



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BRESCIA

**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE,
ARCHITETTURA, TERRITORIO, AMBIENTE
E DI MATEMATICA – D I C A T A M**

TECHNICAL REPORT N. 7

ANNO 2014

*Indagine sperimentale su diaframmi di piano antisismici realizzati
con doppio assito*

Ezio Giuriani¹, Egidio Marchina¹, Stefania Cominelli¹, Antonella Molinari²

*¹Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio, Ambiente e di
Matematica -Università degli Studi di Brescia*

²Libera professionista

TECHNICAL REPORT
**DEPARTMENT OF CIVIL, ENVIRONMENTAL,
ARCHITECTURAL ENGINEERING AND MATHEMATICS**

I Rapporti Tecnici del Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio, Ambiente e di Matematica dell'Università degli Studi di Brescia raccolgono i risultati inerenti le ricerche svolte presso il Dipartimento stesso.

I Rapporti Tecnici sono pubblicati esclusivