Ing. Pegoraro, quali piante, prospetti e sezioni.



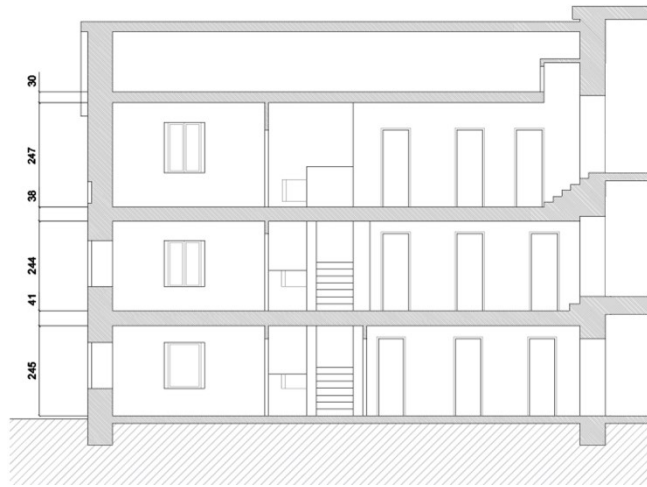
**Fig. 4.1.2** Pianta piano terra (scala 1:200) (Pegoraro, 2021).



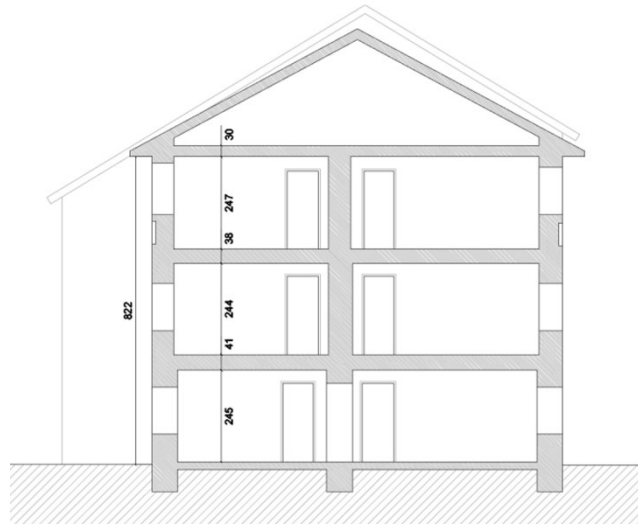
**Fig. 4.1.3** Pianta piano primo (scala 1:200) (Pegoraro, 2021).



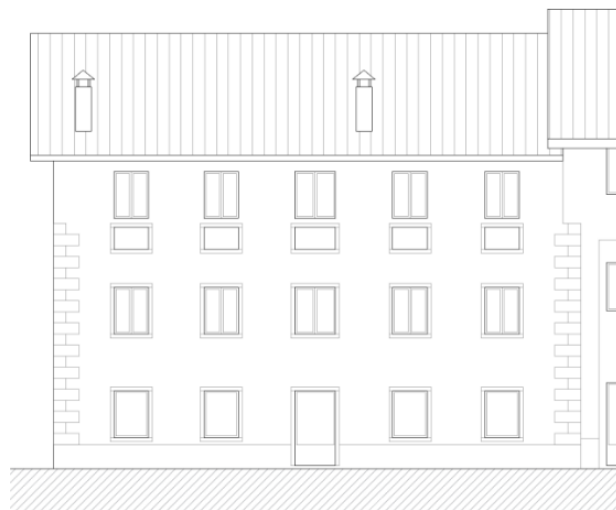
**Fig. 4.1.4** Pianta piano secondo (scala 1:200) (Pegoraro, 2021).



**Fig. 4.1.5** Sezione A-A (scala 1:200) (Pegoraro, 2021).



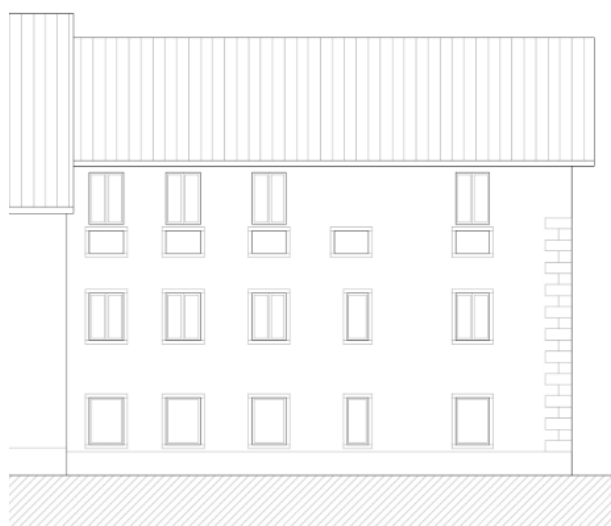
**Fig. 4.1.6** Sezione B-B (scala 1:200) (Pegoraro, 2021).



**Fig. 4.1.7** Prospetto Est (scala 1:200) (Pegoraro, 2021).



**Fig. 4.1.8** Prospetto Sud (scala 1:200) (Pegoraro, 2021).



**Fig. 4.1.9** Prospetto Ovest (scala 1:200) (Pegoraro, 2021).

#### **4.1.2 – COMPOSIZIONE STRUTTURALE**

La Cattedra presenta una struttura in muratura: le pareti con funzione strutturale sono le tre facciate esterne, la parete condivisa con la costruzione a Nord e il muro di spina. Gli impalcati, tutti orditi in direzione trasversale, sono in laterocemento, le scale presentano una struttura in cemento armato. Al fine di ottenere un adeguato livello di conoscenza delle caratteristiche strutturali del fabbricato, nel 2019 è stata eseguita una campagna d'indagine dalla società RGM Prove, chiamata principalmente ad eseguire indagini non distruttive o debolmente distruttive sulle componenti murarie [Fig. 4.1.10].

LEGENDA	
E	Endoscopia su muratura
SM	Penetrometrica su malta
B	Breccia su muratura
IQM	Indice qualità muraria
P	Prelievo materiale lapideo
F	Prelievo ferro d'armatura



Fig. 4.1.10 Piano di indagine: a) pianta del piano terra, b) pianta del primo piano (RGM Prove).

Com'era presumibile già prima dell'esecuzione delle indagini, la muratura dei primi livelli è risultata a base di pietrame, con uno spessore variabile tra i 55 e i 70 cm. Le indagini hanno permesso di identificare più nello specifico le caratteristiche della tipologia muraria: trattasi di blocchi di pietra calcarea locale (biancone), di dimensioni e forma misti, e malta di calce [Fig. 4.1.11].

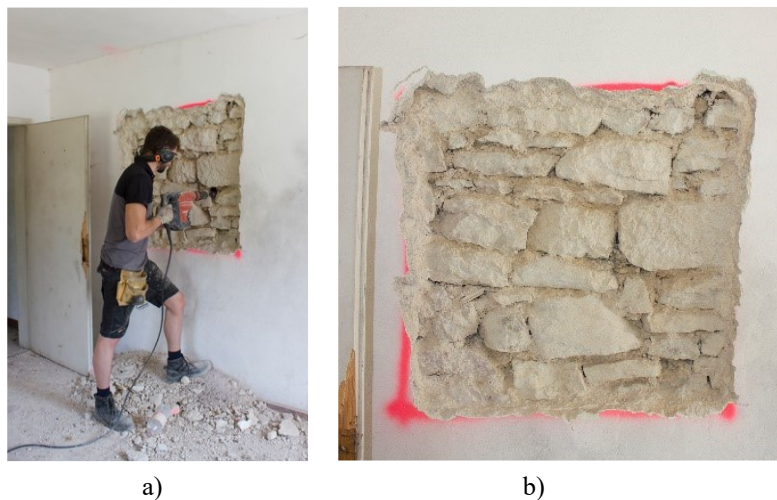


Fig. 4.1.11 Scarifica del paramento murario: a) fase operativa, b) risultato dell'indagine.

Le prove eseguite hanno permesso di definire le proprietà meccaniche della muratura tramite l'indice della qualità muraria (IQM). Tale metodo ha lo scopo di valutare, mediante il giudizio di sette parametri, corrispondenti alle principali regole dell'arte empiriche delle costruzioni in muratura, il comportamento meccanico atteso dalla muratura stessa. I sette parametri suddetti sono i seguenti: orizzontalità dei filari, sfalsamento dei giunti verticali, presenza di diatoni, qualità della malta, forma, dimensione e resistenza degli elementi resistenti. L'analisi della qualità muraria è stata svolta attraverso il metodo IQM allineato alle NTC2018 e alla Circolare NTC2018 (Borri, de Maria, 2019), ed è presente nella sua completezza nella tesi di laurea dell'Ing. Pegoraro. Al fine del successivo lavoro di tesi, vengono qui ripresi i parametri meccanici ottenuti [Tab. 4.1.1], in termini di valori minimi e massimi, coerentemente con quanto espresso dalle NTC2018.

**Tab. 4.1.1** Parametri meccanici della muratura in pietrame.

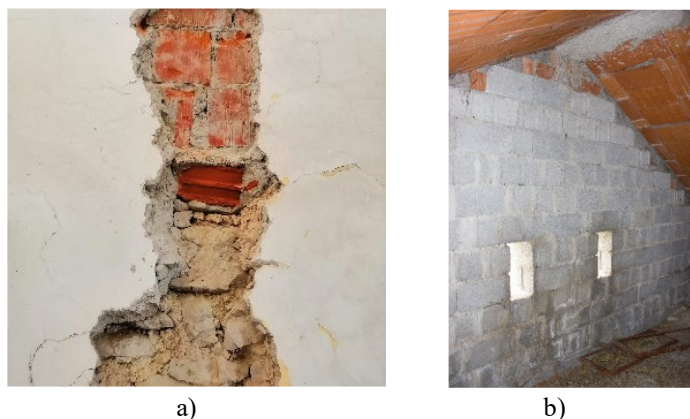
Resistenza media a compressione	$f_c$	[MPa]	3,00-4,77
Resistenza media a taglio	$\tau_0$	[MPa]	0,057-0,084
Modulo elastico	E	[MPa]	1358-1926
Massa volumica	w	[kg/m <sup>3</sup> ]	2000

Oltre alle prove necessarie ad identificare e classificare la tipologia muraria (endoscopie, prove penetrometriche sulla malta, prelievo di materiale lapideo e successiva prova a compressione eseguita in laboratorio), sono state effettuate semplici scarifiche dell'intonaco in corrispondenza dei punti di maggior interesse della struttura. Una scarifica eseguita appositamente all'intersezione tra due muri tra essi ortogonali ha messo in luce lo scarso ammorsamento presente [Fig. 4.1.12]. Ciò è fonte di un'elevata vulnerabilità sismica, in quanto la mancanza di un adeguato collegamento fa sì che non sia garantito un buon comportamento scatolare della struttura muraria, come già specificato al § 1.2.1.



**Fig. 4.1.12** Scarso ammorsamento tra pareti ortogonali.

A partire dalla quota altimetrica di circa 7 m dal piano campagna, ovvero dalla quota di imposta dell'ultimo livello di aperture, la tipologia muraria risulta diversa, costituita da mattoni forati e malta cementizia, con uno spessore costante di 60 cm, ed è frutto di una sopraelevazione sulla struttura in pietrame. I timpani, infine, sono realizzati in blocchi forati di calcestruzzo e malta cementizia, con spessore di 40 cm, e sono con ogni probabilità l'esito di un ulteriore intervento sul fabbricato [Fig. 4.1.13].



**Fig. 4.1.13** Tipologia muraria delle sopraelevazioni: a) cambio di materiale da pietrame a mattoni forati, b) blocchi di calcestruzzo.

La presenza di sopraelevazioni, realizzate con cambi di materiale, comporta forti criticità dal punto di vista sismico, soprattutto per quanto riguarda il possibile sviluppo di meccanismi locali fuori piano, con l'eventuale formazione di cerniere lineari all'interfaccia tra i due diversi materiali, come evidenziato dalle analisi analitiche svolte dall'Ing. Pegoraro nella sua tesi di laurea. Entrambe le tipologie murarie di cui sono composte le sopraelevazioni, nelle successive analisi strutturali, vengono assimilate alla tipologia muraria "Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia", così come definita dalla Circolare NTC2018 alla Tabella C8.5.I, da cui sono ripresi i relativi parametri meccanici [Tab. 4.1.2].

**Tab. 4.1.2** Parametri meccanici della muratura in mattoni semipieni con malta cementizia.

Resistenza media a compressione	$f_c$	[MPa]	5,0-8,0
Resistenza media a taglio	$\tau_0$	[MPa]	0,08-0,17
Modulo elastico	E	[MPa]	3500-5600
Massa volumica	w	[kg/m <sup>3</sup> ]	1500

Tramite semplici ispezioni visive e limitate demolizioni localizzate, sono state definite le caratteristiche dei solai presenti, presumibilmente realizzati nella prima metà del XX secolo

in sostituzione ai solai lignei originari (Pegoraro, 2021). I primi due impalcati sono del tipo 20+4, costituiti da travetti Bausta e pignatte di alleggerimento, di larghezze rispettivamente pari a 12 e 38 cm. È plausibile che i solai poggino su cordoli in calcestruzzo debolmente armati realizzati in breccia, ipotesi fondata sulla tradizione costruttiva dell'epoca della loro esecuzione. Il terzo impalcato presenta le stesse caratteristiche dei primi due, eccetto la completa assenza della soletta di ripartizione [Fig. 4.1.14]. Anche le due falde di copertura risultano prive di tale componente strutturale. Il terzo solaio e la copertura poggiano sui medesimi cordoli perimetrali, eseguiti verosimilmente a tutto spessore. Mentre l'orizzontamento ha la possibilità di gravitare sul muro di spina, le falde poggiano su una trave di colmo in cemento armato, che a sua volta grava sulle sommità dei timpani in blocchi di calcestruzzo.



**Fig. 4.1.14** Estradosso del terzo impalcato ed intradosso della copertura.

Per determinare la natura delle fondazioni, infine, sono stati eseguiti dei pozzetti d'ispezione, che hanno permesso di determinare come le stesse siano realizzate mediante un semplice allargamento della struttura muraria in pietrame, e raggiungano una profondità di circa -1 m dal piano campagna [Fig. 4.1.15].



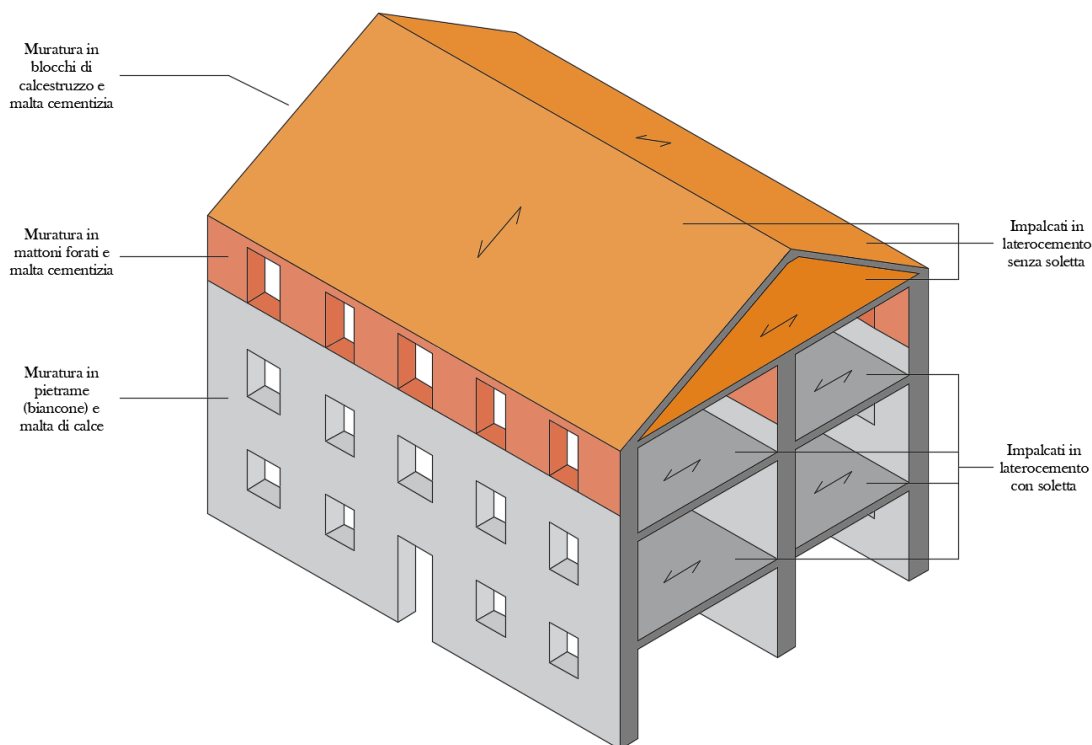
a)



b)

**Fig. 4.1.15** Pozzetti di ispezione: a) fase operativo, b) risultato dell'indagine.

La composizione strutturale della Cattedra è riepilogata nello schema di Fig. 4.1.16.



**Fig. 4.1.16** Schema riepilogativo delle componenti strutturali.

### 4.1.3 – ANALISI DEI CARICHI

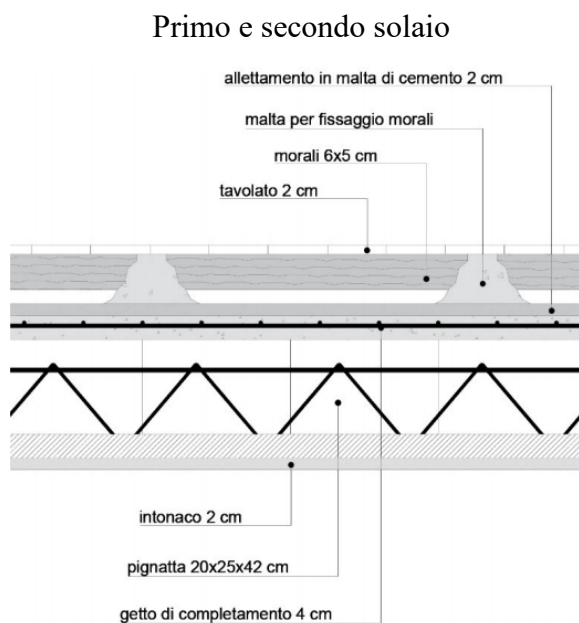
Al fine di valutare gli effetti delle azioni sismiche, viene tenuto conto delle masse associate ai carichi gravitazionali calcolati secondo la combinazione sismica, coerentemente con quanto previsto dalle NTC2018:

$$G_1 + G_2 + \sum_j (\Psi_{2j} * Q_{kj}) \tag{4.1.1}$$

Per quanto concerne le componenti murarie si considerano le masse volumiche già definite in precedenza: 2000 kg/m<sup>3</sup> per la muratura in pietrame, 1500 kg/m<sup>3</sup> per la muratura in mattoni forati e in blocchi di calcestruzzo. Vengono trascurati i carichi correlati all’intonaco e agli altri elementi connessi alle pareti murarie, considerati sensibilmente più bassi rispetto alle masse corrispondenti alle componenti strutturali.

Per quanto riguarda i carichi relativi agli impalcati viene di seguito presentata l’analisi dei carichi permanenti, svolta sulla base delle sezioni tipologiche elaborate dall’Ing. Pegoraro. Successivamente vengono considerati i carichi variabili, che sommati ai primi mediante la combinazione sismica permettono di ottenere i carichi da considerare nelle analisi.

I tramezzi, di spessore 10 cm e realizzati in mattoni forati in laterizio, vengono considerati come un carico distribuito: corrispondendo ad un carico lineare di circa 380 kg/m, si assume un carico superficiale equivalente di 160 kg/m<sup>2</sup>, coerentemente con le NTC2018.

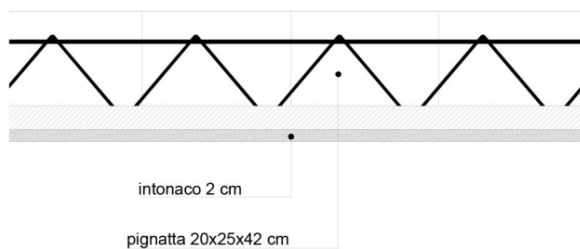


**Fig. 4.1.17** Sezione tipologica del primo e del secondo solaio (Pegoraro, 2021).

**Tab. 4.1.3** Analisi dei carichi permanenti del primo e del secondo solaio.

		Spessore	Massa volumica	Massa superficiale
		[cm]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>2</sup> ]
<b>G1</b>	Solaio laterocemento 20+4	-	-	300
	<b>TOT.</b>	-	-	<b>300</b>
<b>G2</b>	Intonaco (intradosso)	2	2500	50
	Allettamento in malta	2	2100	42
	Morali 5x6 cm, passo 50 cm	0,6	500	3
	Tavolato di finitura	2	500	10
	Incidenza tramezzi	-	-	160
	<b>TOT.</b>	-	-	<b>265</b>

### Terzo solaio

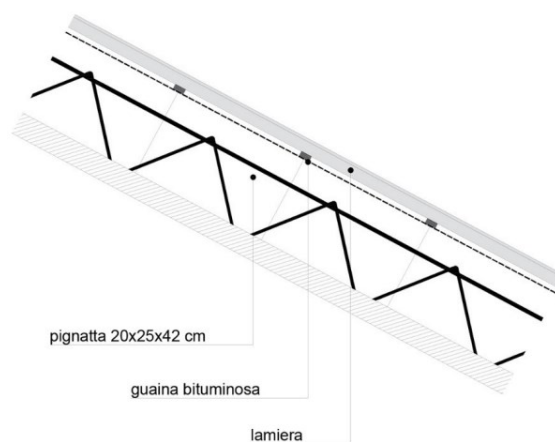


**Fig. 4.1.18** Sezione tipologica del terzo solaio (Pegoraro, 2021).

**Tab. 4.1.4** Analisi dei carichi permanenti del terzo solaio.

		Spessore [cm]	Massa volumica [kg/m <sup>3</sup> ]	Massa superficiale [kg/m <sup>2</sup> ]
<b>G1</b>	Solaio laterocemento 20 senza soletta	-	-	200
	<b>TOT.</b>	-	-	<b>200</b>
<b>G2</b>	Intonaco (intradosso)	2	2500	50
	<b>TOT.</b>	-	-	<b>50</b>

### Copertura



**Fig. 4.1.19** Sezione tipologica della copertura (Pegoraro, 2021).

**Tab. 4.1.5** Analisi dei carichi permanenti della copertura.

		Massa superficiale [kg/m <sup>2</sup> ]
<b>G1</b>	Solaio laterocemento 20 senza soletta	200
	<b>TOT.</b>	<b>200</b>
<b>G2</b>	Lamiera grecata	10
	<b>TOT.</b>	<b>10</b>

Per quanto riguarda i carichi variabili nella definizione dei sovraccarichi vengono considerate le categorie d'uso B1 (uffici non aperti al pubblico) per i primi due solai, la categoria H (coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione) per il terzo solaio e le falde di copertura. A questi corrispondono, rispettivamente, i valori di carico distribuito  $q_k = 200 \text{ kg/m}^2$  e  $q_k = 50 \text{ kg/m}^2$ .

Il carico neve viene calcolato come segue:

$$q_s = q_{sk} * \mu_i * C_E * C_t \quad (4.1.2)$$

Considerando che l'edificio è situato in provincia di Vicenza, ovvero in Zona I – Alpina, e che l'altezza di riferimento  $a_0$  è pari a 970 m, si ricava  $q_{sk} = 401 \text{ kg/m}^2$ . Valutando l'angolo d'inclinazione delle falde, di circa  $30^\circ$ , viene considerato in favore di sicurezza  $\mu_i = 0,8$ , corrispondente ad una pendenza compresa tra  $0^\circ$  e  $30^\circ$ . Assumendo infine i parametri  $C_E$  e  $C_t$  unitari, si ricava  $q_s = 321 \text{ kg/m}^2$ . Il corrispondente coefficiente di combinazione  $\psi_{2j}$  viene assunto pari a 0,2, considerando la struttura posta ad una quota altimetrica superiore ai 1000 m s.l.m., in favore di sicurezza.

L'effetto dell'azione del vento, infine, non viene valutato nelle analisi sismiche.

Si riportano in Tab. 4.1.6 i carichi permanenti ed i carichi variabili, con annessi i relativi coefficienti di combinazione  $\psi_{2j}$ , dai quali vengono ottenuti i carichi gravitazionali superficiali da considerare nelle successive analisi.

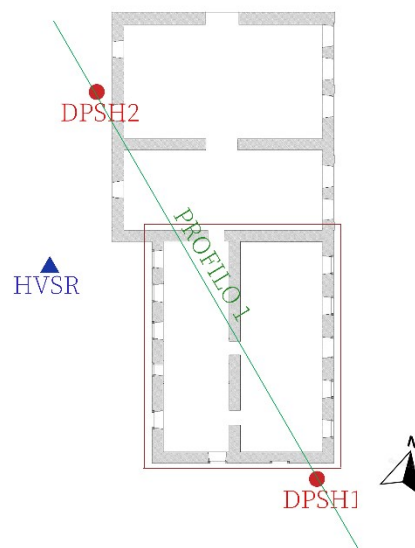
**Tab. 4.1.6** Determinazione dei carichi secondo la combinazione sismica.

		Massa superficiale	$\psi_{2j}$
		[kg/m <sup>2</sup> ]	[-]
Primo e secondo solaio	G1	300	-
	G2	265	-
	$q_k$	200	0,3
	<b>TOT.</b>	<b>625</b>	
Terzo solaio	G1	200	-
	G2	50	-
	$q_k$	50	0
	<b>TOT.</b>	<b>250</b>	
Copertura	G1	200	-
	G2	10	-
	$q_k$	50	0
	$q_s$	321	0,2
	<b>TOT.</b>	<b>274</b>	

#### 4.1.4 – CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per la definizione geologica, geotecnica e geosismica dell'area ove sorge la Cattedra si fa riferimento alla relazione redatta dal Dott. Geol. Marcato nel 2019, esito di considerazioni sulla natura geologica locale e di specifiche analisi geotecniche e geosismiche. La composizione geologica dell'Altopiano di Asiago è caratterizzata da un substrato roccioso di maiolica, roccia nota in area veneta come “biancone”, ricoperta da una coltre detritica di spessore variabile, costituita da ciottoli, ghiaia e sabbia con matrice limosa.

La campagna di indagini ha previsto lo svolgimento di due prove penetrometriche dinamiche di tipo super-pesante (DPSH) e di un'indagine sismica passiva HSVR, una tecnica di sismica passiva basata sulla ricezione dei rumori ambientali, con lo scopo di caratterizzare sismicamente il sottosuolo [Fig. 4.1.20].



**Fig. 4.1.20** Schema planimetrico della localizzazione delle prove (scala 1:500).

Dalle prove penetrometriche è stato possibile determinare la composizione e le proprietà meccaniche degli strati di terreno su cui sorge il sito, che confermano le stime basate sulla natura geologica tipica della zona. Nei primi metri al di sotto del piano campagna vi è una certa omogeneità litologica, costituita da strati di limo e sabbia con ghiaia. Più in profondità, le due prove hanno riscontrato notevoli differenze: la prova DPSH1 è arrivata a 15,4 m dal p.c. senza raggiungere alcun substrato roccioso, la prova DPSH2 è andata a rifiuto a 6,4 m dal p.c., molto probabilmente in corrispondenza dello strato di biancone [Fig. 4.1.21].

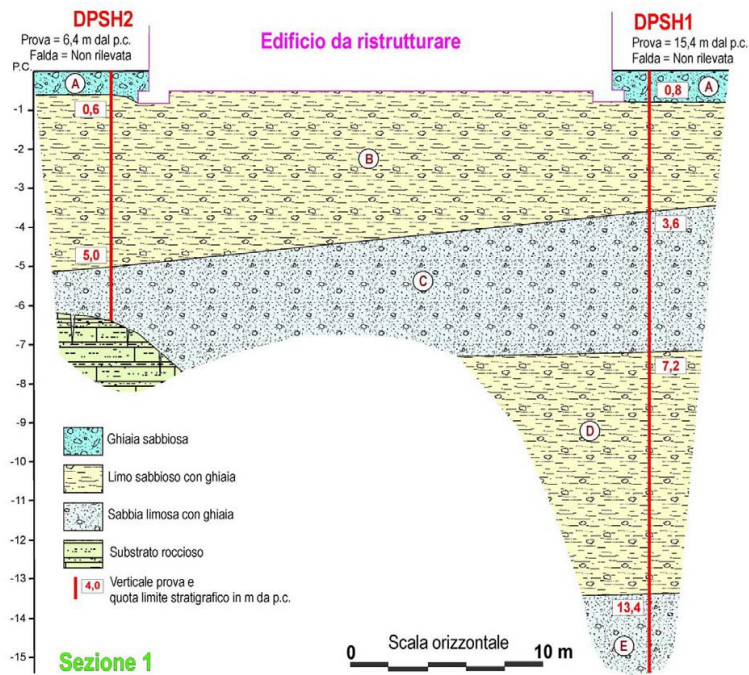


Fig. 4.1.21 Profilo geologico interpretativo (Dott. Geol. Marcato).

L'indagine HVSR ha permesso di ottenere informazioni geosismiche quali le frequenze di risonanza del sito, la velocità media delle onde di taglio e la stratigrafia sismica del sottosuolo. Quest'ultima è stata definita, previa taratura sulle prove penetrometriche, basandosi sul rapporto tra la velocità delle onde sismiche e la densità del mezzo attraversato. Gli esiti dell'indagine hanno condotto alle deduzioni che seguono.

Nel sottosuolo non esistono disturbi significativi quali cavità, interferenze o altro che possa interferire in modo negativo con le opere di progetto. Nel campo di frequenze di interesse ingegneristico (0,5÷10 Hz) esiste possibilità di risonanza, il picco si trova a 5,3 Hz e possiede un'intensità H/V relativamente elevata (H e V sono le componenti del rumore acquisito rispettivamente nel piano orizzontale e verticale) [Fig. 4.1.22].

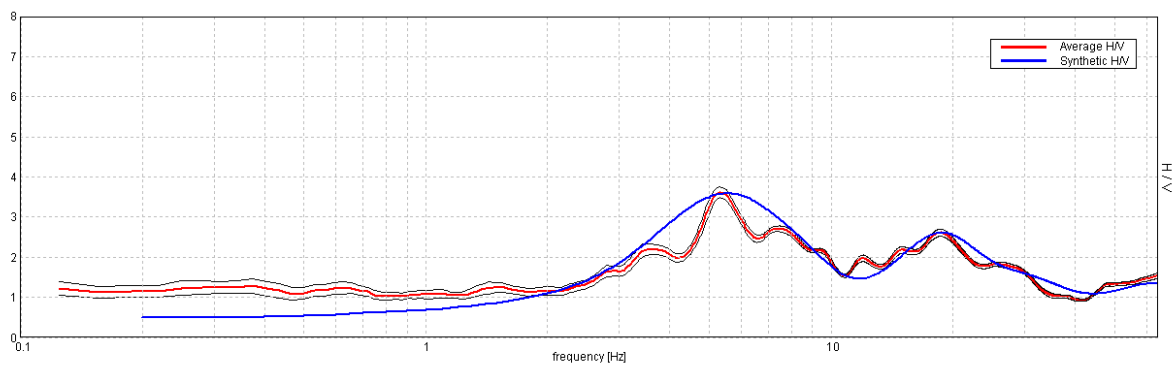


Fig. 4.1.22 Curva H/V registrata in sito (linea rossa) e curva sintetica generata dal modello (linea blu) (Dott. Geol. Marcato).

La velocità media delle onde di taglio nei primi 30 m dal p.c. è  $V_{S30} \approx 433$  m/s ed il substrato rigido di riferimento ( $V_{S30} > 800$  m/s) si ubica a circa 37 m di profondità dal p.c. [Tab. 4.1.7].

**Tab. 4.1.7** Stratigrafia sismica del sottosuolo.

Profondità del sismostrato [m]	Spessore del sismostrato [m]	Vs media [m/s]	Unità litologiche associabili
0.00 - 0.30	0.30	74	Limo argilloso
0.30 - 1.40	1.10	150	Limo sabbioso
1.40 - 4.00	2.60	260	Limo sabbioso
4.00 - 14.00	10.00	400	Limo, sabbia e ghiaia
14.00 - 37.00	23.00	700	Substrato roccioso molto alterato
37.00 - 77.00	40.00	980	Substrato roccioso
77.00 - inf.	inf.	1130	Substrato roccioso

Sulla base dei risultati geologici e geosismici viene definita la categoria di sottosuolo B, così come definita dalle NTC2018 [Tab. 4.1.8].

**Tab. 4.1.8** Tabella 3.2.II delle NTC2018 con evidenziazione della categoria di sottosuolo definita.

Categoria	Caratteristiche del sottosuolo
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , 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.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per via della sua posizione, sulla sommità di un rilievo con lieve pendenza, viene inoltre definita la categoria topografica T2 [Tab. 4.1.9].

**Tab. 4.1.9** Tabella 3.2.V delle NTC2018 con evidenziazione della categoria topografica definita.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	-
T2	In corrispondenza della sommità del pendio.
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°.
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore a 30°.

#### 4.1.5 – INQUADRAMENTO SISMICO

L'azione sismica viene definita a partire dai seguenti parametri:

- Il periodo di riferimento per l'azione sismica ( $V_R$ ), ottenuto dal prodotto tra la vita nominale ( $V_N$ ) ed il coefficiente d'uso ( $C_U$ ), la vita nominale è funzione del tipo di costruzione, ovvero dei livelli di prestazione attesi dalla struttura, il coefficiente d'uso dipende dalla classe d'uso della costruzione;
- Il coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche ( $S$ ), ottenuto dal prodotto dei coefficienti di amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e topografica ( $S_T$ ), sulla base delle caratteristiche definite al § 4.1.4;
- I parametri di pericolosità sismica su sito di riferimento rigido orizzontale ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$ ), ottenuti sulla base delle mappe interattive di pericolosità sismica fornite dall'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia), mediante interpolazione tra i punti della griglia circostante l'area interesse [Fig. 4.1.24].

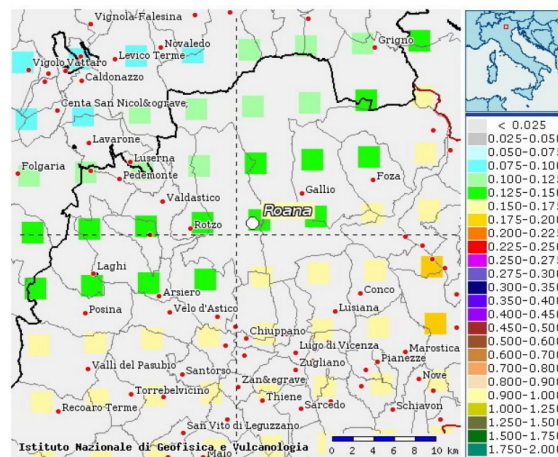


Fig. 4.1.24 Estratto della mappa di pericolosità sismica (INGV, 2022).

Nelle tabelle seguenti vengono riepilogati i parametri sismici, sia quelli di base che quelli calcolati mediante le espressioni presenti nelle NTC2018 al fine di definire gli spettri elastici (in arancione sono raffigurati i parametri di base, in verde quelli calcolati mediante le apposite espressioni).

**Tab. 4.1.10** Parametri relativi al periodo di riferimento, alla categoria di sottosuolo e alla categoria topografica.

Tipo di costruzione		2
$V_N$	[yr]	50
Classe d'uso		II
$C_U$	[-]	1
$V_R$	[yr]	50
Cat. sottosuolo		B
$S_S$	[-]	Dipendente da stato limite
Cat. topografica		T2
$S_T$	[-]	1,2

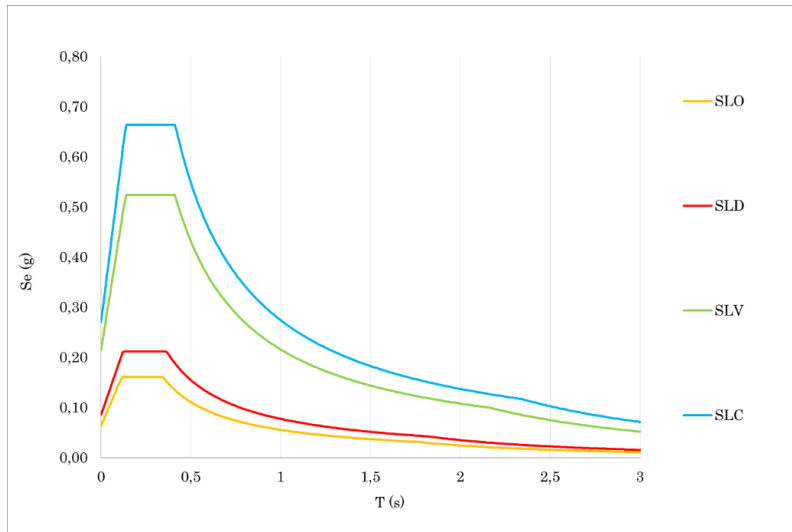
**Tab. 4.1.11** Parametri di pericolosità sismica.

		Stato limite			
		SLO	SLD	SLV	SLC
$a_g$	[g]	0,039	0,053	0,142	0,185
$F_0$	[-]	2,522	2,473	2,437	2,453
$T_C^*$	[s]	0,235	0,252	0,293	0,294

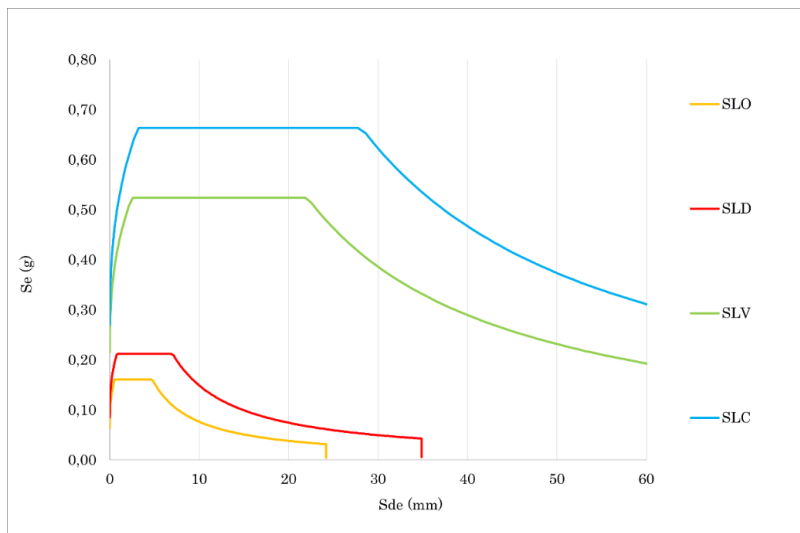
**Tab. 4.1.12** Indici necessari alla definizione degli spettri sismici.

		Stato limite			
		SLO	SLD	SLV	SLC
$S_S$	[-]	1,36	1,35	1,26	1,22
$S$	[-]	1,63	1,62	1,51	1,46
$C_C$	[-]	1,47	1,45	1,41	1,41
$T_B$	[s]	0,12	0,12	0,14	0,14
$T_C$	[s]	0,35	0,37	0,41	0,41
$T_D$	[s]	1,76	1,81	2,17	2,34

In Fig. 4.1.25 e Fig. 4.1.26 sono rappresentati, per i diversi stati limite, gli spettri elastici in accelerazione e le curve ADRS, ovvero gli spettri di risposta in termini di spostamento, fondamentali nelle verifiche sismiche delle strutture in muratura.



**Fig. 4.1.25** Spettri elastici in accelerazione.



**Fig. 4.1.26** Spettri ADRS.

## **4.2 – SOLUZIONI DI *RETROFIT* SISMICO**

### **4.2.1 – PROGETTO REALIZZATO**

Negli ultimi anni la Cattedra è stata oggetto di un importante intervento di recupero che ha previsto la realizzazione di uffici e ambienti destinati a servizi. L'opera è stata resa possibile dal programma "CORE-WOOD", promosso e finanziato dalla Regione Veneto con lo scopo di incentivare il "Riposizionamento competitivo della filiera del legno", nello specifico nell'attività "Nuove soluzioni di consolidamento strutturale in legno". Il progetto strutturale è stato elaborato dalla società di ingegneria SPC (Società di Progettazioni Costruttive) in collaborazione con l'Università degli Studi di Padova. La fase di cantiere, svoltasi a partire dall'estate 2021, è stata seguita dallo stesso studio, incaricato della direzione operativa strutturale.

L'intervento ha previsto l'inserimento nella struttura muraria di un nucleo in CLT a partire dal primo piano, lasciando quindi inalterato il piano terra. Prima dell'inserimento dei nuovi elementi in legno, è stato necessario demolire la copertura e gran parte delle componenti interne, ossia i solai in laterocemento (eccetto il primo), il muro di spina in pietrame (eccetto che al piano terra), il vano scale, i tramezzi e gli impianti.

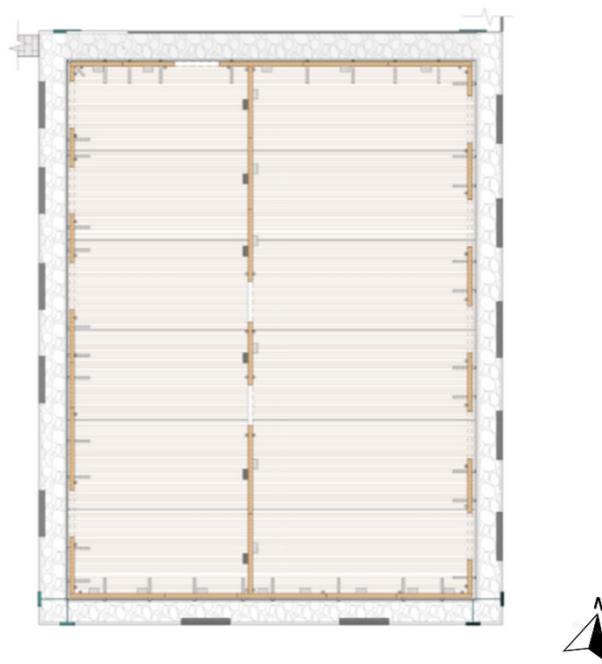
Il nuovo nucleo in legno è così composto:

- Pareti in CLT in corrispondenza delle pareti murarie esterne ed in sostituzione del muro di spina;
- Due nuovi solai in CLT, uno poco al di sopra del solaio in laterocemento non demolito, il secondo circa alla medesima quota altimetrica del precedente secondo orizzontamento in laterocemento;
- La copertura costituita da una struttura lignea tradizionale, ovvero travi e tavolato.

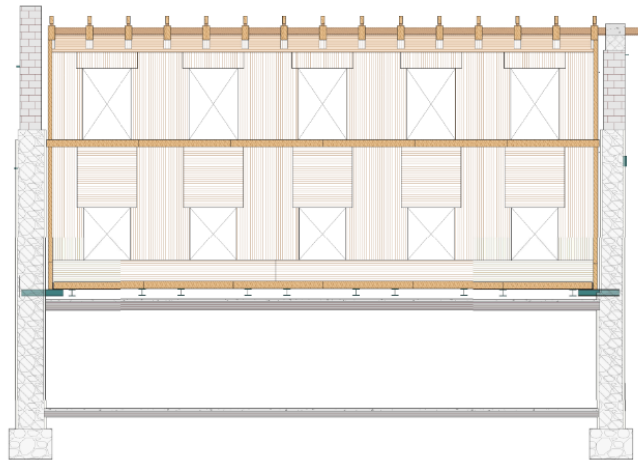
Si sottolinea come l'intervento comporti la riduzione del numero di piani presenti all'interno dell'edificio, eliminando di fatto il livello del sottotetto. La posizione altimetrica dei nuovi solai è definita in modo da allineare gli stessi con quelli dell'edificio adiacente a Nord, così da evitare fenomeni di martellamento in occasione di eventi sismici. I pannelli CLT, sia costituenti i solai che le pareti, sono di dimensioni ridotte e tra loro giuntati, scelta che risulta indispensabile per risolvere le problematiche legate alla fase di assemblaggio, evidentemente differenti rispetto alla situazione di una nuova struttura in CLT indipendente. Vengono di seguito presentati i disegni progettuali generali, cortesemente concessi dallo studio SPC.



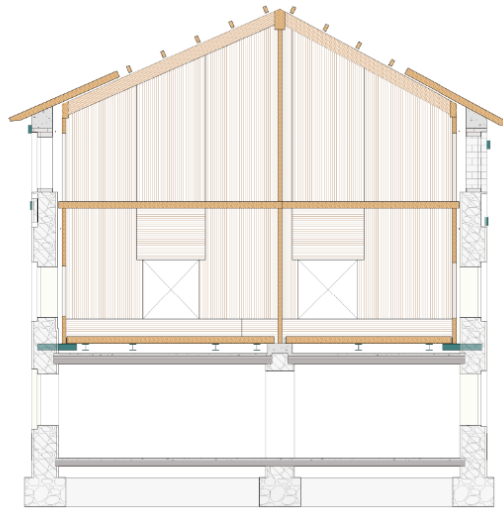
**Fig. 4.2.1** Pianta piano primo (scala 1:200) (SPC).



**Fig. 4.2.2** Pianta piano secondo (scala 1:200) (SPC).

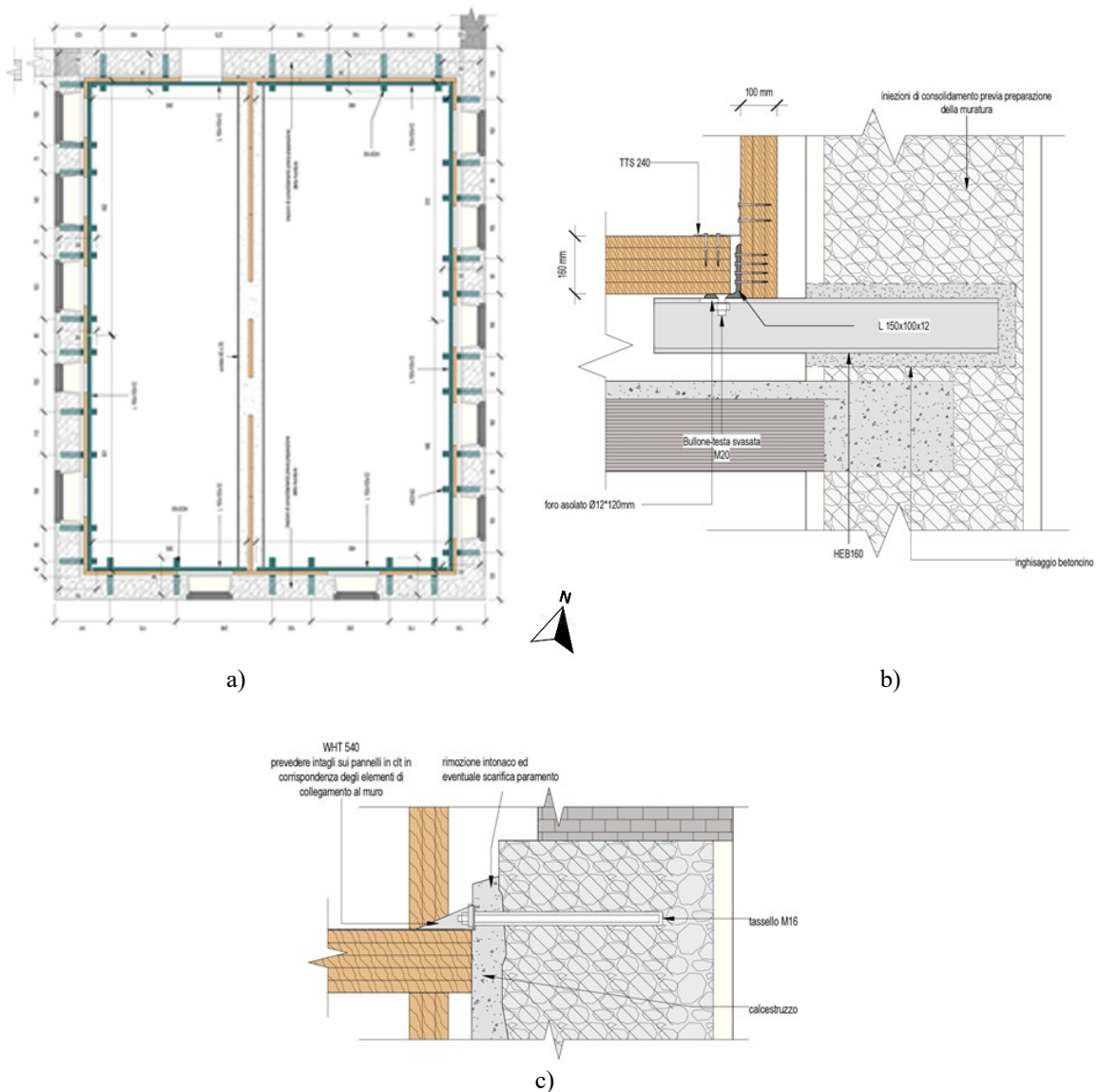


**Fig. 4.2.3** Sezione longitudinale (scala 1:200) (SPC).



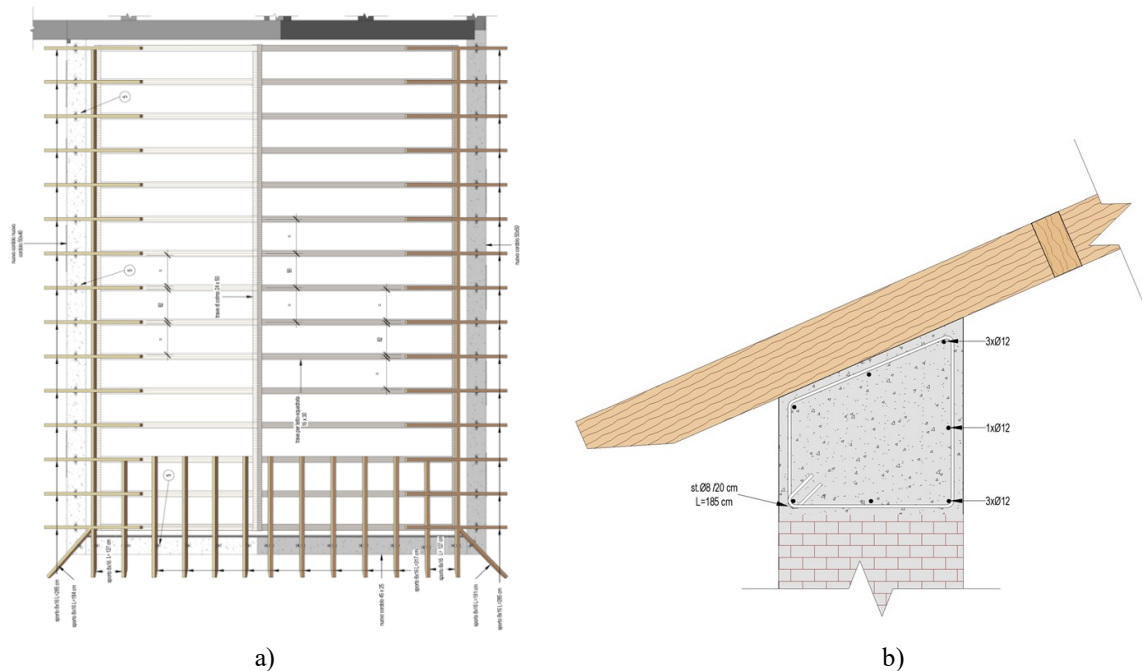
**Fig. 4.2.4** Sezione trasversale (scala 1:200) (SPC).





**Fig. 4.2.6** Sistema di collegamento dei solai alle pareti murarie: a) pianta dei profili in acciaio del primo solaio (scala 1:200), b) particolare costruttivo primo solaio – sezione, c) particolare costruttivo secondo solaio – sezione (scala 1:20) (SPC).

La copertura, gravante su un apposito nuovo cordolo in cemento armato a tutto spessore, viene realizzata con travi in legno lamellare  $16 \times 30$  cm a passo 90 cm [Fig. 4.2.7].



**Fig. 4.2.7** Struttura della copertura: a) pianta (scala 1:200), b) particolare costruttivo – sezione (scala 1:20) (SPC).

Va specificato che, oltre alla realizzazione del nucleo in legno, sono previsti interventi di rinforzo della struttura tramite iniezioni di consolidamento della muratura in pietrame, cuciture finalizzate all'ottenimento di un buon ammorsamento tra le pareti e l'inserimento di tiranti metallici a livello del secondo orizzontamento e della copertura, in entrambe le direzioni principali della struttura, longitudinale e trasversale. Tali accorgimenti permettono di assicurare alla struttura un adeguato comportamento scatolare e di poterne dunque analizzare il comportamento sismico su scala globale.

Di seguito vengono presentate alcune foto scattate durante la fase di cantiere, gentilmente concesse dallo studio SPC [Fig. 4.2.8].



a)



b)



c)



d)



e)



f)

**Fig. 4.2.8** Foto di cantiere: a) vista esterna dopo la rimozione dell'intonaco, b) vista interna dopo la demolizione dei solai in laterocemento, c) profili in acciaio di collegamento del primo solaio in CLT, d) morali di connessione muratura-CLT, e) montaggio delle pareti CLT, f) ultimo piano finita la fase di montaggio del nucleo in CLT (SPC).

#### 4.2.2 – SOLUZIONI ALTERNATIVE

L'Università degli Studi di Padova, fin dalle prime fasi progettuali, ha riscontrato alcune criticità nel progetto sviluppato. Tra queste, la problematica principale è rappresentata dalla limitazione dell'intervento ai livelli superiori, senza l'inclusione del piano terra, fattore che comporta un miglioramento sismico piuttosto contenuto, come già dimostrato nella tesi di laurea dell'Ing. Pegoraro. È da ricordare, tuttavia, come nell'ambito dell'intervento di recupero della Cattedra, il miglioramento sismico rappresenti solamente una delle esigenze espresse dalla committenza. Il progetto, così come è stato concepito, risulta infatti fortemente condizionato da necessità di altro tipo, che non riguardano l'aspetto strutturale in via prioritaria.

Il lavoro della presente tesi si prefigge l'obiettivo di valutare, sulla base del lavoro svolto in precedenza, l'intervento realizzato, e di vagliare la possibilità e la relativa efficacia di

ulteriori soluzioni progettuali. In tali opzioni vengono considerate, in aggiunta a quanto descritto in merito all'intervento realizzato, le seguenti condizioni:

- Presenza di connessioni diffuse tra le pareti in CLT e la scatola muraria;
- Estensione del nucleo interno CLT fino al piano terra;
- Demolizione di ulteriori componenti della struttura originaria.

Combinando tali condizioni vengono definite undici soluzioni progettuali, compreso lo stato pre-intervento, così definite:

- 0: stato pre-intervento;
- 0 I: iniezioni di consolidamento in tutta la muratura in pietrame;
- 1: sostituzione dei solai in laterocemento con nuovi solai in CLT;
- 1 I: come la soluzione 1, con l'aggiunta di iniezioni di consolidamento nella muratura in pietrame;
- 2: intervento con il nucleo in CLT limitato ai livelli superiori;
- 2 C: come la soluzione 2, con la presenza di dispositivi di connessione tra le pareti in CLT e la struttura muraria;
- 2 C+I: come la soluzione 2 C, con l'aggiunta di iniezioni di consolidamento nella muratura in pietrame rimanente dopo le demolizioni, ovvero la soluzione adottata nell'intervento realizzato;
- 2 C+I+D: come la soluzione 2 C+I, con la demolizione del primo solaio in laterocemento;
- 3: soluzione d'intervento con il nucleo in CLT esteso al piano terra;
- 3 C: come la soluzione 3, con la presenza di dispositivi di connessione tra pannelli CLT e la struttura muraria;
- 3 C+I: come la soluzione 3 C, con l'aggiunta di iniezioni di consolidamento in tutta la muratura in pietrame rimanente dopo le demolizioni.

Le configurazioni d'intervento così definite vengono riepilogate nello schema di Fig. 4.2.9.

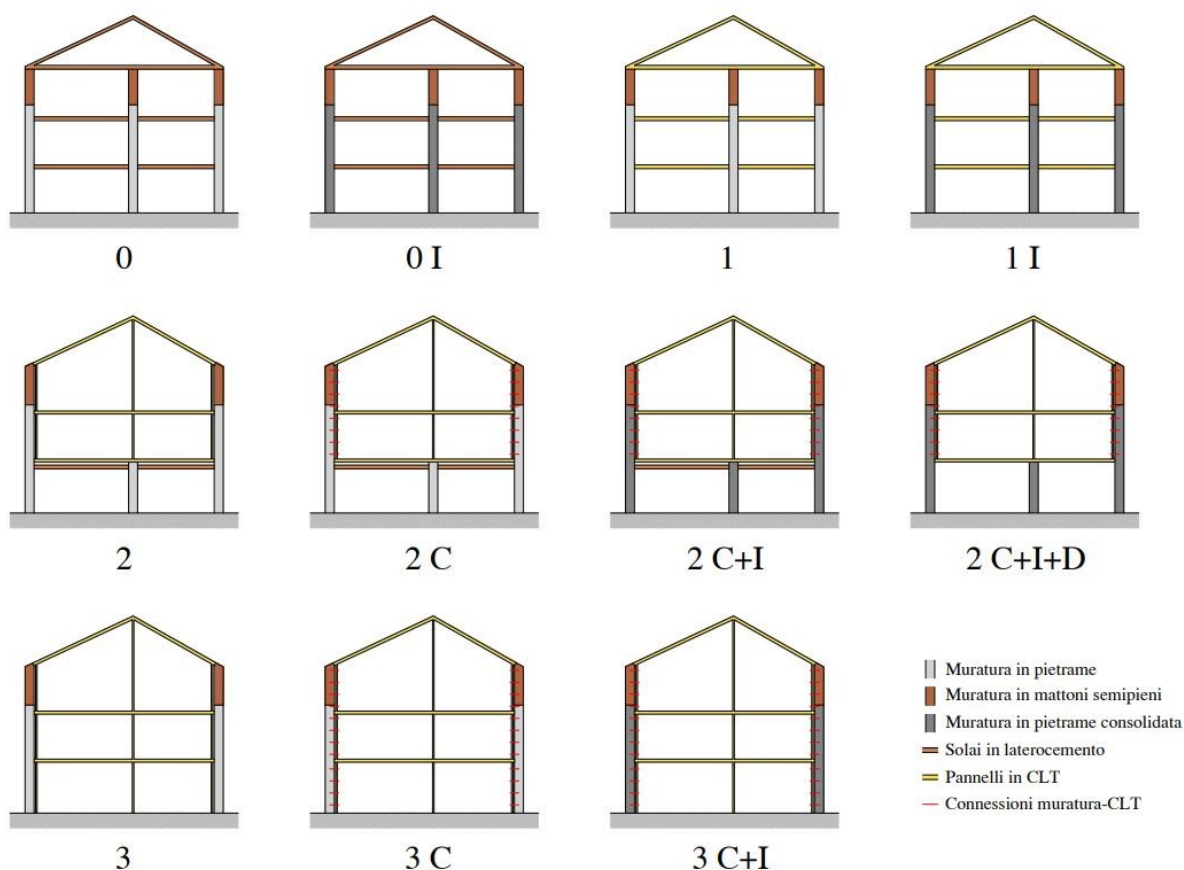


Fig. 4.2.9 Schema delle configurazioni d'intervento considerate.

Le iniezioni di consolidamento della muratura in pietrame vengono considerate, in via semplificativa, tramite l'applicazione di un coefficiente moltiplicativo applicato ai parametri meccanici, concordemente con quanto previsto dalla Circolare NTC2018. Alla luce della valutazione della qualità muraria, la tipologia presente viene considerata analoga alla "Muratura in pietre a spacco con buona tessitura": ne consegue un coefficiente moltiplicativo pari a 1,5, applicato sia alle resistenze sia al modulo elastico,

Per le soluzioni d'intervento che prevedono la sostituzione dei solai in laterocemento con nuovi solai in CLT (soluzioni 1), o l'inserimento del nucleo in legno (soluzioni 2-3), la copertura è stata considerata anch'essa in CLT, diversamente da quanto previsto dal progetto eseguito. Ciò viene svolto nell'ottica di definire un intervento più uniforme, nella prospettiva di poter estendere i risultati del sistema di *retrofit* della Cattedra ad altre strutture.

### 4.2.3 – ANALISI DEI CARICHI

Le masse sismiche relative alle diverse soluzioni d'intervento vengono calcolate analogamente quanto espresso per la struttura nello stato pre-intervento (§ 4.1.3). La massa volumica delle pareti in CLT viene assunta pari a  $500 \text{ kg/m}^3$ , mentre i carichi relativi agli impalcati vengono definiti sulla base dei pacchetti costruttivi progettati per l'intervento di recupero effettivamente realizzato. Si specifica che i tramezzi vengono realizzati con pareti in cartongesso, le quali corrispondono ad un carico lineare di circa  $60 \text{ kg/m}$  e di conseguenza ad un carico distribuito equivalente di  $40 \text{ kg/m}^2$ .

Solaio tipologico

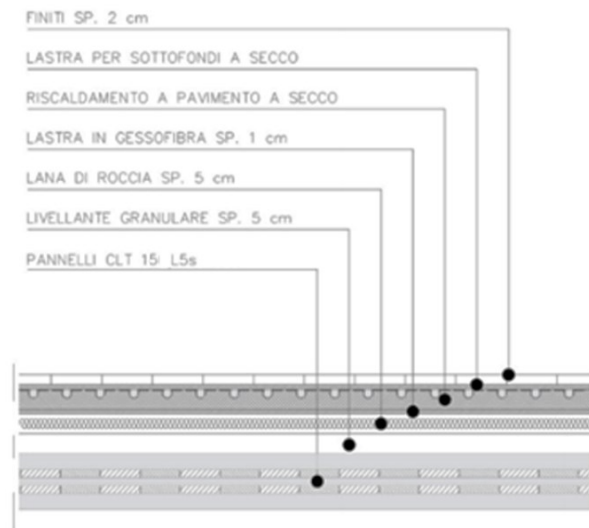
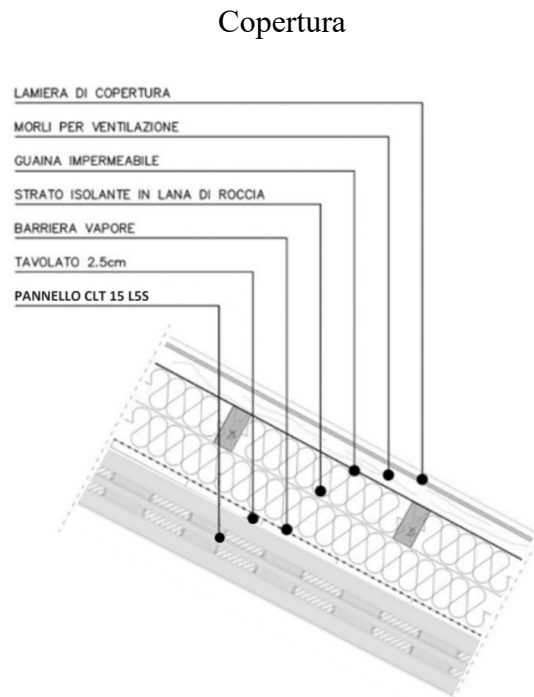


Fig. 4.2.10 Sezione del solaio tipologico (Pegoraro, 2021).

Tab. 4.2.1 Analisi dei carichi permanenti del solaio tipologico.

		Spessore	Massa volumica	Massa superficiale
		[cm]	[ $\text{kg/m}^3$ ]	[ $\text{kg/m}^2$ ]
<b>G1</b>	Pannello CLT 15 cm	15	500	75
	<b>TOT.</b>	-	-	<b>75</b>
<b>G2</b>	Livellante granulare	5	800	40
	Isolante lana di roccia	5	100	5
	Lastra in gessofibra	1	1200	12
	Riscaldamento pavimento a secco	-	-	40
	Lastra per sottofondo a secco	-	-	26
	Finitura in legno	2	500	10
	Incidenza tramezzi	-	-	40
	<b>TOT.</b>	-	-	<b>173</b>

Per le soluzioni d'intervento che prevedono la semplice sostituzione dei solai (soluzioni 1) è stato considerato, in sostituzione dell'impalcato del sottotetto, un solaio in CLT privo di alcuna finitura, corrispondente dunque ad un peso strutturale costituito solamente da  $G1 = 75 \text{ kg/m}^2$ .



**Fig. 4.2.11** Sezione tipologica della copertura (Pegoraro, 2021).

**Tab. 4.2.2** Analisi dei carichi permanenti della copertura.

		Spessore	Massa volumica	Massa superficiale
		[cm]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>2</sup> ]
<b>G1</b>	Pannello CLT 15 cm	15	500	75
	<b>TOT.</b>	-	-	<b>75</b>
<b>G2</b>	Isolante in fibra di legno	25	100	25
	Morali 6x6 cm, passo 50 cm	6	500	30
	Tavolato	2	500	10
	Lamiera di copertura	-	-	15
	<b>TOT.</b>	-	-	<b>80</b>

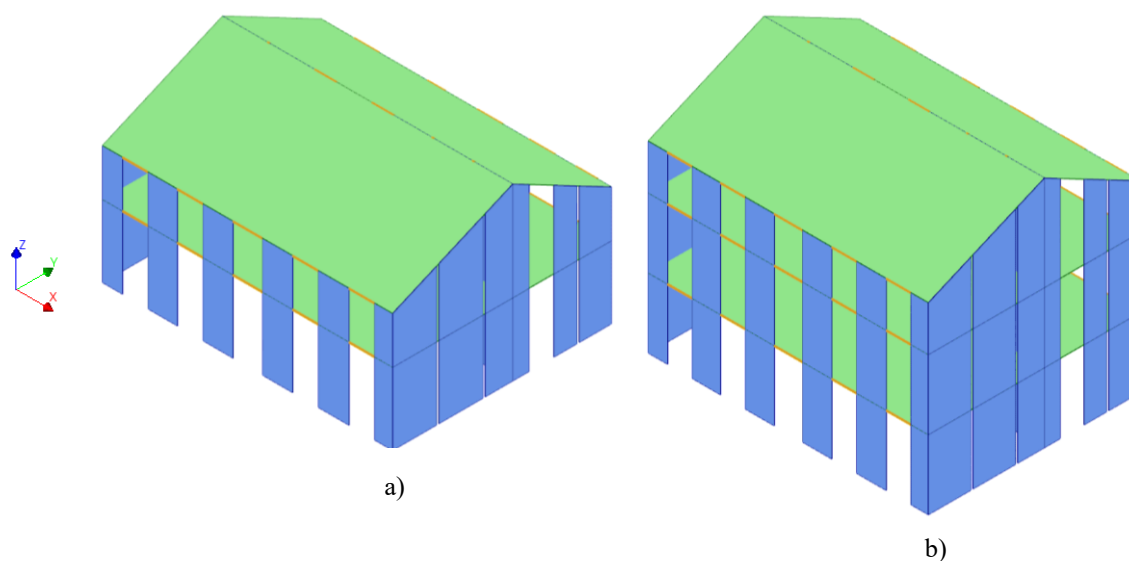
I carichi variabili risultano analoghi a quelli considerati nello stato pre-intervento: si considera per i solai la destinazione d'uso B1, per la copertura la destinazione d'uso H, il carico neve rimane invariato. Negli interventi con il nucleo in CLT non esteso al piano terra ove non viene demolito il primo solaio in laterocemento (soluzioni 2 ad eccezione della soluzione 2 C+D), lo stesso viene privato del carico permanente dei tramezzi e del sovraccarico.

**Tab. 4.2.3** Determinazione dei carichi secondo la combinazione sismica.

		Massa superficiale [kg/m <sup>2</sup> ]	$\Psi_{2i}$ [-]
Solai in CLT	G1	75	-
	G2	173	-
	q <sub>k</sub>	200	0,3
	<b>TOT.</b>	<b>308</b>	
Copertura	G1	75	-
	G2	80	-
	q <sub>k</sub>	50	0
	q <sub>s</sub>	321	0,2
	<b>TOT.</b>	<b>269</b>	
Solaio del sottotetto in CLT (nelle soluzioni 1)	G1	75	-
	G2	0	-
	q <sub>k</sub>	50	0
	<b>TOT.</b>	<b>75</b>	
Primo solaio in laterocemento (nelle soluzioni 2 ad eccezione della 2 C+I+D)	G1	300	-
	G2	105	-
	<b>TOT.</b>	<b>405</b>	

#### 4.2.4 – PROGETTO DEI NUCLEI IN CLT

Nelle soluzioni che prevedono l’inserimento del nucleo in CLT, questo viene progettato mediante il *software TimberTech Buildings*. Vengono dunque sviluppati due diversi modelli: uno per gli interventi limitati ai piani superiori in cui il nucleo in CLT è composto da due livelli (soluzioni 2), uno per gli interventi estesi al piano terra dove il nucleo si sviluppa su tutti i tre livelli (soluzioni 3) [Fig. 4.2.12].

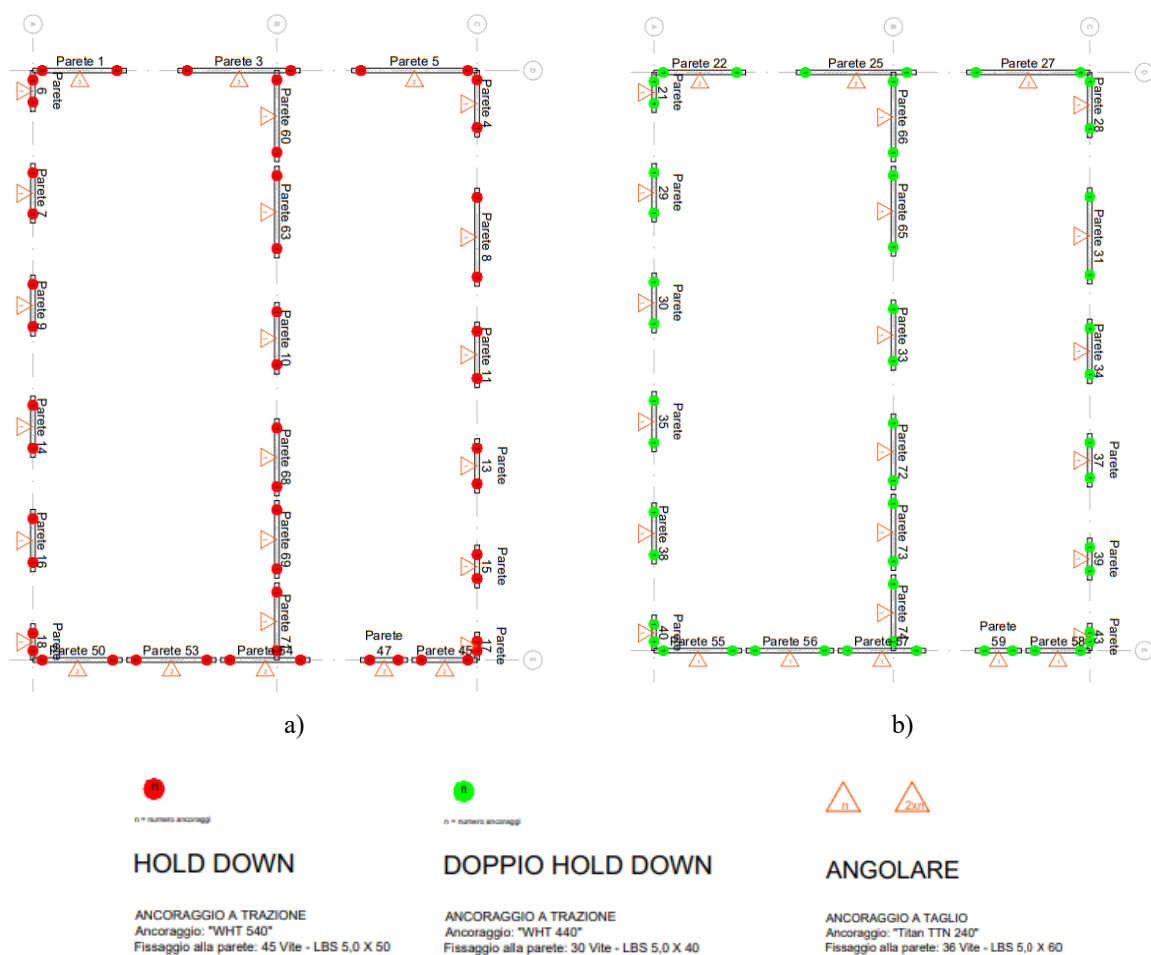


**Fig. 4.2.12** Modelli in *TimberTech Buildings*: a) nucleo di due livelli, b) nucleo di tre livelli.

Si specifica che nel caso del rinforzo limitato ai livelli superiori, il modello viene implementato assumendo la base dello stesso rigida. Considerando che il primo livello della Cattedra, in muratura in pietrame, presenta una deformabilità non trascurabile, si deduce che l'ipotesi di calcolo non risulti completamente adeguata. La situazione reale, tuttavia, non è in alcun modo modellabile nel *software*, una progettazione sismica più dettagliata del nucleo in CLT esula comunque dagli obiettivi della presente tesi.

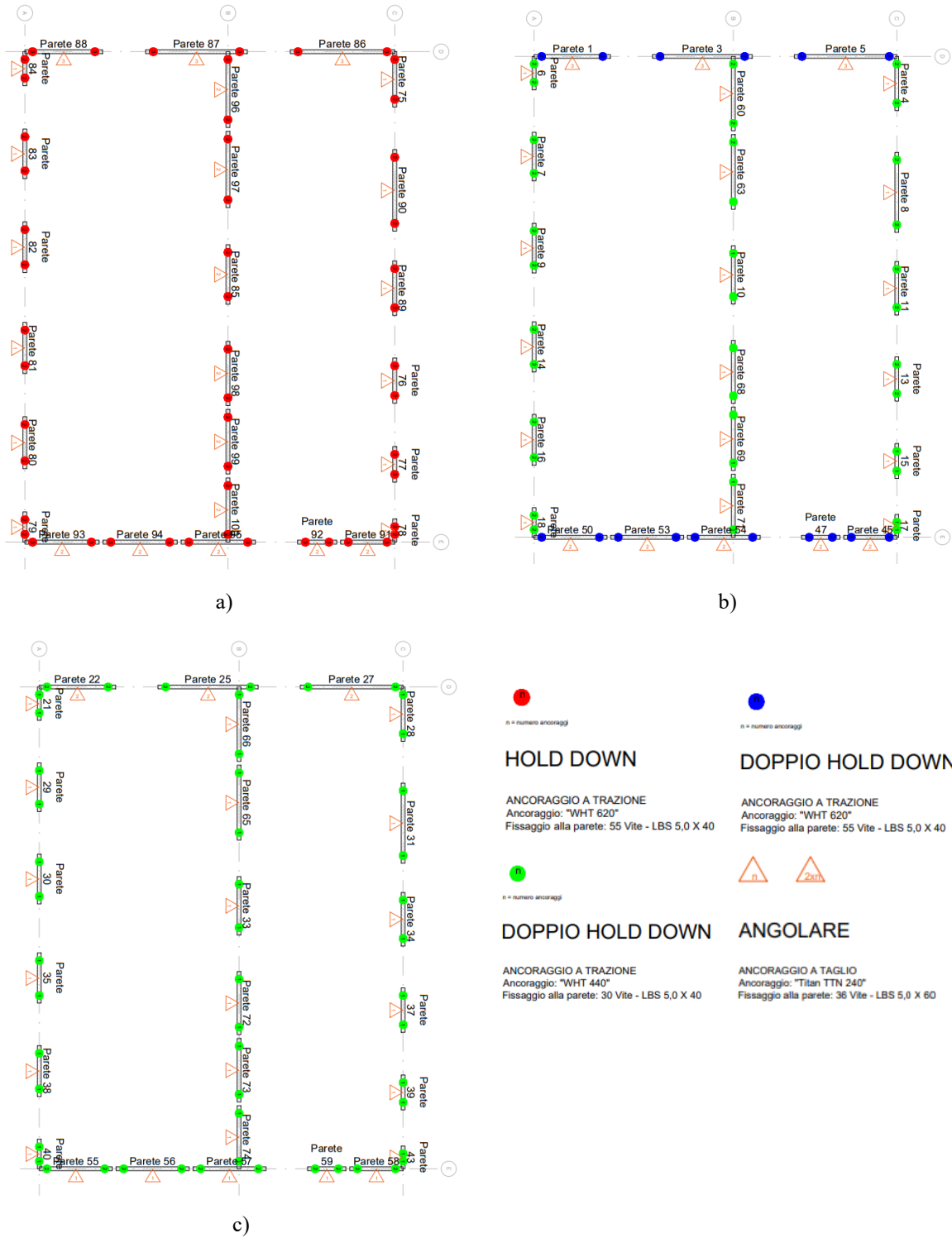
Tramite l'ausilio del *software* viene definito uno spessore di 10 cm per le pareti, uno spessore di 15 cm per i solai, e la configurazione dei collegamenti raffigurata in Fig. 4.2.12 e Fig. 4.2.13.

### Nucleo in CLT di due livelli



**Fig. 4.2.12** Schema planimetrico della disposizione dei dispositivi di fissaggio: a) pianta del primo livello, b) pianta del secondo livello (scala 1:200).

## Nucleo in CLT di tre livelli



**Fig. 4.2.13** Schema planimetrico della disposizione dei dispositivi di fissaggio: a) pianta del primo livello, b) pianta del secondo livello, c) pianta del terzo livello (scala 1:200).

### 4.3 – MODELLAZIONE NUMERICA

La struttura muraria viene modellata come già definito ai capitoli precedenti, ossia mediante elementi bidimensionali *regular curved shell*, con modello di comportamento *total strain rotating crack*. Le pareti murarie vengono assunte di spessore costante pari a 60 cm, i parametri meccanici vengono calcolati sulla base di quanto definito al § 4.1.2. Si considera che le indagini effettuate non siano sufficienti a raggiungere un livello di conoscenza superiore al LC1, si assumono dunque i valori minimi delle resistenze ed i valori medi del modulo elastico concordemente con quanto specificato dalla Circolare NTC2018. Le resistenze di progetto vengono definite tenendo conto del coefficiente di sicurezza sismico per la muratura ( $\gamma_M = 2$ ) e del fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza considerato ( $FC = 1,35$ ):

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M * FC} \quad (4.3.1)$$

In Tab. 4.3.1 vengono riportati i parametri meccanici così definiti.

**Tab. 4.3.1** Parametri meccanici della muratura.

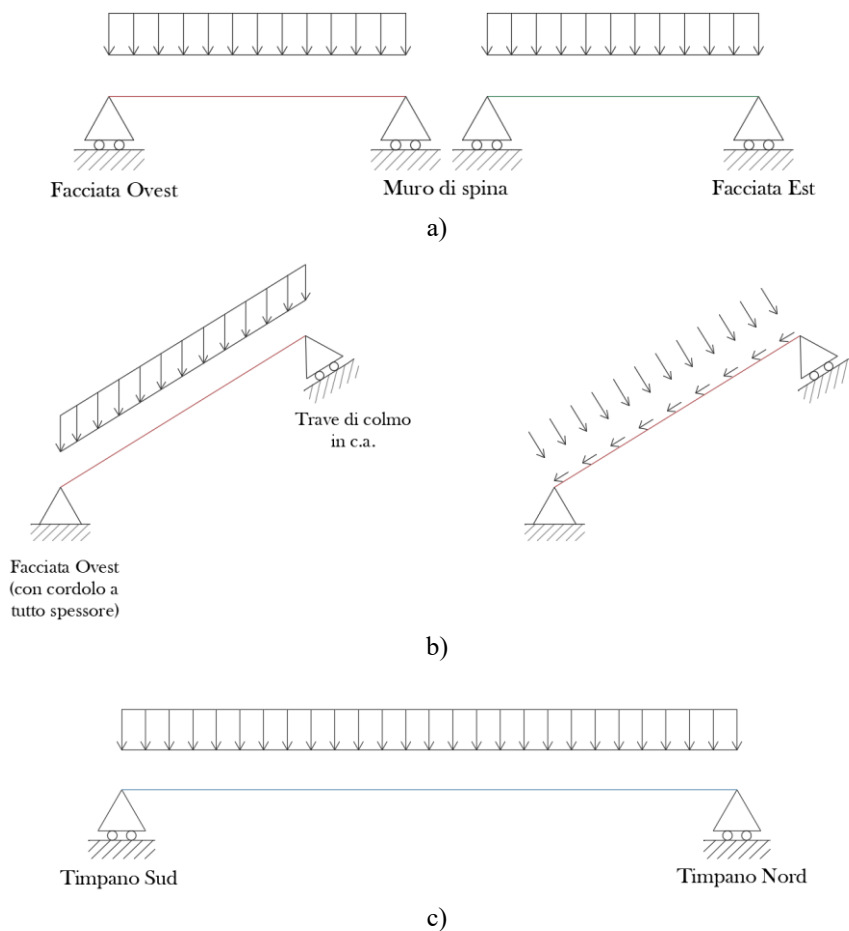
		Muratura in pietrame	Muratura in pietrame consolidato	Muratura in mattoni semipieni
E	[MPa]	1715	2572	1500
$\nu$	[-]	0,25	0,25	0,25
$f_c$	[MPa]	1,12	1,68	1,85
$G_c$	[N/mm]	3,01	4,42	4,84
$f_t$	[MPa]	0,018	0,027	0,037
$G_t$	[N/mm]	0,02	0,02	0,02
w	[kg/m <sup>3</sup> ]	2000	2000	1500

I solai vengono modellati come elementi bidimensionali *flat shell*: gli impalcati in laterocemento con uno spessore fittizio di 5 cm e parametri elastici equivalenti, i solai in CLT con l'effettivo spessore di 15 cm [Tab. 4.3.2].

**Tab. 4.3.2** Parametri elastici dei solai.

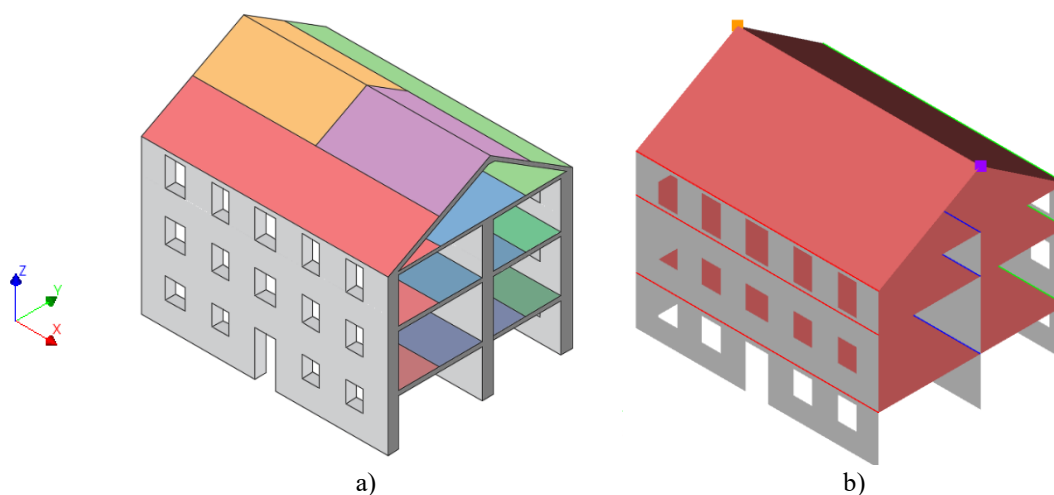
		Solaio in laterocemento con soletta	Solaio in laterocemento senza soletta	Solai in CLT
sp. <i>shell</i>	[cm]	5	5	15
$E_x$	[MPa]	20000	0	4500
$E_y$	[MPa]	39200	36000	9000
$G_{xy}$	[MPa]	8300	1000	870

I carichi propri e portati dei solai sono applicati mediante apposite linee e punti di carico, posti in corrispondenza dell'intersezione tra le strutture orizzontali e quelle verticali, ovvero laddove avviene lo scarico tensionale dalle prime alle seconde. In via esemplificativa si ritiene opportuno specificare gli schemi statici assunti per la definizione delle masse relative allo stato pre-intervento (soluzione 0). Gli orizzontamenti vengono considerati come composti da due porzioni di solaio indipendenti, ognuna delle quali in semplice appoggio. Per la struttura di copertura lo schema statico assunto risulta più articolato: i carichi ortogonali alla singola falda gravano equamente sulla trave di colmo e sulla facciata esterna, la quale è sollecitata anche dalla spinta della falda, ovvero dai carichi paralleli alla stessa, assorbiti per mezzo del cordolo in cemento armato. La trave di colmo, a sua volta, viene assunta come una trave in semplice appoggio che poggia sulle sommità dei due timpani in blocchi di calcestruzzo [Fig. 4.3.1].



**Fig. 4.3.1** Schemi statici assunti: a) solaio tipologico, b) singola falda, c) trave di colmo.

Sulla base degli schemi statici assunti e mediante le regole della scienza delle costruzioni si ricava una suddivisione delle aree di carico relativamente semplice, sulla base della quale si ricavano le masse sismiche di competenza di ogni parete, in seguito applicate al modello, come raffigurato in Fig. 4.3.2.



**Fig. 4.3.2** Applicazione delle masse sismiche: a) schema delle aree di influenza, b) modello FEM con evidenziazione di linee e punti di carico.

L'edificio a Nord, adiacente alla Cattedra, non viene modellato, in quanto è prevista la realizzazione di un opportuno giunto sismico. La struttura oggetto dello studio risulta così indipendente. In tutti le soluzioni considerate, inoltre, si considera presente un adeguato ammortamento tra le pareti. Dal punto di vista della modellazione FEM, ciò significa che i nodi delle pareti murarie vengono implementati come coincidenti. Alla luce di quanto manifestato al § 4.1.2, in cui si è evidenziato come le pareti tra loro ortogonali siano poco ammortate e come le sopraelevazioni con cambi di materiale siano prive di appositi accorgimenti tali da rendere le diverse tipologie tra loro solidali, l'ipotesi assunta risulta relativamente inadatta al caso in questione. Tuttavia, volendo valutare il comportamento sismico globale della Cattedra, risulta indispensabile considerare un sufficiente comportamento scatolare, tale per cui le pareti sismo-resistenti partecipino in modo opportuno.

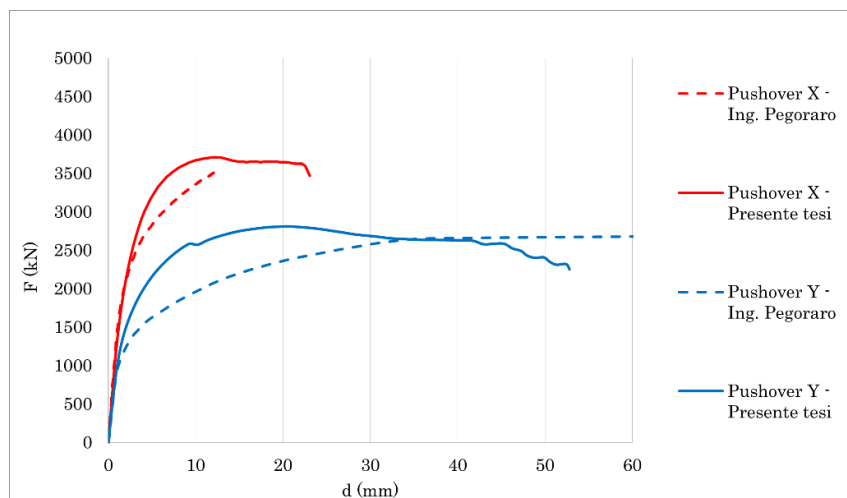
Il modello della Cattedra presenta alcune differenze rispetto a quanto sviluppato dall'Ing. Pegoraro nel suo lavoro di tesi di laurea, sia per quanto concerne la legge costitutiva assegnata alla muratura, sia nei riguardi dei parametri elastici dei solai. Per quanto concerne la muratura il modello sviluppato dall'Ing. Pegoraro era caratterizzato da un modello di comportamento *fixed crack*, con energie di frattura e legge costitutiva a trazione differenti rispetto a quelli definiti nella presente tesi, come riepilogato in Tab. 4.3.3. Si specifica come

la definizione dei parametri meccanici in questione non sia univoca, la variazione degli stessi rispetto al lavoro svolto dall'Ing. Pegoraro viene tuttavia ritenuta opportuna per coerenza con quanto svolto nel precedente lavoro di tesi.

**Tab. 4.3.3** Comparazione dei parametri della muratura.

		Ing. Pegoraro		Presente tesi	
		Muratura in pietrame	Muratura in pietrame	Muratura in pietrame	Muratura in mattoni semipieni
Modello di comportamento		<i>Fixed</i> ( $\beta=0,01$ )		<i>Rotating</i>	
$G_c$	[N/mm]	4,8	5,0	3,01	4,84
Legge costitutiva a trazione		<i>Softening</i> lineare		Esponenziale	
$G_t$	[N/mm]	0,00135	0,0045	0,02	0,02

Per quanto concerne i solai sussisteva un'imprecisione legata all'inversione dei valori dei parametri elastici rispetto agli assi cartesiani ( $E_x$  e  $E_y$ ), opportunamente risolta. In Fig. 4.3.3 sono rappresentate le curve carico-spostamento ottenute dalle analisi *pushover* svolte nelle direzioni X e Y nei modelli sviluppati dall'Ing. Pegoraro e nella presente tesi.

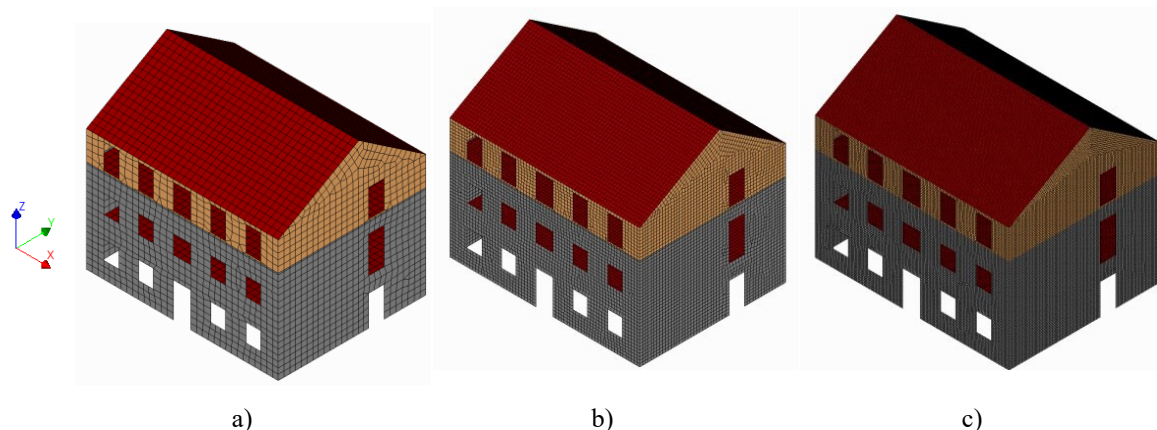


**Fig. 4.3.3** Curve carico spostamento comparative: Ing. Pegoraro – presente tesi.

Dai risultati si evince come il modello implementato nella presente tesi comporti un aumento di rigidezza in fase plastica e permetta soprattutto di identificare il ramo discendente della curva, necessario al fine di identificare in modo chiaro il collasso del sistema.

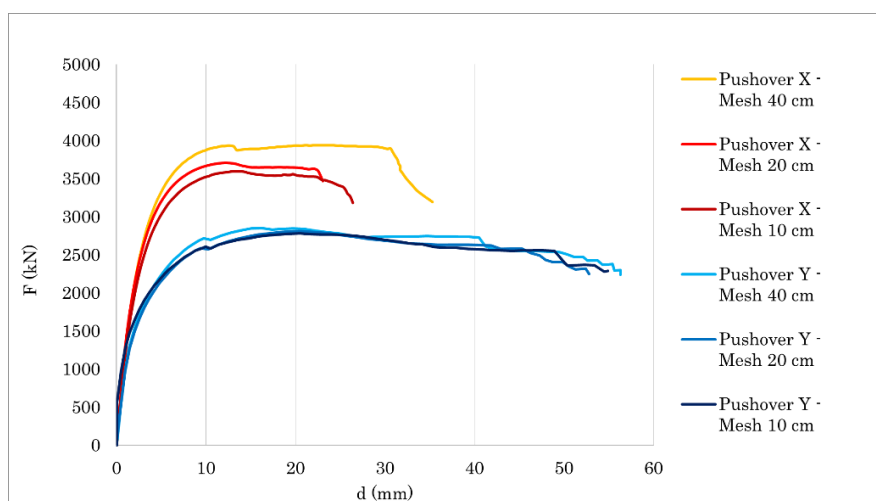
Sul modello privo di rinforzo vengono svolte alcune analisi di sensitività tese a definire la dimensione della *mesh* più adatta. Si sottolinea che minori sono le dimensioni della *mesh*, più dettagliati e precisi sono i risultati delle simulazioni numeriche, questa accuratezza

comporta tuttavia un maggior onere computazionale. Vengono elaborati tre modelli con dimensioni della *mesh* rispettivamente di 40, 20 e 10 cm [Fig. 4.3.4]. L'onere computazionale richiesto dagli stessi, in termini di tempo necessario allo svolgimento di una singola analisi *pushover*, corrisponde rispettivamente a circa 1, 4 e 24 h.



**Fig. 4.3.4** Modelli con differenti dimensioni della *mesh*: a) 40 cm, b) 20 cm, c) 10 cm.

Dalle analisi *pushover* svolte vengono ricavate le curve carico-spostamento raffigurate in Fig. 4.3.5.



**Fig. 4.3.5** Curve carico-spостamento comparative: dimensione della *mesh*.

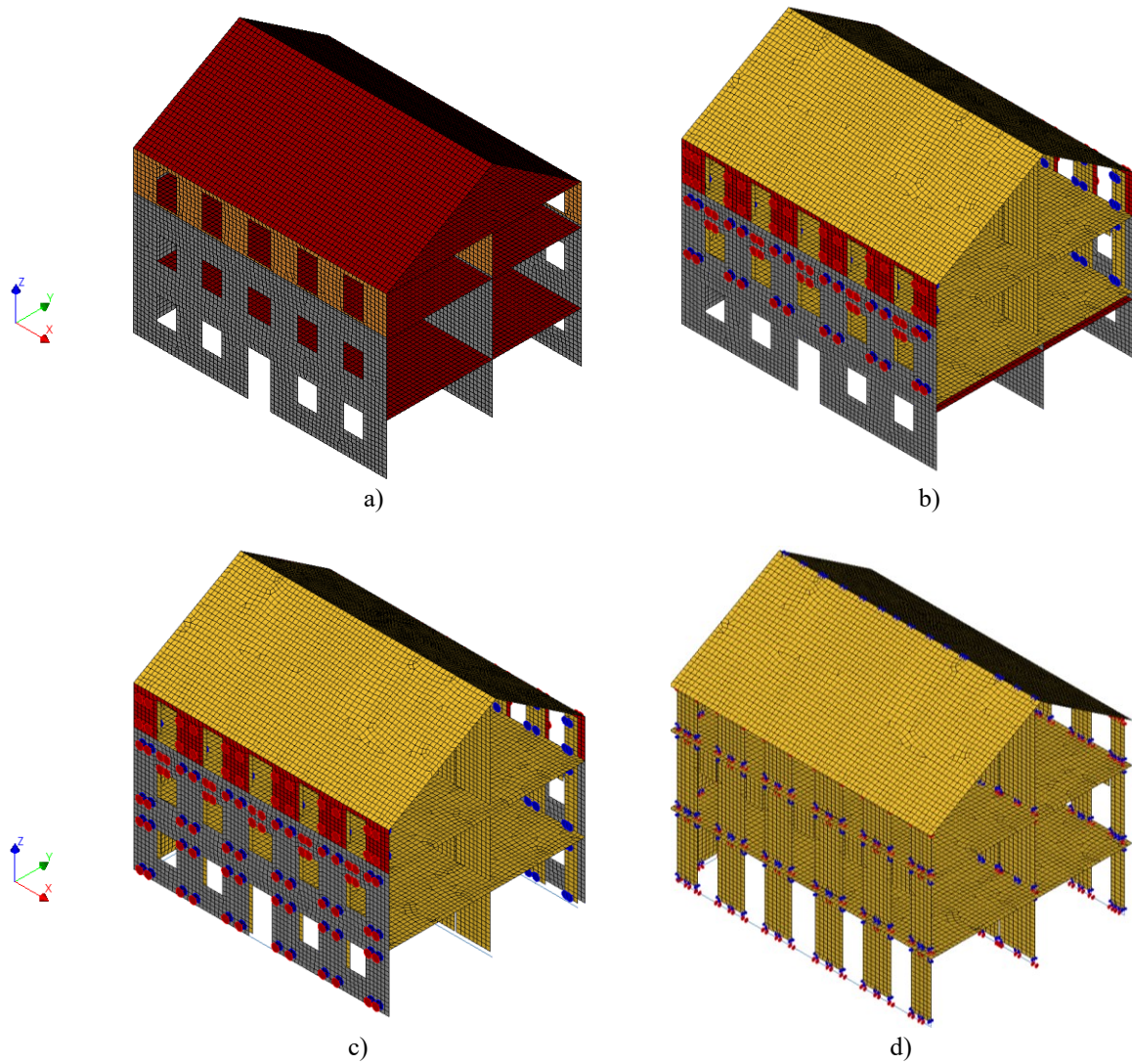
Dai risultati emerge come le differenze tra i modelli con *mesh* di 20 e 10 cm siano trascurabili. Il modello con *mesh* di dimensione 40 cm, specie in direzione X, produce invece risultati lievemente più discordanti. Considerando l'onere computazionale espresso in precedenza, il modello con *mesh* di dimensioni pari a 20 cm viene considerato il più adeguato. Tramite la medesima dimensione della *mesh* verranno implementate ed analizzate le soluzioni d'intervento.

Nei modelli in cui è presente il nucleo in CLT, questo viene modellato mediante la procedura descritta al § 3.1, per completezza di seguito riepilogata. I pannelli CLT sono modellati come elementi bidimensionali *flat shell*, con comportamento isotropo lineare, connessi tra loro mediante interfacce che rappresentano il contatto legno-legno, gli *hold down* e gli *angle bracket*. Le porzioni di pannello poste al di sopra e al di sotto delle aperture vengono modellate solo se di dimensioni rilevanti ( $h > 40$  cm).

Le connessioni tra pareti in CLT e supporti murari, ove previste (soluzioni C), vengono implementate mediante un'interfaccia superficiale definita sulla base di una disposizione delle connessioni con interasse di 40 cm. Nelle soluzioni che prevedono l'inserimento del nucleo in CLT senza connessioni, viene modellata un'interfaccia superficiale agente unicamente a compressione, infinitamente rigida, tale da simulare il contatto legno-muratura.

I nodi dei solai in CLT ed i nodi delle componenti murarie vengono modellati come coincidenti, assumendo di fatto che tale connessione sia infinitamente rigida. I sistemi di collegamento reali, presentati al § 4.2.1, sono caratterizzati da una rigidità limitata, la cui definizione esula dagli obiettivi della presente tesi.

Rispetto alla struttura non rinforzata, si specifica che nelle soluzioni di *retrofit* l'assunzione di un adeguato comportamento scatolare risulta più adeguata. Si ricorda, infatti, come nel progetto realizzato fossero previsti l'inserimento di tiranti, la realizzazione di cuciture e la realizzazione di un cordolo in cemento armato in copertura, indispensabili al fine di inibire i meccanismi fuori piano e garantire un adeguato comportamento d'insieme della struttura. Tali accorgimenti strutturali non vengono implementati nei modelli FEM e non sono dunque considerati esplicitamente nel sistema di *retrofit*. A titolo esemplificativo vengono riportate in Fig. 4.3.6 alcune immagini significative dei modelli.



**Fig. 4.3.6** Mesh dei modelli (privi della parete Nord): a) soluzioni 0, b) soluzioni 2, c) soluzioni 3, d) nucleo in CLT delle soluzioni 3 con evidenziazione delle interfacce rappresentative di *hold down* e *angle bracket*.

## 4.4 – VALUTAZIONE DELLE SOLUZIONI DI *RETROFIT*

### 4.4.1 – ANALISI *PUSHOVER*

I modelli sviluppati secondo le procedure definite vengono sottoposti ad analisi *pushover* in entrambe le direzioni principali X e Y. Per le curve carico-spostamento viene considerato come punto di controllo il vertice Nord-Ovest della scatola muraria, ad una quota altimetrica di 8 m dal p.c., ovvero poco al di sotto della linea di gronda. La definizione dello stesso è tale da minimizzare l'influenza di eventuali meccanismi fuori piano [Fig. 4.4.1].

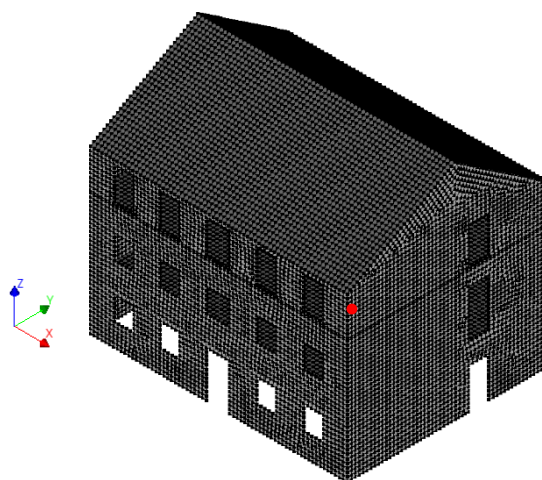


Fig. 4.4.1 Evidenziazione del punto di controllo.

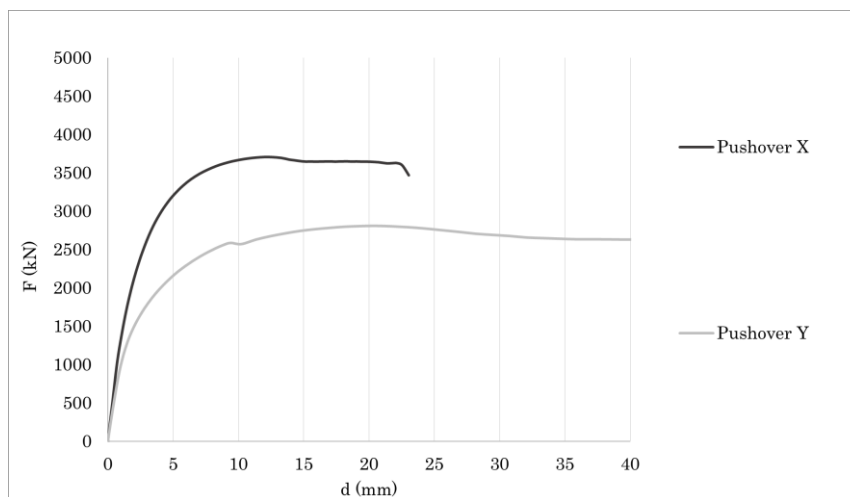
Considerando le complessità richieste dalla modellazione delle strutture in CLT per lo svolgimento delle analisi modali, già espressa al § 3.2.2, le analisi *pushover* condotte prevedono univocamente distribuzioni di forze proporzionali alle masse, con andamento delle accelerazioni uniforme lungo l'altezza della costruzione. Rispetto a quanto previsto dalle NTC2018 al § 7.3.4.2, quindi, non viene considerata alcuna distribuzione principale delle forze d'inerzia. Nella tesi di laurea dell'Ing. Pegoraro è stato evidenziato come le analisi con carico modale risultassero leggermente più restrittive rispetto alle analisi con carico proporzionale alle masse, ma comunque qualitativamente analoghe.

Le analisi *pushover* vengono eseguite in un solo verso per entrambe le direzioni principali (+X e +Y). Si precisa che le ipotesi assunte e le scelte definite sono frutto degli obiettivi della presente tesi, la quale mira principalmente a comprendere il funzionamento strutturale del sistema di *retrofit*, piuttosto che allo svolgimento di un progetto tale da soddisfare quanto prescritto dalla normativa.

Nelle analisi si considera che la struttura giunga al collasso nelle seguenti condizioni:

- Nel tratto discendente della curva nella condizione di  $F = 0,8 * F_{MAX}$ ;
- In corrispondenza di un livello deformativo considerato equivalente allo stato limite di collasso (SLC) imposto dalle NTC2018. Differentemente da quanto previsto dalla normativa, che prevede uno stato limite ultimo per *drift* dei singoli maschi murari, è stato definito un analogo livello deformativo globale. Considerando che la struttura giunge a rottura per fenomeni di fessurazione diagonale delle pareti murarie, ovvero a taglio (come sarà dimostrato nel seguito), si assume un livello di *drift* pari a 0,5%. Ricordando che il punto di controllo si trova ad una quota altimetrica di 8 m, si ricava uno spostamento orizzontale allo SLC pari a 40 mm;
- In caso di divergenza dell'analisi.

Dalle analisi *pushover* svolte sulla struttura nello stato pre-intervento emerge come il sistema sia più resistente e più rigido lungo l'asse X che lungo l'asse Y: ciò è dovuto evidentemente alla conformazione strutturale della Cattedra, che presenta tre pareti sismo-resistenti lungo l'asse maggiore (le due facciate esterne e il muro di spina), e due pareti lungo l'asse minore (facciata Sud e parete Nord in adiacenza all'altra costruzione) [Fig. 4.4.2].

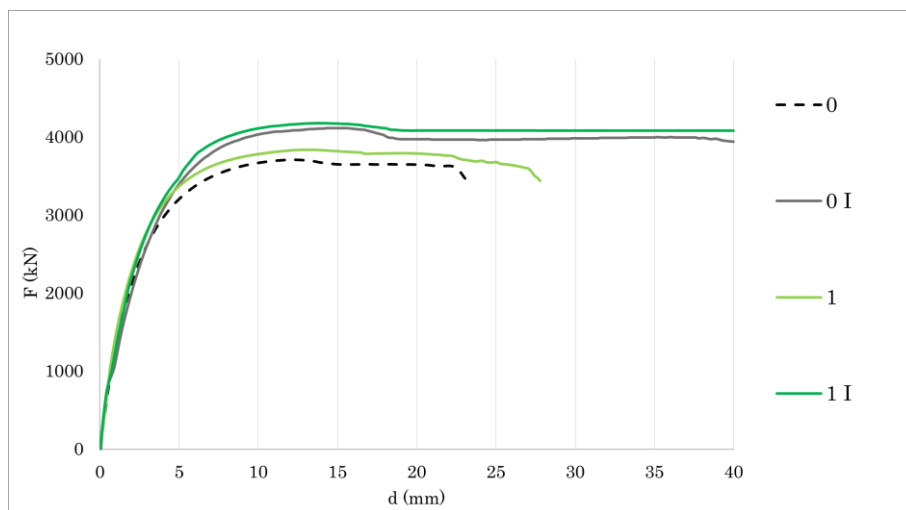


**Fig. 4.4.2** Curve carico-spostamento della struttura non rinforzata.

Le curve carico-spostamento, i principali indici meccanici delle strutture analizzate, gli sviluppi deformativi e fessurativi sono di seguito presentati. Per chiarezza espositiva le soluzioni considerate vengono raggruppate in tre gruppi: soluzioni 0 (senza elementi in CLT) e 1 (con la sola sostituzione dei solai), soluzioni 2 (con il nucleo in CLT limitato ai piani superiori) e soluzioni 3 (con il nucleo in CLT esteso a tutta la struttura). Si specifica

che il *pattern* fessurativo raffigurato include unicamente il danneggiamento ottenuto nelle pareti parallele alla direzione del carico. Eventuali fessurazioni delle pareti ortogonali alla direzione del carico, comunque trascurabili rispetto alle prime, vengono eliminate al fine di rendere le rappresentazioni grafiche più “leggibili”. Nei riguardi dello sviluppo fessurativo, si precisa inoltre che vengono presentate le restituzioni grafiche di un’unica soluzione per tipologia di intervento. Soluzioni analoghe presentano sviluppi fessurativi relativamente simili, sottratti dunque dalla successiva esposizione in quanto considerati non particolarmente utili al fine della comprensione del funzionamento sismico delle soluzioni di *retrofit*.

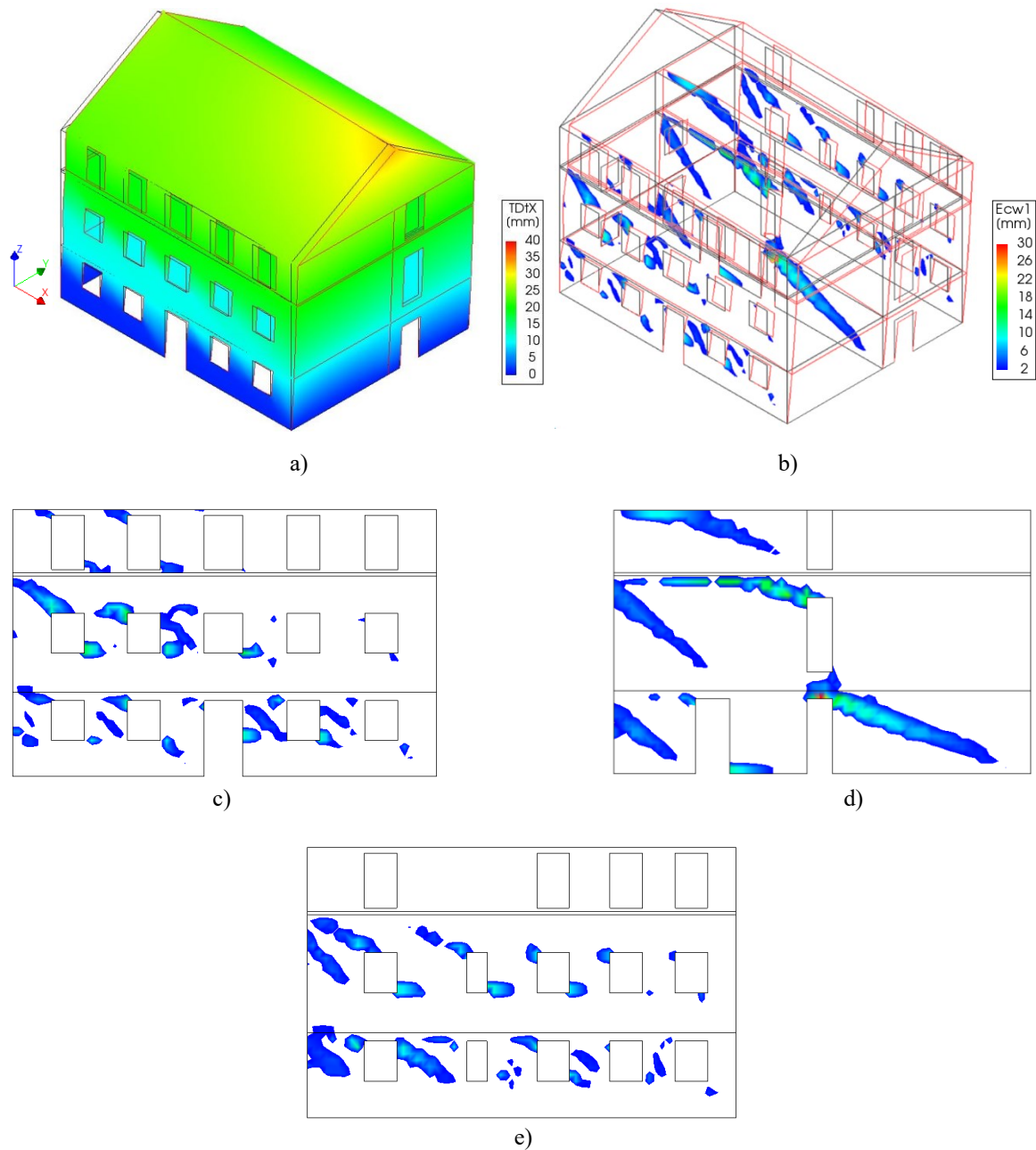
## SOLUZIONI 0 e 1 – PUSHOVER IN DIREZIONE X



**Fig. 4.4.3** Curve carico-spostamento comparative: *pushover* in dir. X – soluzioni 0 e 1.

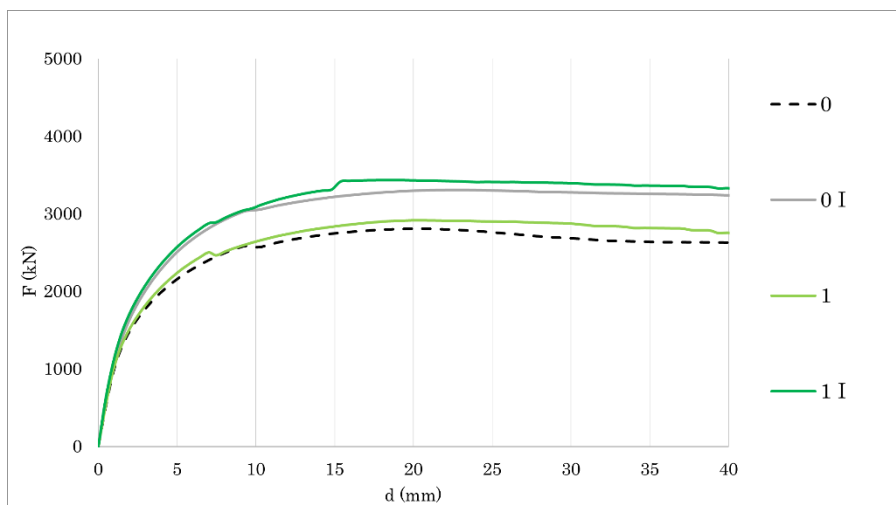
**Tab. 4.4.1** Comparazione dei parametri meccanici delle strutture: *pushover* in dir. X – soluzioni 0 e 1.

		0	0 I	1	1 I
$F_{MAX}$	[kN]	3709	4113	3833	4179
VAR	[%]	-	11%	3%	13%
$d_U$	[mm]	23,0	40,0	27,8	40,0
VAR	[%]	-	74%	21%	74%
$k_{EL}$	[kN/mm]	1423	1751	1466	1731
VAR	[%]	-	23%	3%	22%
U	[kN*mm]	75942	149929	96392	154026
VAR	[%]	-	97%	27%	103%



**Fig. 4.4.4** Soluzione 0 - *pushover* in dir. X - *pattern* dello stato deformativo/fessurativo all'ultimo *step* dell'analisi: a) *pattern* dello stato deformativo, b) *pattern* dello stato fessurativo (deformata  $\times 20$ ), c) facciata Est, d) muro di spina, e) facciata Ovest.

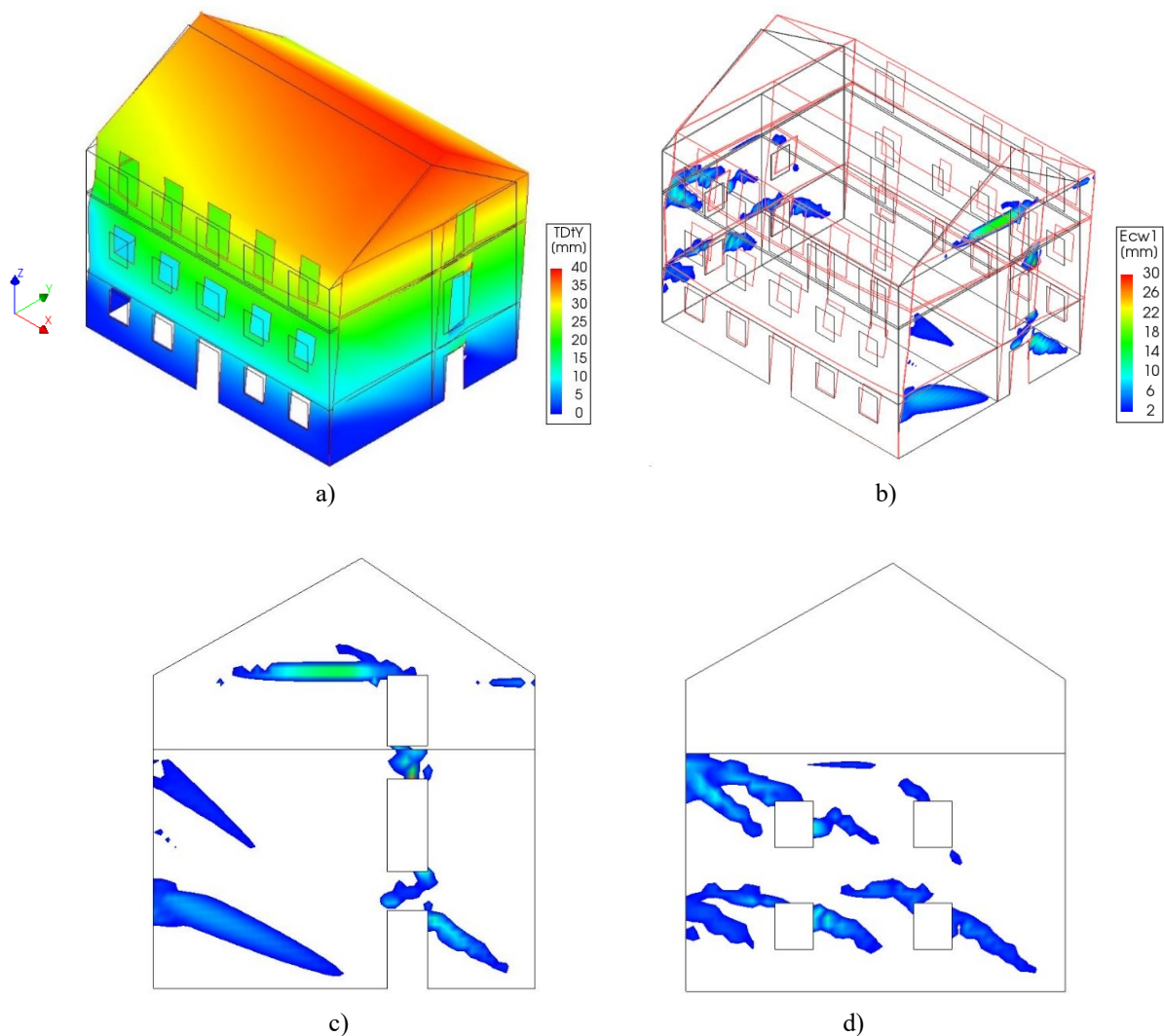
### SOLUZIONI 0,1 – PUSHOVER IN DIREZIONE Y



**Fig. 4.4.5** Curve carico-spostamento comparative: *pushover* in dir. Y – soluzioni 0 e 1.

**Tab. 4.4.2** Comparazione dei parametri meccanici delle strutture: *pushover* in dir. Y – soluzioni 0 e 1.

		0	0 I	1	1 I
$F_{MAX}$	[kN]	2810	3305	2917	3436
VAR	[%]	-	18%	4%	22%
$d_U$	[mm]	40,0	40,0	40,0	40,0
VAR	[%]	-	0%	0%	0%
$k_{EL}$	[kN/mm]	1089	1291	1127	1313
VAR	[%]	-	19%	3%	21%
U	[kN*mm]	102591	122186	106620	127275
VAR	[%]	-	19%	4%	24%



**Fig. 4.4.12** Soluzione 0 - *pushover* in dir. Y - *pattern* dello stato deformativo/fessurativo all'ultimo *step* dell'analisi: a) *pattern* dello stato deformativo, b) *pattern* dello stato fessurativo (deformata  $\times 20$ ), c) parete Nord, d) facciata Sud.

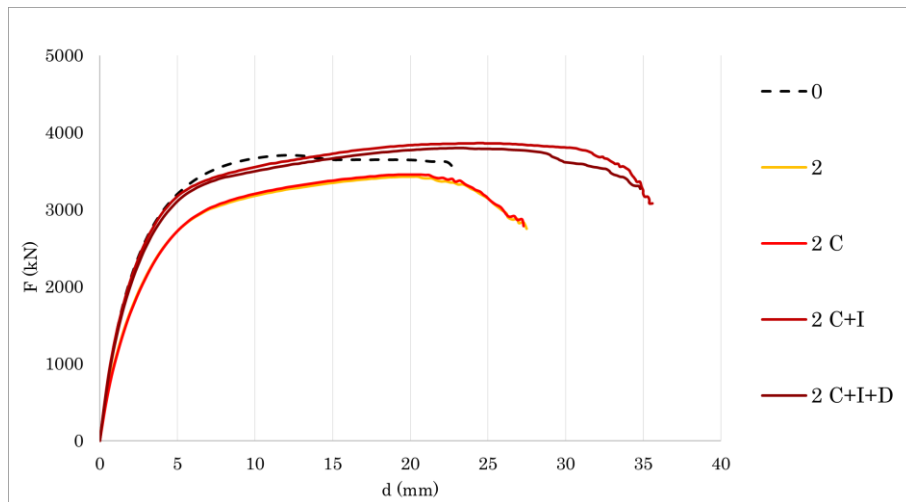
Dai risultati appare evidente come la soluzione priva di *retrofit* con nucleo in CLT giunga a collasso per meccanismi di rottura delle pareti murarie a taglio. Come visto anche nei confronti della struttura in muratura di cui al § 3.2.1, questi si innescano per lo più in prossimità delle aperture, ovvero i punti più vulnerabili della struttura.

Dagli esiti delle *pushover* svolte lungo l'asse X si evidenzia come il danno venga distribuito sulle facciate in modo relativamente uniforme ai diversi livelli. Nel muro di spina, caratterizzato da maschi murari di larghezze maggiori, ovvero maschi più "tozzi", si ottengono gli sviluppi fessurativi principali che di fatto conducono la struttura al collasso.

Dalle analisi eseguite lungo l'asse Y si denota come il fenomeno di danneggiamento sia per lo più concentrato principalmente ai primi due livelli, in muratura in pietrame, con parametri meccanici inferiori rispetto alla muratura in mattoni semipieni delle sopraelevazioni.

La soluzione 1 (sostituzione dei solai in laterocemento con solai in CLT) non comporta variazioni sostanziali per quanto concerne il sistema sismo-resistente, l'efficacia di tale soluzione è infatti correlata al decremento di massa sismica, come si vedrà in seguito. Le soluzioni 0 I e 1 I (con iniezioni di consolidamento nella muratura in pietrame), comportano un aumento di capacità resistente significativa (circa +12% nelle analisi svolte lungo l'asse X e +20% lungo l'asse Y), un incremento in termini di spostamento ultimo notevole specie per quanto riguarda le analisi lungo l'asse X (+74%), un aumento di rigidezza elastica considerevole (+20% circa), connesso evidentemente alla variazione di modulo elastico della muratura in pietrame.

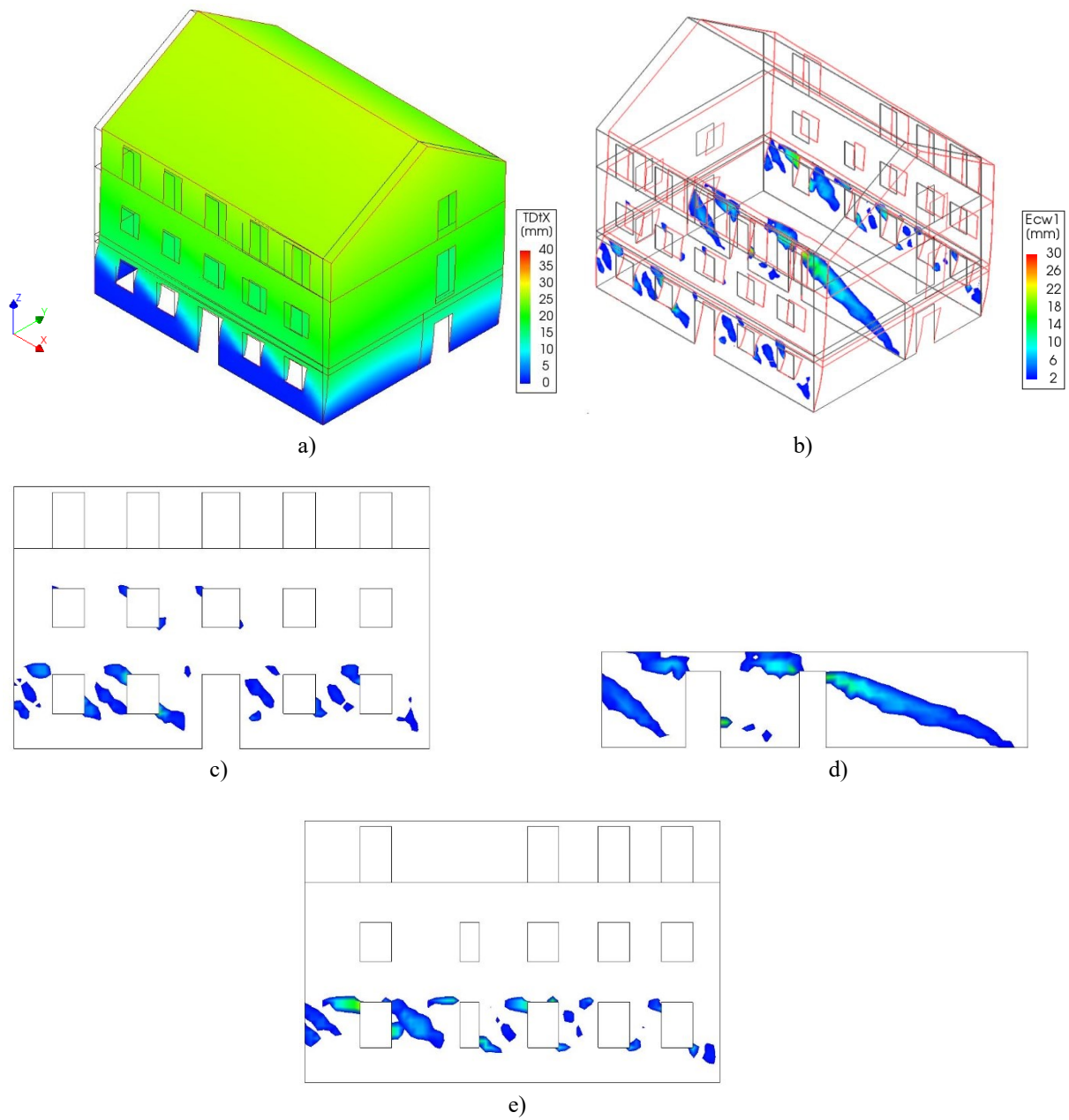
## SOLUZIONI 2 – PUSHOVER IN DIREZIONE X



**Fig. 4.4.7** Curve carico-spostamento comparative: *pushover* in dir. X – soluzioni 2.

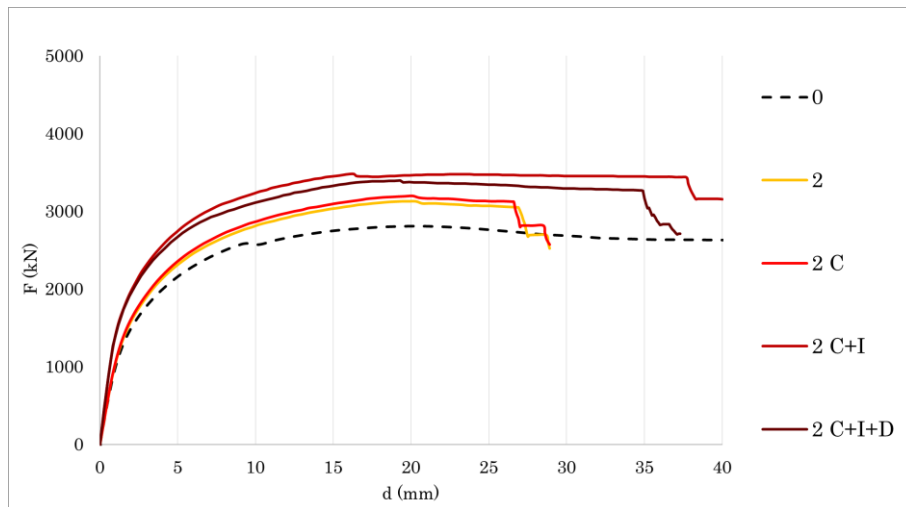
**Tab. 4.4.3** Comparazione dei parametri meccanici delle strutture: *pushover* in dir. X -soluzioni 2.

		0	2	2 C	2 C+I	2 C+I+D
$F_{MAX}$	[kN]	3709	3400	3455	3866	3802
VAR	[%]	-	-8%	-7%	4%	3%
$d_U$	[mm]	23,0	27,5	27,3	35,6	34,8
VAR	[%]	-	19%	18%	54%	51%
$k_{EL}$	[kN/mm]	1423	1254	1249	1654	1571
VAR	[%]	-	-12%	-12%	16%	10%
U	[kN*mm]	75942	78956	81253	123518	115755
VAR	[%]	-	4%	7%	63%	52%



**Fig. 4.4.8** Soluzione 2 - *pushover* in dir. X - *pattern* dello stato deformativo/fessurativo all'ultimo *step* dell'analisi: a) *pattern* dello stato deformativo, b) *pattern* dello stato fessurativo (deformata  $\times 20$ ) c) facciata Est, d) muro di spina, e) facciata Ovest.

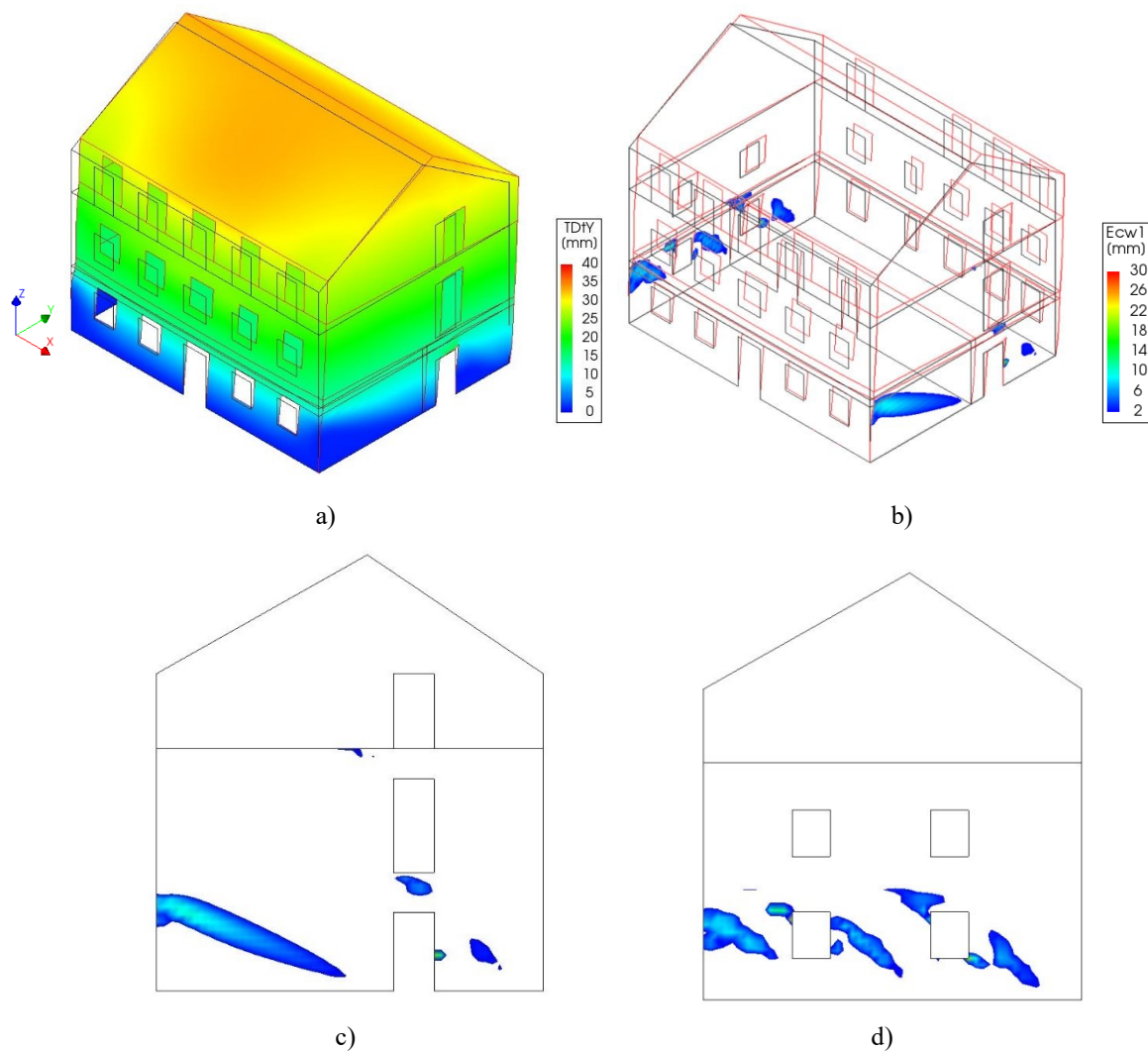
## SOLUZIONI 2 – PUSHOVER IN DIREZIONE Y



**Fig. 4.4.9** Curve carico-spostamento comparative: *pushover* in dir. Y – soluzioni 2.

**Tab. 4.4.4** Comparazione dei parametri meccanici delle strutture: *pushover* in dir. Y – soluzioni 2.

		0	2	2 C	2 C+I	2 C+I+D
$F_{MAX}$	[kN]	2810	3129	3198	3481	3399
VAR	[%]	-	11%	14%	24%	21%
$d_U$	[mm]	40,0	28,9	28,9	40,0	37,3
VAR	[%]	-	-28%	-28%	0%	-7%
$k_{EL}$	[kN/mm]	1089	1134	1142	1629	1630
VAR	[%]	-	4%	5%	50%	50%
U	[kN*mm]	102591	77821	79292	127570	113658
VAR	[%]	-	-24%	-23%	24%	11%



**Fig. 4.4.10** Soluzione 2 - *pushover* in dir. Y - *pattern* dello stato deformativo/fessurativo all'ultimo *step* dell'analisi: a) *pattern* dello stato deformativo, b) *pattern* dello stato fessurativo (deformata  $\times 20$ ), c) parete Nord, d) facciata Sud.

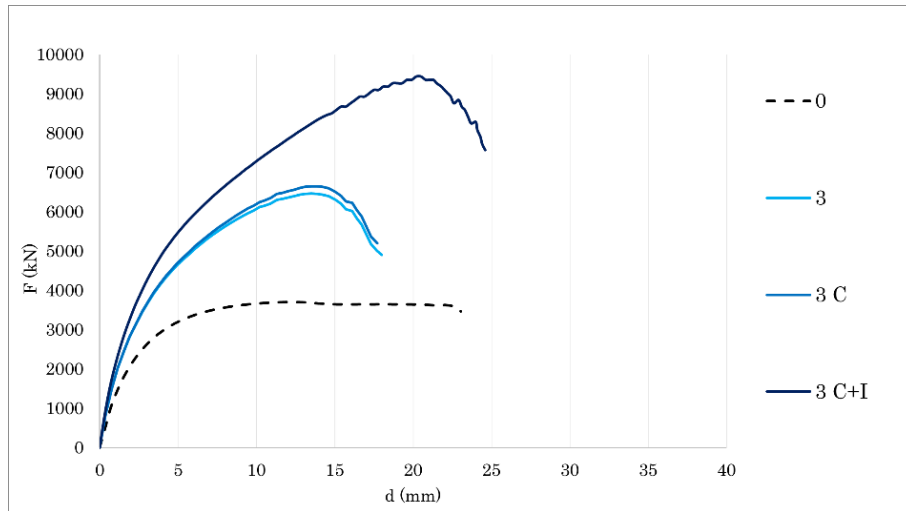
Dai risultati si deduce come le soluzioni 2 non siano particolarmente efficienti per quanto concerne il sistema sismo-resistente. In particolare, lungo l'asse X la soluzione 2 comporta un decremento, seppur limitato, di capacità resistente (-8%) dovuto ad una riduzione complessiva della rigidità del sistema già in fase elastica (-12%), correlata alla demolizione del muro di spina (eccetto che al piano terra). Lungo l'asse Y l'intervento si dimostra invece più performante per quanto concerne la capacità resistente (+11%), causando tuttavia una riduzione significativa per quanto riguarda lo spostamento ultimo (-28%). In tal senso, l'intervento sembrerebbe in prima analisi peggiorativo, nella realtà

questo comporta anche una riduzione notevole di massa sismica, come sarà meglio specificato nel seguito.

La bassa efficacia del sistema di *retrofit* considerato è evidentemente correlata all'esclusione del piano terra dall'intervento. Come si evince dagli sviluppi fessurativi, sia in direzione X che Y, il danno si concentra al piano terra, ovvero l'unico livello non rinforzato. Tale fenomeno corrisponde evidentemente ad un meccanismo di "piano soffice": il piano terra, meno rigido rispetto a quelli successivi, conduce ad un collasso prematuro il sistema, il quale non riesce ad assolvere a buona parte delle proprie riserve strutturali presenti ai livelli successivi. In fase fessurata, infatti, l'unico piano che si deforma è il piano terra, mentre i successivi livelli tendono a spostarsi in modo rigido, come conseguenza della deformata di base.

Le soluzioni 2 e 2 C risultano sostanzialmente analoghe: ciò è dovuto al fatto che anche in assenza di connessioni tra le pareti murarie e le pareti in CLT, la collaborazione nel piano è garantita dai diaframmi, i quali sono connessi rigidamente alle pareti murarie e mediante i dispositivi di fissaggio ai pannelli in CLT. A tal riguardo, si ricorda come il sistema di connessione tra solai e muratura non sia in realtà infinitamente rigido, né infinitamente resistente. Seppur non apprezzabile dalle curve carico-spostamento e dagli indici meccanici della struttura, si precisa che la presenza dei dispositivi di fissaggio è comunque utile al sistema, quanto meno per robustezza strutturale, in aggiunta alle connessioni tra solai e pareti murarie. Nel caso in cui si eviti l'inserimento dei dispositivi di fissaggio tra la muratura e le pareti in CLT, è invece di assoluta importanza assicurarsi che il sistema di collegamento tra solai e muratura sia adeguatamente rigido e resistente. L'intervento 2 C+I (con iniezioni di consolidamento) comporta incrementi in termini di resistenza e spostamento ultimo analoghi a quelli già espressi in precedenza. L'intervento 2 C+I+D (con demolizione del solaio in laterocemento) è del tutto simile all'intervento 2 C+I per quanto concerne il sistema sismo-resistente, una miglioria rispetto allo stesso è invece correlata al decremento di massa sismica.

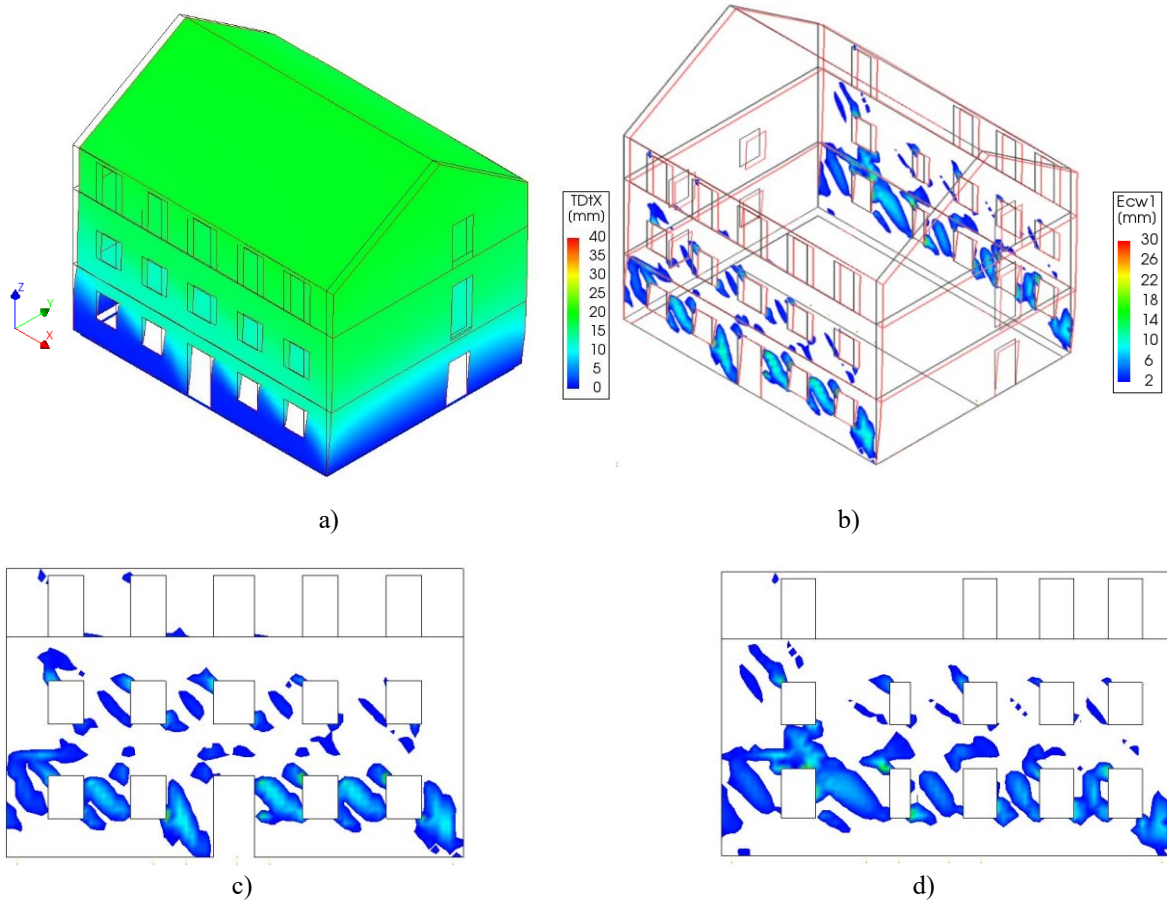
### SOLUZIONI 3 – PUSHOVER IN DIREZIONE X



**Fig. 4.4.11** Curve carico-spostamento comparative: *pushover* in dir. X – soluzioni 3.

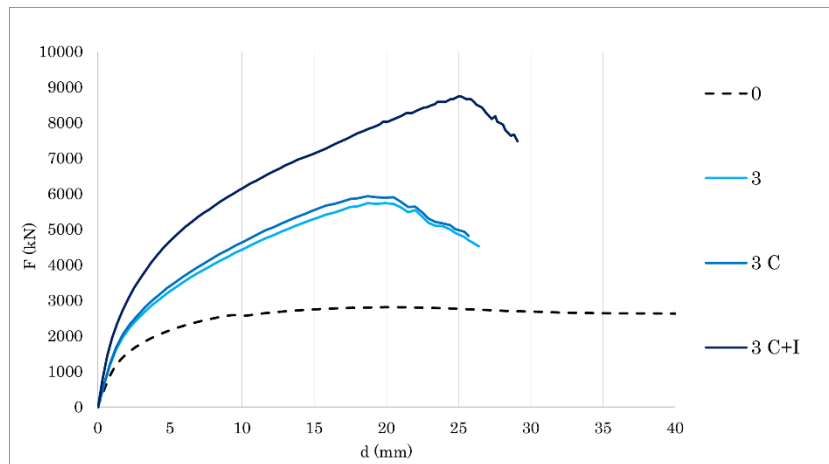
**Tab. 4.4.5** Comparazione dei parametri meccanici delle strutture: *pushover* in dir. X -soluzioni 3.

		0	3	3 C	3 C+I
$F_{MAX}$	[kN]	3709	6464	6650	9439
VAR	[%]	-	74%	79%	155%
$d_U$	[mm]	23,0	18,0	17,7	24,6
VAR	[%]	-	-22%	-23%	7%
$k_{EL}$	[kN/mm]	1422	1717	1743	2058
VAR	[%]	-	21%	23%	45%
U	[kN*mm]	75942	89154	91524	175593
VAR	[%]	-	17%	21%	131%



**Fig. 4.4.12** Soluzione 3 - *pushover* in dir. X - *pattern* dello stato deformativo/fessurativo all'ultimo *step* dell'analisi: a) *pattern* dello stato deformativo, b) *pattern* dello stato fessurativo (deformata  $\times 20$ ) c) facciata Est, d) facciata Ovest.

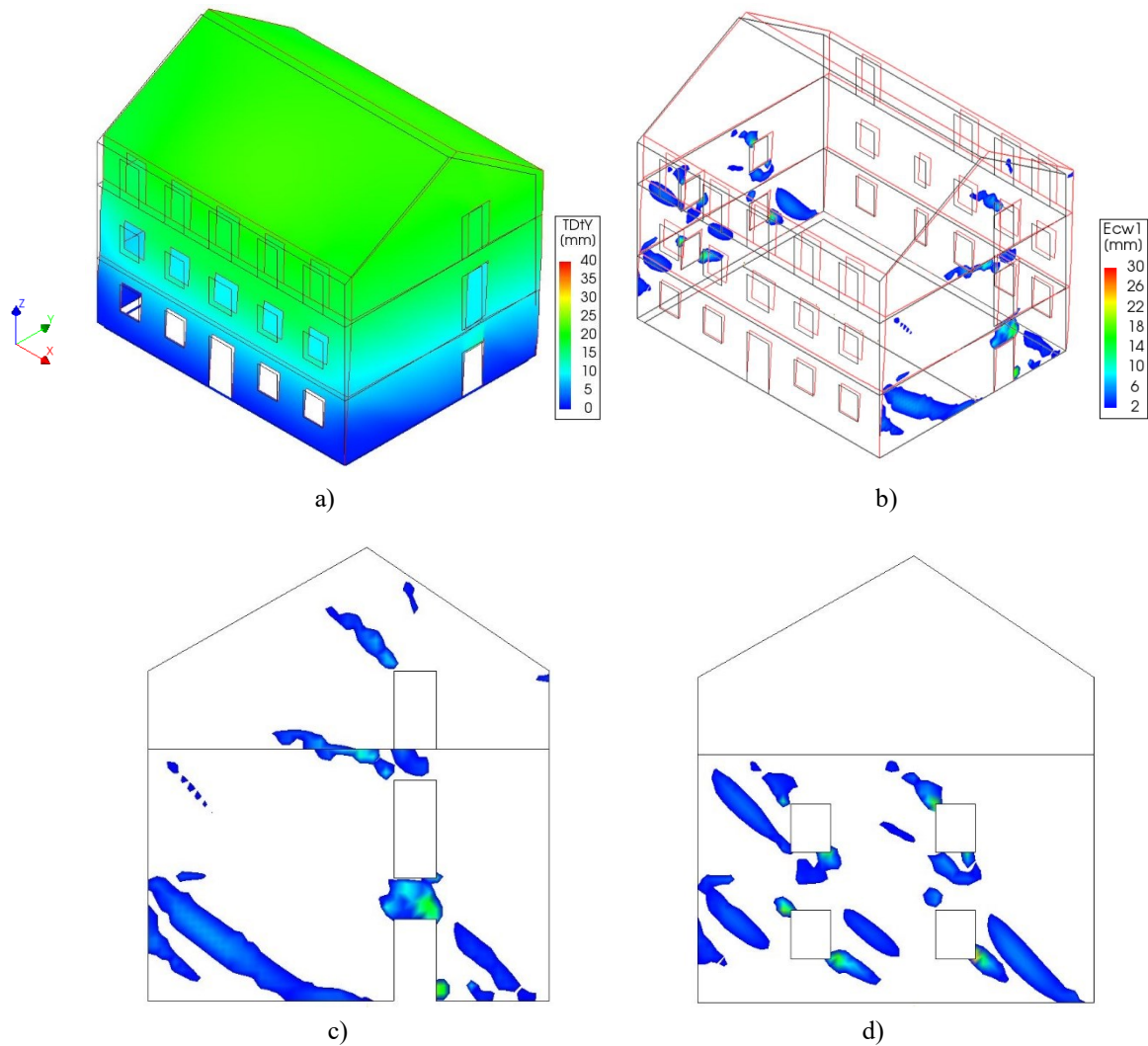
### SOLUZIONI 3 – PUSHOVER IN DIREZIONE Y



**Fig. 4.4.13** Curve carico-spostamento comparative: *pushover* in dir. Y – soluzioni 3.

**Tab. 4.4.6** Comparazione dei parametri meccanici delle strutture: *pushover* in dir. Y – soluzioni 3.

		0	3	3 C	3 C+I
$F_{MAX}$	[kN]	2810	5734	5933	8740
VAR	[%]	-	104%	111%	211%
$d_U$	[mm]	40,0	26,4	25,7	29,1
VAR	[%]	-	-34%	-36%	-27%
$k_{EL}$	[kN/mm]	1089	1365	1376	1606
VAR	[%]	-	25%	26%	47%
U	[kN*mm]	102591	115667	116729	189430
VAR	[%]	-	13%	14%	85%



**Fig. 4.4.14** Soluzione 3 - *pushover* in dir. Y - *pattern* dello stato deformativo/fessurativo all'ultimo *step* dell'analisi -: a) *pattern* dello stato deformativo, b) *pattern* dello stato fessurativo (deformata  $\times 20$ ) c) parete Nord, d) facciata Sud.

La soluzione 3, che prevede il sistema di *retrofit* applicato a tutta la struttura, risulta particolarmente migliorativa sia rispetto alla struttura originaria, sia nei confronti delle soluzioni 2. Tale tipologia d'intervento prevede un aumento di rigidezza in fase elastica contenuto, seppur meno trascurabile rispetto a quanto ottenuto ai capitoli precedenti (tra +21% lungo X e +24% lungo Y), ma soprattutto un aumento di rigidezza in fase fessurata, tale da comportare un incremento di capacità resistente notevole (+74% in X, +104% in Y), ciò comporta, tuttavia, una riduzione importante in termini di spostamento ultimo (-22% e -34%).

Si evidenzia come il sistema di *retrofit* influenzi maggiormente le analisi svolte in direzione Y, ovvero lungo l'asse più debole della struttura. Questa assunzione riprende quanto ricavato al § 3.2.2, e conferma l'ipotesi secondo cui il rinforzo sia più efficace nei confronti delle condizioni di maggiore vulnerabilità della struttura.

Dal punto di vista dello sviluppo fessurativo, si evidenzia come per mezzo del rinforzo la struttura muraria subisca un danneggiamento piuttosto distribuito, in cui dopo essersi innescate le fessure in prossimità delle aperture, si fessurano a taglio tutti i maschi del piano terra e buona parte dei maschi del piano primo, contrariamente a quanto descritto in merito alle soluzioni 2. Rispetto alla soluzione non rinforzata, il sistema di rinforzo prevede un aumento del numero di fessure, la cui formazione permette ai meccanismi di rottura principali di non svilupparsi eccessivamente, in modo tale da rendere così la struttura più resistente ed efficiente. Questo risultato conferma quanto già espresso in relazione al funzionamento del sistema di rinforzo sia su scala locale (§ 2.2), che sul modello tridimensionale di cui al (§ 3.2).

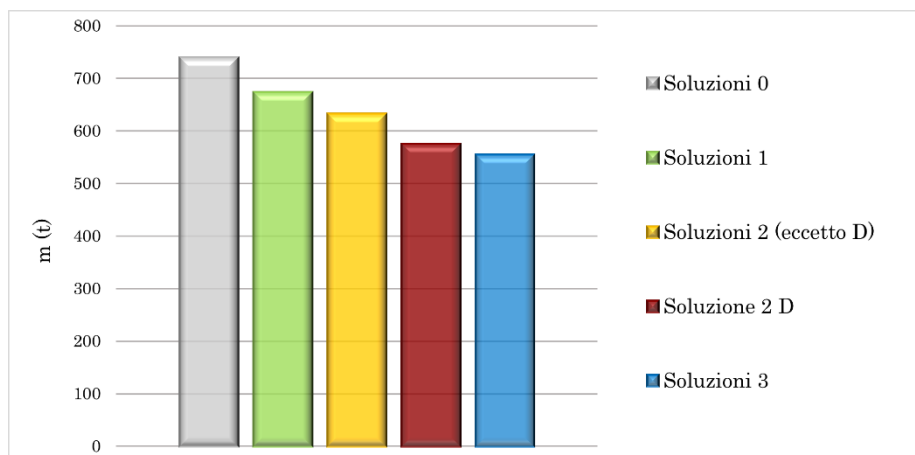
Le soluzioni 3 e 3 C comportano risultati pressoché identici tra loro, analogamente a quanto espresso nei confronti delle soluzioni 2 e 2 C. La soluzione 3 C+I comporta un ulteriore miglioramento, che permette un aumento di capacità resistente rispetto alla struttura non rinforzata particolarmente notevole (+155% in X, +211% in Y), riducendo al contempo il decremento di spostamento ultimo. Si ricorda come le iniezioni fossero risultate migliorative anche nei confronti delle soluzioni 0, 1 e 2. Tuttavia, nella situazione presente, il miglioramento apportato dalle stesse è ancor più rilevante. Ciò conferma che nella progettazione di un intervento di *retrofit* sismico sia preferibile associare diverse tecniche d'intervento.

#### 4.4.2 – CONSIDERAZIONI RELATIVE ALLA MASSA SISMICA

Come già accennato, oltre a comportare variazioni sul sistema sismo-resistente, le soluzioni d'intervento considerate producono variazioni rilevanti per quanto riguarda la massa sismica. Si ricorda che le sollecitazioni sismiche sono di carattere inerziale, ovvero dipendenti dalla massa, ne consegue che la stessa sia un parametro fondamentale nella definizione delle prestazioni sismiche di una struttura. In Tab. 4.4.7 e Fig. 4.4.15 sono evidenziate le masse sismiche relative alle diverse soluzioni considerate.

**Tab. 4.4.7** Variazioni di massa sismica.

		Soluzioni 0	Soluzioni 1	Soluzioni 2 (eccetto D)	Soluzione 2 D	Soluzioni 3
Massa sismica	[t]	749	674	633	575	555
VAR	[%]	-	-10%	-15%	-23%	-26%



**Fig. 4.4.15** Comparazione delle masse sismiche delle diverse soluzioni.

Si evidenzia come tutte le soluzioni d'intervento comportino riduzioni significative di massa sismica. La sola sostituzione dei solai in laterocemento con nuovi solai in CLT produce una diminuzione di massa notevole (-10%). Le soluzioni 2, grazie alla demolizione del muro di spina (eccetto che al piano terra), sono in tal senso ancor più vantaggiose (-15%), specie se viene demolito anche il primo solaio in laterocemento (-23%), il quale detiene una massa sismica di quasi 60 t. Questo, si ricorda, non detiene alcun ruolo statico dopo l'intervento di *retrofit*, se non quello di sopportare il peso proprio. Dal punto di vista sismico, offre un comportamento a diaframma rigido, il quale è garantito in modo sufficiente anche dal solo solaio in CLT. Le soluzioni 3, che prevedono l'eliminazione totale del muro di spina, prevedono una diminuzione di massa notevole (-26%).

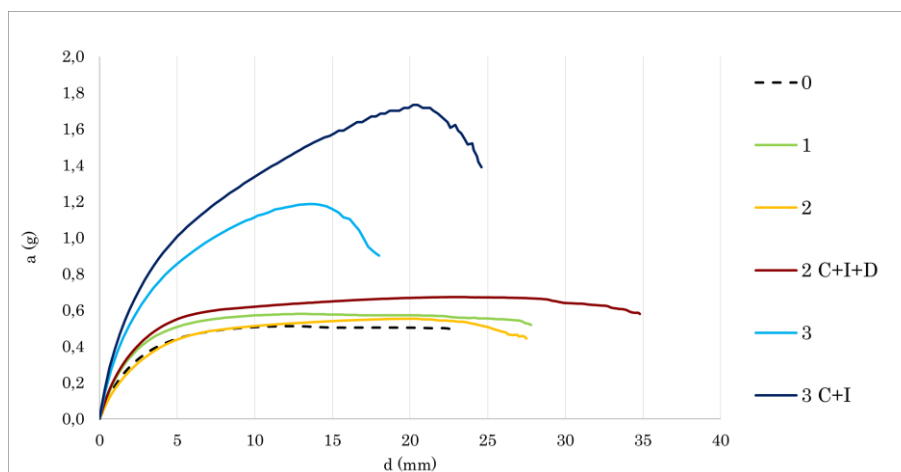
Si precisa inoltre che le pareti costituenti il nucleo in CLT, considerato esteso su tutti i tre livelli, detengono una massa totale di circa 30 t, ingegneristicamente trascurabile rispetto alle pareti murarie, le quali pesano circa 440 t (non considerando il muro di spina, in quanto demolito nelle soluzioni 3).

Alla luce delle masse sismiche definite, vengono di seguito espresse le curve accelerazione-spostamento, mentre in forma tabulare vengono paragonate le capacità resistenti in termini di accelerazione, corrispondenti ai diversi sistemi. Si rammenta che l'accelerazione viene calcolata mediante la formula inversa della seconda legge della dinamica:

$$a = \frac{F}{m} \quad (4.4.1)$$

Per semplicità espositiva vengono considerate solamente le soluzioni più significative: 0, 1, 2, 2 C+I+D, 3, 3 C+I.

#### PUSHOVER IN DIREZIONE X

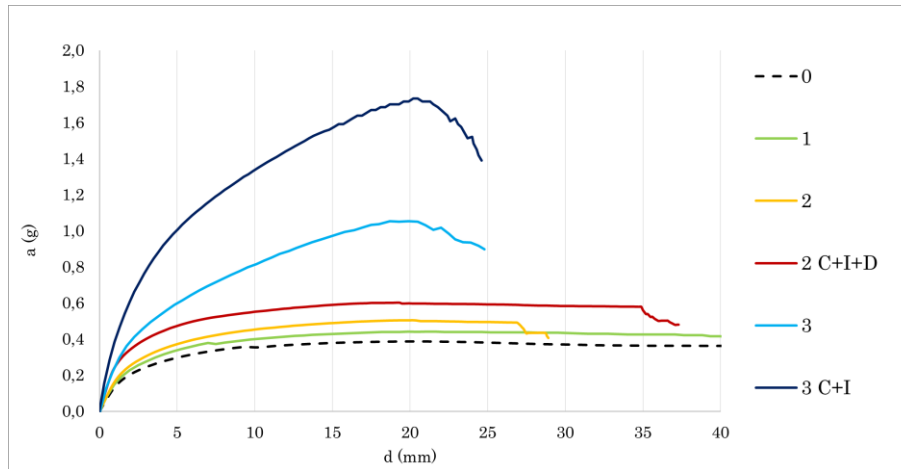


**Fig. 4.4.16** Curve accelerazione-spostamento comparative: *pushover* in dir. X.

**Tab. 4.4.8** Comparazione della capacità resistente in termini di accelerazione – *pushover* in dir. X.

		0	1	2	2 C+I+D	3	3 C+I
$a_{MAX}$	[g]	0,51	0,58	0,55	0,67	1,19	1,73
VAR	[%]	-	13%	8%	32%	132%	239%

### PUSHOVER IN DIREZIONE Y



**Fig. 4.4.17** Curve accelerazione-spostamento comparative: *pushover* in dir. Y.

**Tab. 4.4.9** Comparazione della capacità resistente in termini di accelerazione – *pushover* in dir. Y.

		0	1	2	2 C+I+D	3	3 C+I
a <sub>MAX</sub>	[g]	0,39	0,44	0,50	0,60	1,05	1,60
VAR	[%]	-	14%	30%	55%	172%	314%

Dai risultati si deduce come tutte le soluzioni considerate comportino un aumento di accelerazione sopportabile dal sistema. In particolare, si evidenzia come la soluzione 1, che prevede unicamente la semplice sostituzione dei solai, produca un aumento di capacità notevole (+13% in X, +14% in Y). Si sottolinea inoltre come l'intervento 2 C+I+D, rispetto alla soluzione 2, permetta un miglioramento molto più significativo, grazie al decremento di massa più significativo correlato alla demolizione del solaio in laterocemento. Come presumibile, le soluzioni 3 e 3 C+I dimostrano un aumento in termini di capacità resistente in termini di accelerazione ancor più notevoli rispetto a quanto ottenuto in termini di forze. A titolo esemplificativo, si sottolinea come lungo la direzione X la soluzione 3 comporti un aumento di capacità resistente, in termini di forza, del 74%, equivalente ad un incremento del 132% in termini di accelerazione.

### 4.4.3 – VERIFICHE

Un'ultima valutazione delle soluzioni d'intervento viene eseguita rispetto a quanto prescritto dalla normativa cogente. Vengono quindi di seguito esposte le verifiche previste dalle NTC2018 rispetto allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), ovvero lo stato limite per cui la normativa richiede lo svolgimento delle verifiche per le strutture esistenti di classe d'uso II, come quella presa in esame. Il principale riferimento per la procedura necessaria allo svolgimento di tali verifiche si trova nella Circolare NTC2018 al § C7.3.4.2. Tale procedura prevede innanzitutto la trasformazione dal sistema a più gradi di libertà (MDOF) in uno ad un solo grado di libertà (SDOF), trasformazione basata sul coefficiente di partecipazione del primo di vibrare  $\Gamma$ . Tuttavia, ricordando che non sono state svolte le analisi modali, né le analisi *pushover* con carico modale, per via della complessità comportata dalla modellazione numerica delle strutture in CLT, si è assunto il coefficiente di partecipazione modale  $\Gamma$  come unitario, ne segue che i sistemi MDOF e SDOF coincidano.

La curva di capacità del sistema SDOF viene in seguito approssimata con una bilatera costituita da un primo tratto lineare e dal secondo costante. Tale sistema è noto come “sistema bilineare equivalente” ed è caratterizzato dalla massa  $m^*$ , dalla rigidezza  $k^*$  e dal periodo di vibrazione  $T^*$ . Poiché il coefficiente  $\Gamma$  è unitario la massa  $m^*$  corrisponde alla massa sismica totale corrispondente ad ogni soluzione considerata. Il tratto lineare del sistema equivalente si ottiene dall'intersezione tra la curva di capacità del sistema SDOF e la retta orizzontale passante per  $0,7 \cdot F_{MAX}$ . Definito il tratto lineare, è possibile ricavare la rigidezza  $k^*$  attraverso la seguente espressione:

$$k^* = \frac{0,7 \cdot F_{MAX}^*}{d_A^*} \quad (4.4.2)$$

dove  $d_A^*$  è lo spostamento corrispondente a tale intersezione. Il tratto costante del sistema bilineare si ottiene dall'uguaglianza tra le aree, come raffigurato in Fig. 4.4.18.

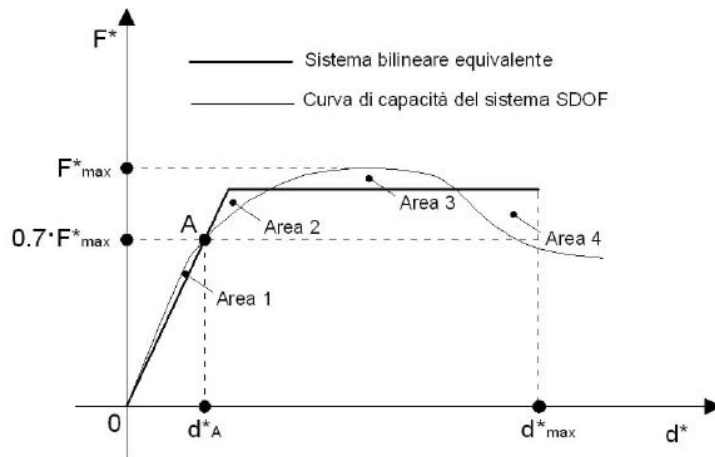


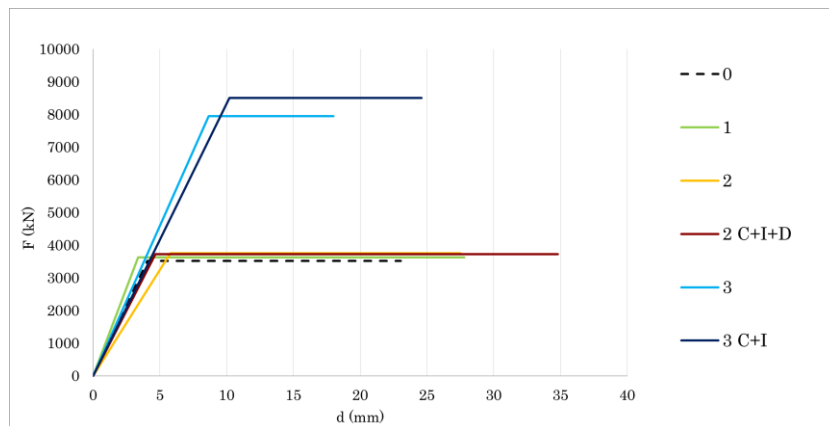
Fig. 4.4.18 Trasformazione al sistema bilineare equivalente (Vinci, 2019).

Il periodo  $T^*$  si ottiene dalla seguente relazione:

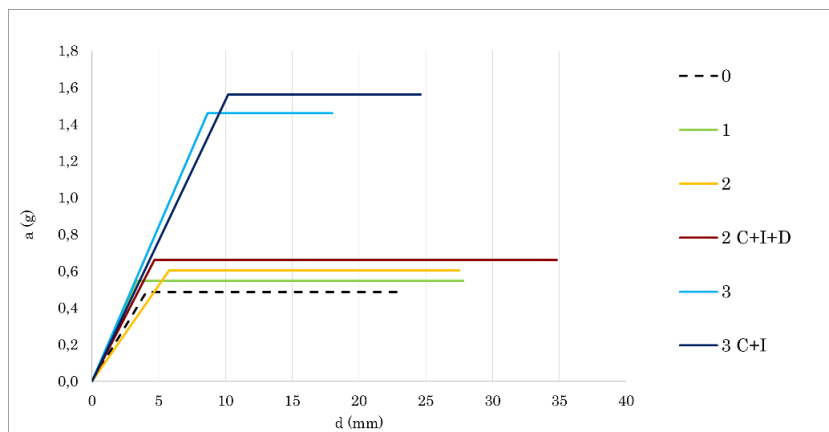
$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (4.4.3)$$

I sistemi bilineari così definiti, espressi sia in termini di diagrammi carico-spostamento, che di accelerazione-spostamento, sono rappresentati in Fig. 4.4.19 e Fig. 4.4.20. Anche nella presente fase, come al § 4.4.2, vengono considerati solamente alcune, d'intervento, considerate le più significative.

### SISTEMI BILINEARI EQUIVALENTI DELLE ANALISI IN DIREZIONE X



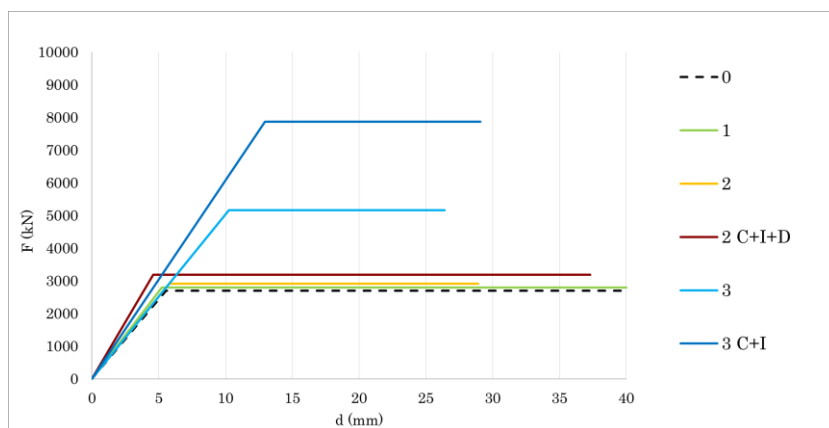
a)



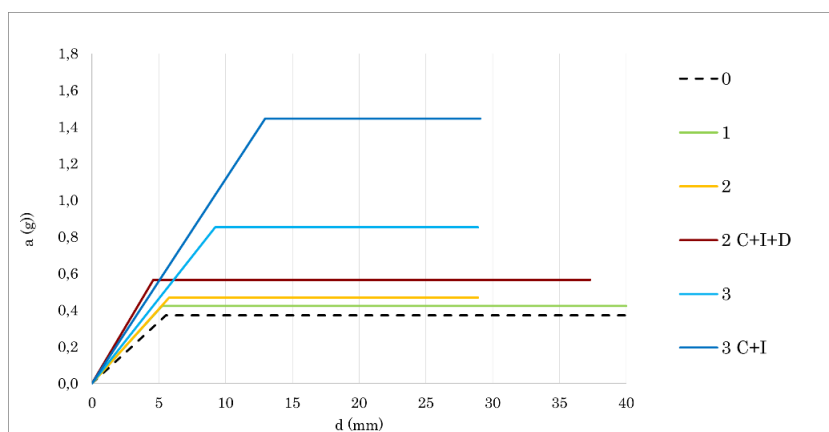
b)

Fig. 4.4.19 Analisi in dir. X: a) curve carico-spostamento, b) curve accelerazione-spostamento.

SISTEMI BILINEARI EQUIVALENTI DELLE ANALISI IN DIREZIONE Y



a)



b)

Fig. 4.4.20 Sistemi bilineari equivalenti - analisi in dir. Y: a) curve carico-spostamento, b) curve accelerazione-spostamento.

La verifica prevista dalla normativa si considera soddisfatta nella condizione in cui la capacità di spostamento sia maggiore dello spostamento richiesto al sistema:  $d_{\text{capacità}} > d_{\text{domanda}}$ .

Per la definizione dello spostamento richiesto dal sistema, la Circolare NTC2018 differenzia la procedura nel caso di  $T^* > T_C$  e  $T^* < T_C$ . In tutte le soluzioni analizzate, come comunemente si riscontra nelle strutture in muratura, risulta sempre  $T^* < T_C$ . In questo caso, lo spostamento richiesto dal sistema si ottiene mediante la seguente espressione:

$$d_{\text{domanda}} = \frac{S_{De}(T^*)}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) * \frac{T_C}{T^*} \right] \geq S_{De}(T^*) \quad (4.4.4)$$

dove  $q^*$ , fattore di comportamento della struttura, è definito come:

$$q^* = \frac{S_e(T^*)}{a_y^*} \quad (4.4.5)$$

Si ricorda che i parametri  $S_e$ ,  $S_{De}$  e  $T_C$  sono funzione degli spettri sismici, definiti al § 4.1.5,  $a_y^*$  è definita invece come l'accelerazione corrispondente al tratto plastico delle curve bilineari equivalenti definiti in precedenza.

La capacità di spostamento, per lo stato limite considerato, viene definita pari al 75% dello spostamento ultimo, il quale corrisponde allo SLC. Al fine di comparare le diverse soluzioni analizzate è stato calcolato per ognuna di esse l'indice  $\alpha_{SLV}$ , definito come il rapporto tra la capacità di spostamento e lo spostamento richiesto:

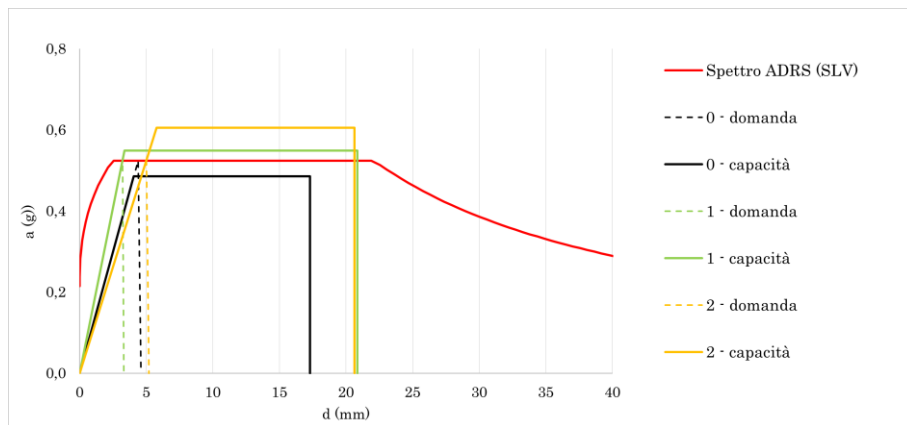
$$\alpha_{SLV} = \frac{d_{\text{capacità}}}{d_{\text{domanda}}} \quad (4.4.6)$$

Le verifiche così definite sono di seguito presentate, espresse sia in forma tabulare che in forma grafica.

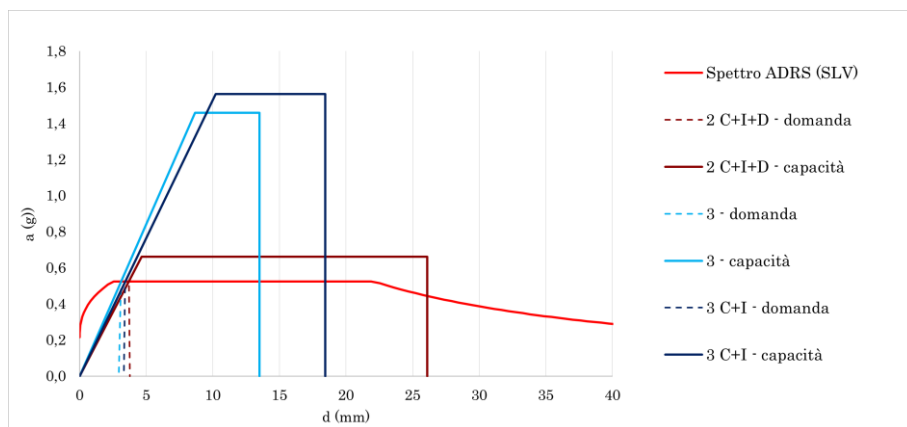
## VERIFICHE DELLE ANALISI IN DIREZIONE X

**Tab. 4.4.10** Verifiche in dir. X.

		0	1	2	2 C+I+D	3	3 C+I
$m^*$	[kg]	739006	674209	632594	575.298	555102	555102
$k^*$	[kN/mm]	867	1077	650	799	919	834
$T^*$	[s]	0,18	0,16	0,2	0,17	0,15	0,16
$a_y^*$	[g]	0,49	0,55	0,61	0,66	1,46	1,56
$S_c(T^*)_{SLV}$	[g]	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52
$S_{De}(T^*)_{SLV}$	[mm]	4,22	3,33	5,21	3,76	2,93	3,33
$q^*$	[-]	1,08	1	1	1	1	1
$T_C$	[s]	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41
$d_{domanda}$	[mm]	4,6	3,33	5,21	3,76	2,93	3,33
$d_{capacità}$	[mm]	17,3	20,8	20,6	26,1	13,5	18,5
$\alpha_{SLV}$	[-]	3,76	6,26	3,96	6,94	4,61	5,54
VAR	[%]	-	66%	3%	80%	12%	39%



a)



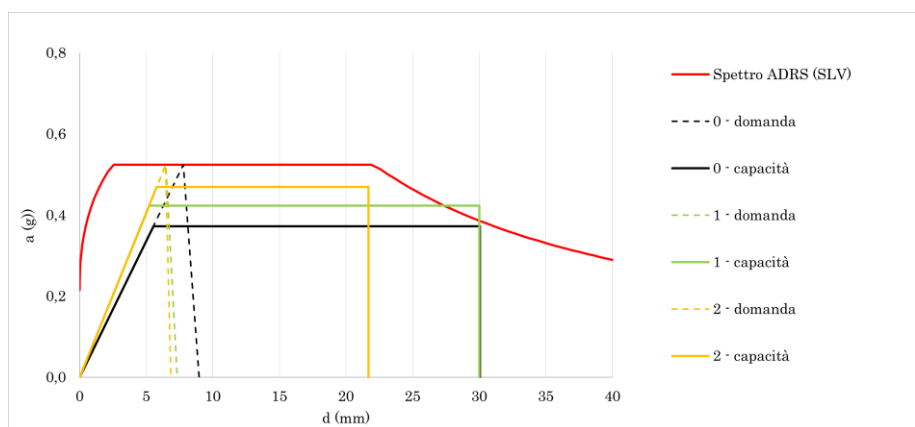
b)

**Fig. 4.4.21** Verifiche in forma grafica in dir. X.

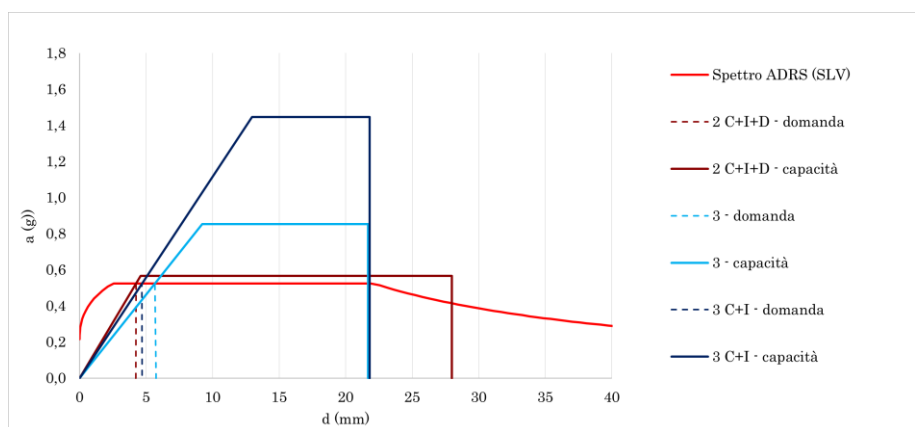
## VERIFICHE DELLE ANALISI IN DIREZIONE Y

**Tab. 4.4.11** Verifiche in dir. Y.

		0	1	2	2 C+I+D	3	3 C+I
$m^*$	[kg]	739006	674209	632594	575.298	555102	555102
$k^*$	[kN/mm]	488	535	504	696	504	608
$T^*$	[s]	0,24	0,22	0,22	0,18	0,21	0,19
$a_y$	[g]	0,37	0,42	0,47	0,57	0,95	1,45
$S_c(T^*)_{SLV}$	[g]	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52
$S_{De}(T^*)_{SLV}$	[mm]	7,5	6,3	6,3	4,22	5,74	4,7
$q^*$	[-]	1,41	1,24	1,12	1	1	1
$T_C$	[s]	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41
$d_{domanda}$	[mm]	8,97	7,32	6,86	4,22	5,74	4,7
$d_{capacità}$	[mm]	30	30	21,68	27,98	19,8	21,81
$\alpha_{SLV}$	[-]	3,34	4,1	3,16	6,63	3,45	4,64
VAR	[%]	-	23%	-4%	104%	2%	38%



a)



b)

**Fig. 4.4.22** Verifiche in forma grafica in dir. Y.

Dai risultati presentati si evidenzia innanzitutto come tutte le verifiche risultino abbondantemente soddisfatte. Si sottolinea, tuttavia, come la procedura di verifica proposta dalle NTC2018 si basi su alcune assunzioni non sempre concordi con le ipotesi su cui basa la modellazione numerica svolta nella presente tesi.

Dagli esiti viene messo in luce come le tecniche d'intervento più vantaggiose siano le soluzioni 1 e 2 C+I+D, le quali comportano un aumento del coefficiente  $\alpha_{SLV}$ . Tale sviluppo è dovuto principalmente al decremento di massa apportato, si rammenta infatti come tali soluzioni non implicassero aumenti di capacità resistente particolarmente considerevoli.

La soluzione 2, al contrario, si dimostra di fatto trascurabile rispetto alla struttura non rinforzata, malgrado l'importante decremento di massa sismica. Se ne deduce che il sistema di *retrofit*, qualora limitato ai piani superiori e non combinato con ulteriori tecniche di intervento, risulti di fatto inefficace dal punto di vista normativo, principalmente a causa dello sviluppo dei meccanismi a "piano soffice" già espressi in precedenza.

Si rammenta che la definizione del progetto limitato ai piani superiori è risultata compromessa principalmente da esigenze funzionali ed energetiche. Ne segue che l'ottenimento di una capacità sismo-resistente nello stato post-intervento simile a quella pre-intervento sia comunque da considerarsi positiva. Si sottolinea inoltre come il progetto realizzato, per mezzo delle iniezioni di consolidamento nella muratura in pietrame e degli interventi volti a garantire un adeguato comportamento scatolare, tenda inoltre a sopperire il possibile sviluppo di meccanismi di primo modo, in merito ai quali la Cattedra risultava sensibilmente vulnerabile, non considerati nella presente tesi.

Anche la soluzione 3, malgrado il miglioramento apportato in termini di sistema sismo-resistente, appare in tal senso poco favorevole dal punto di vista delle verifiche di normativa. La bassa efficacia di tale soluzione è correlata al decremento di spostamento ultimo apportato, conseguenza dell'irrigidimento del sistema, in fase fessurata, che il sistema di *retrofit* comporta. Si sottolinea, infatti, che di fatto la verifica richiesta dalla normativa prevede la comparazione tra due livelli di spostamento. Interventi che comportano un aumento di capacità resistente e contemporaneamente conducono ad un irrigidimento del sistema, dunque, risultano quindi spesso poco influenti, se non peggiorativi, nello svolgimento delle verifiche. Non a caso, tale aspetto della normativa è attualmente oggetto di un forte dibattito tecnico-scientifico, in quanto talvolta comporta risultati che appaiono ingegneristicamente contraddittori (Vinci, 2019).

La soluzione 3 C+I, grazie alle iniezioni di consolidamento che limitano il decremento di spostamento, permette invece un aumento di  $\alpha_{SLV}$  più considerevole, pari circa a 40%.



## CONCLUSIONI

Il rinforzo sismico delle strutture esistenti in muratura è un tema particolarmente complesso da affrontare per via dell'estrema eterogeneità del materiale e della disomogeneità che contraddistingue le costruzioni in muratura. Per valutare l'efficacia di possibili tecniche di rinforzo sismico, tese a ridurre la vulnerabilità delle strutture originarie, è indispensabile lo svolgimento di apposite simulazioni numeriche, le quali devono fondarsi su ipotesi di calcolo e sull'assunzione di modelli di comportamento dei materiali tali da simulare il comportamento reale nel modo più adeguato possibile.

La tesi ha esaminato la possibilità di intervenire sulle strutture in muratura per mezzo di soluzioni di *retrofit* a base di pannelli CLT. I principali propositi del lavoro consistevano nell'identificazione del funzionamento e nella valutazione dell'efficacia della tecnica di rinforzo sismico, sia su scala locale, ovvero nei confronti del singolo pannello murario, sia su scala globale, ossia rispetto ad intere strutture in muratura.

Per perseguire tali obiettivi, la modellazione FEM del rinforzo è stata appositamente calibrata sugli esiti dei test sperimentali svolti dall'Università degli Studi di Trento. Sono state in seguito svolte numerose analisi di sensitività del modello locale, esaminando l'influenza dei seguenti parametri: tipologia muraria, larghezza e spessore del pannello murario, livello di carico verticale agente, quantità di connessioni tra supporto murario e pannello CLT, spessore del pannello CLT, tipologia di *hold down* e numero di *angle bracket*. Le analisi sono state svolte assumendo due differenti schemi statici, in modo tale da condurre a due tipologie di rottura preferenziali, corrispondenti ai principali meccanismi di collasso dei maschi murari nel piano: fessurazione diagonale e *rocking*. Successivamente, la tecnica di rinforzo è stata analizzata dal punto di vista globale, applicata ad un modello *mockup* in muratura, sul quale sono state svolte analisi *pushover* e analisi modali. Infine, diverse soluzioni di *retrofit* a base di pannelli CLT sono state considerate nei confronti della Cattedra di Canove di Roana. Nelle soluzioni prese in esame sono state considerate due differenti tipologie di nucleo in CLT, tali da escludere o includere il piano terra dall'intervento. Sono state inoltre studiate la combinazione del sistema di *retrofit* in CLT con l'esecuzione di iniezioni di consolidamento, l'influenza delle connessioni tra pareti murarie e pareti CLT, l'impatto della demolizione di diverse componenti della struttura originaria, quali solai e porzioni murarie interne. Le diverse soluzioni sono state valutate

per mezzo di analisi *pushover*, mediante considerazioni basate sulle variazioni di massa sismica e sviluppando le verifiche richieste dalla normativa.

Qualitativamente, gli esiti ottenuti su scala locale e sul *mockup* in muratura sono risultati simili:

- L'influenza del sistema di rinforzo in fase elastica è trascurabile. Nel modello locale l'incremento medio di rigidezza elastica è pari circa a 5%. La variazione massima, corrispondente alla soluzione di rinforzo che prevede il maggior numero di dispositivi di fissaggio tra supporto murario e pannello CLT è comunque molto contenuto (+8%). Analogamente, nel modello globale, l'incremento di rigidezza è circa uguale a 6%, ingegneristicamente irrilevante. Tale aspetto va apprezzato particolarmente se paragonato con l'aumento di rigidezza elastica conseguente alla realizzazione di altre tecniche d'intervento come l'intonaco armato;
- In fase fessurata il sistema integrato è capace di assorbire maggiori sollecitazioni sismiche rispetto alla muratura non rinforzata, comportando notevoli incrementi in termini di capacità resistente e di dissipazione energetica. Nelle analisi locali il miglioramento in termini di capacità resistente è mediamente incluso tra 20% e 30%, in base alle caratteristiche meccaniche e geometriche del supporto murario, alla modalità di rottura e alle caratteristiche del sistema di rinforzo. Nelle analisi globali il sistema di *retrofit* comporta un miglioramento più significativo, ovvero un incremento di capacità resistente compreso tra 50% e 80%;
- Il sistema di funzionamento del rinforzo prevede un danneggiamento più diffuso nella muratura, riducendo la gravosità dei meccanismi di rottura principali. In altri termini, per mezzo delle connessioni metalliche, i pannelli CLT permettono alla muratura di assolvere a risorse strutturali proprie che altrimenti non sarebbero impiegate;
- Il rinforzo risulta più efficace nelle condizioni di maggiore vulnerabilità. Nei confronti del singolo pannello murario, il sistema dimostra di condurre a miglioramenti più notevoli nelle condizioni di minore resistenza originaria. Nella rottura a taglio il sistema di rinforzo applicato nei confronti della muratura in pietrame disordinata produce un incremento in termini di capacità resistente di 24%, a fronte di 8% ottenuto nel caso di muratura in mattoni semipieni e malta cementizia. Similmente, nella rottura a *rocking* il rinforzo produce un aumento di 114% nei

confronti di pannelli murari con carico verticale di 0,1 MPa, di 14% per pannelli con carico di 0,5 MPa. Dal punto di vista globale il sistema di *retrofit* porta a miglioramenti più significativi lungo la direzione più debole della struttura, generando lungo tale asse un incremento di circa 80% della capacità resistente della stessa, mentre lungo l'asse forte il miglioramento è limitato a 50%;

- Le analisi modali dimostrano come nel comportamento dinamico della struttura integrata l'incidenza della tecnica di *retrofit* sia piuttosto contenuta. Le frequenze dei modi di vibrare principali del sistema integrato, indicativamente corrispondenti a 21 Hz, infatti, risultano leggermente più elevate delle frequenze della struttura in muratura non rinforzata (19 Hz) mentre la struttura in CLT autonoma è caratterizzata da frequenze di vibrazione sensibilmente più basse (9 Hz).

La trattazione delle diverse soluzioni di *retrofit* applicate alla Cattedra ha permesso di ottenere i seguenti risultati:

- Soluzioni progettuali mal concepite evidenziano la possibilità di intervenire sulla struttura in modo inefficace, conducendo a miglioramenti trascurabili o al peggioramento delle prestazioni sismiche della struttura originaria. A tal riguardo, la soluzione che prevede l'inserimento del nucleo in CLT con l'esclusione del piano terra dall'intervento conduce allo sviluppo di meccanismi di piano tali da causare un collasso prematuro, il quale corrisponde a decrementi sia in termini di capacità resistente (al massimo pari a -8%), sia di spostamento ultimo (-28%);
- L'intervento di *retrofit* esteso a tutta la struttura conduce ad incrementi di capacità resistente significativi, pari a 74% lungo l'asse forte e 104% lungo l'asse debole. La medesima soluzione, se combinata con apposite iniezioni di consolidamento nella muratura in pietrame, produce un miglioramento ancor più evidente (+155% e +211%);
- All'aumento di capacità resistente corrisponde una diminuzione di deformabilità. Il sistema di rinforzo comporta un notevole irrigidimento in fase fessurata della struttura originaria, riducendo i livelli di spostamento ultimo (-22% lungo l'asse forte, -34% lungo l'asse debole). Ne consegue che dal punto di vista normativo, che prevede valutazioni basate essenzialmente sugli spostamenti, l'intervento non risulti particolarmente migliorativo, comportando incrementi poco significativi (13% e 2%);

- Oltre al contributo in termini di sismo-resistenza, gli interventi di *retrofit* a base di pannelli CLT comportano decrementi di massa sismica notevoli. Nel caso di rinforzo applicato a tutta la struttura, grazie alla sostituzione dei solai in laterocemento con nuovi solai in CLT e alla demolizione del muro di spina, si raggiunge una riduzione di 26% della massa sismica della struttura originaria. La massa corrispondente alle nuove pareti in CLT ( $30 \times 10^3$  kg), rispetto a quella relativa alle componenti murarie ( $440 \times 10^3$  kg) è, di fatto, trascurabile. Si evidenzia come la diminuzione di massa sia di fondamentale importanza, in quanto le sollecitazioni sismiche sono di carattere inerziale, ovvero proporzionali alla massa stessa.

Si sottolinea come nell'ambito degli interventi di rinforzo sismico delle strutture in muratura, rispetto a tecniche di rinforzo indirizzate all'incremento della sismo-resistenza nel piano delle pareti murarie sia prioritaria la realizzazione di interventi tali da inibire i meccanismi fuori piano, come l'inserimento di tiranti e la realizzazione di cuciture, garantendo così un adeguato comportamento scatolare. Nel caso di vulnerabilità intrinseche che non garantiscono un buon comportamento d'insieme ed in assenza di interventi che tendono a sopperire a tali carenze, la modellazione numerica globale risulta, di fatto, inconcludente.

Si precisa che la ricerca scientifica relativa al tema considerato è tutt'ora in fase di sviluppo. Se dal punto di vista locale le incognite sono minori, nella modellazione relativa alle strutture integrate permangono alcune incertezze. Alcune assunzioni definite in fase di modellazione, indispensabili nello svolgimento della tesi, risultano infatti semplificative rispetto alla realtà. Tra queste si segnala come il sistema di collegamento tra i solai in CLT e le pareti murarie sia stato implementato con rigidità e resistenza infinite, e la legge costitutiva a trazione del singolo sistema di fissaggio tra parete muraria e parete CLT sia stata sviluppata analogamente a quella ottenuta a taglio. Negli sviluppi futuri, dunque, sarà di fondamentale importanza determinare, su base sperimentale e/o analitica, il comportamento dei singoli elementi di connessione. Una volta definito ciò, sarà interessante svolgere ulteriori analisi globali del sistema di *retrofit*, anche prendendo in esame ulteriori strutture, al fine di validare ed estendere i risultati presentati.





## BIBLIOGRAFIA

- Bernasconi, A. (2010). *Il materiale XLAM Caratteristiche e prestazioni*. s.l.: promo-legno.
- Blaas, J. & Fellmoser, P. (2004). *Design of solid wood panels with cross layers*.
- Borri, A. & de Maria, A. (2019). *Il metodo IQM per la stima delle caratteristiche meccaniche delle murature: allineamento alla circolare n. 7/2019*. XVIII CONVEGNO ANIDIS.
- Cassol, D., Giongo, I. & Piazza, M. (2021). *Numerical study on seismic retrofit of urm walls using timber panels*. COMPDYN 2021 - 8<sup>th</sup> ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering
- Censis (2011). *45° Rapporto sulla situazione sociale del Paese/2011*
- CNR (2018). *DT206-R1/2018*.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (2019) *Circolare 21/01/2019 n. 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale del 17 gennaio 2018*.
- Dogliani, F., Moretti, A. & Petrini, V. (1994). *Le chiese e il terremoto. Dalla vulnerabilità constatata nel terremoto del Friuli al miglioramento antisismico nel restauro. Verso una politica di prevenzione*. Lint, Trieste.
- Follesa, M. (2005). *Edifici XLam e la sismica, corso di approfondimento - Progettazione sismica delle strutture di legno*. s.l.: promo\_legno
- Giongo, I., Rizzi, E., Riccadonna, D. & Piazza, M. (2021). *On-site testing of masonry shear walls strengthened with timber panels*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings
- Giongo, I., Schiro, G. & Piazza, M. (2017). *On the use of timber-based panels for the seismic retrofit of masonry structures*. 3<sup>rd</sup> International Conference on Protection of Historical Constructions
- Giuffrè, A. (1991). *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*. Edizioni Kappa.
- Izzi, M., Casagrande, D., Bezzi, S., Pasca, D., Follesa, M. & Tomasi, R. (2018). *Seismic behaviour of Cross-Laminated Timber structures: A state-of-the-art review*. Engineering Structures.

- Lourenço, P. B. (2014). *Masonry Structures, Overview*. In Beer, B., Kougoumtzoglou I. A., Patelli, E. & Au I. S.-K., *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, Springer Berlin Heidelberg.
- Lourenço, P. B. & Pereira, J. M. (2018). *Seismic Retrofitting Project Recommendations for Advanced Modeling of Historic Earthen Sites*. Research Report
- Lucchini, A., Mazzucchelli, E. S., Mangialardo, S. & Persello, M. (2014). *Façadism and CLT Technology: an Innovative System for Masonry Construction Refurbishment*. 40<sup>th</sup> IAHS World Congress on Housing - Sustainable Housing Construction.
- Lumantarna, R. (2012). *Material Characterisation of New Zealand's Unreinforced Masonry Buildings*. Doctoral dissertation, The University of Auckland.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2017). *Decreto Ministeriale 28/02/2017 n. 58*.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2018). *Decreto Ministeriale 17/01/2018: Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"*.
- Ministry of Construction (Giappone) (1980). *The building standard law. Notification No. 1793*.
- Modena, C., Casarin, F., da Porto, F., Garbin, E., Mazzon, N., Munari, M., Panizza, M. & Valluzzi, M. R. (2009). *Structural Interventions on Historical Masonry Buildings: Review of Eurocode 8 Provisions in the Light of The Italian Experience*.
- Parducci, A. (2011). *Fondamenti di ingegneria sismica in 80 lezioni*. Liguori Editore, Napoli.
- Pegoraro, M. (2021). *Tesi di laurea - Miglioramento sismico di edifici in muratura con strutture integrate in CLT: modellazione analitica e numerica del complesso "la Cattedra" di Canove di Roana*, relatore Valluzzi, M.R., correlatori Turrini, U., Salvalaggio, M. & Saler, E, Università degli Studi di Padova.
- Piazza, M. & Sartori, T. 2016, *SEISMIC-REV - Experimental campaign on Rothoblaas products. Mechanical property investigation via monotonic and cyclic loading*.
- Pozza, L., Evangelista, F. & Scotta, R. (2017). *CLT used as seismic strengthener for existing masonry walls*. Civil Engineering.
- Protezione Civile (2021). *Il Rischio Sismico* [Online]

- Riccadonna, D., Giongo, I., Schiro, G., Rizzi, E. & Parisi, M. A. (2019). *Experimental shear testing of timber-masonry dry connections for the seismic retrofit of unreinforced masonry shear walls*. Construction and Building Materials.
- Rinaldi, V., Casagrande, D., Cimini, C., Follesa, M. & Fragiaco, M. (2021). *An upgrade of existing practice-oriented FE design models for the seismic analysis of CLT buildings*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering.
- Rizzi, E., Giongo, I., Riccadonna, D. & Piazza, M. (2022). Testing of irregular stone masonry strengthened with cross-laminated timber.
- Rothoblaas s.r.l. (2022). Cataloghi [Online].
- Salvalaggio, M., Pegoraro, M., Saler, E., Turrini, U. & Valluzzi, M. R. (2021). *Seismic strengthening of existing urm structures through clt elements: Numerical analysis of the application of a novel intervention technique*. COMPDYN 2021 - 8<sup>th</sup> ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering
- Sandoli, A., D'Ambra, C., Ceraldi, C., Calderoni, B. & Prota, A. (2021). *Sustainable cross-laminated timber structures in a seismic area: Overview and future trends*. Applied Sciences.
- Siano, R., Camata, G., Sepe, V., Spacone, E., Roca, P. & Pelà, L. (2017). *Finite Elements vs. Equivalent-Frame Models for URM walls' in-plane behaviour*. 16<sup>th</sup> World Conference on Earthquake, 16 WCEE 2017.
- Sustersic, I. & Dujic, B. (2014). *Seismic shaking table testing of a reinforced concrete frame with masonry infill strengthened with cross laminated timber panels*. World Conference on Timber Engineering.
- Swedish Wood (2019), *The CLT Handbook*.
- Timber Tech (2022). *Guida in Linea di Timbertech Buildings*. [Online]
- TNO Building and Construction Research (2021). *DIANA – Finite Element Analysis User's Manual - Release 10.5*.
- Trutalli, D., Marchi, L., Scotta, R. & Pozza, L. (2019). *Capacity design of traditional and innovative ductile connections for earthquake-resistant CLT structures*. Bulletin of Earthquake Engineering.

- Turnsek, V. & Cacovic, F. (1971). *Some experimental result on the strength of brick masonry walls*. Proceedings of 2<sup>nd</sup> International Brick Masonry Conference.
- UNI EN 1995. (2014). *Eurocodice 5. Progettazione delle strutture in legno*.
- UNI EN 1996. (2005). *Eurocodice 6. Progettazione delle strutture in muratura*.
- Valluzzi, M. R., da Porto, F. & Modena, C. (2004). *Behavior and modeling of strengthened three-leaf stone masonry walls*. Materials and Structures.
- Valluzzi, M. R., Garbin, E., Dalla Benetta, M. & Modena, C. (2013). *Experimental characterization of timber floors strengthened by in plane improvement techniques*. Advanced Materials Research.
- Valluzzi, M. R., Saler, E., Vignato, A., Salvalaggio, M., Croatto, G., Dorigatti, G. & Turrini, U. (2021). *Nested Buildings: An Innovative Strategy for the Integrated Seismic and Energy Retrofit of Existing Masonry Buildings with CLT Panels*. Sustainability.
- Valluzzi, M. R., Salvalaggio, M. & Sbrogiò, L. (2019). *Repair and conservation of masonry structures*. In Ghiassi & M., Milani, G. (cur.). *Numerical Modeling of Masonry and Historical Structures: From Theory to Application* (pp. 201-235). Woodhead Publishing.
- Vinci, M. (2019). *Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura*. Dario Flaccovio Editore.
- Yasumura, M., Kobayashi, K., Okabe, M., Miyake, T. & Matsumoto, K. (2016). *Full-Scale Tests and Numerical Analysis of Low-Rise CLT Structures under Lateral Loading*. Journal of Structural Engineering.
- Yasumura, M. & Kawai, N. (1997). *Evaluation of wood framed shear walls subjected to lateral load Proc.*, 30<sup>th</sup> CIB-W18 Meeting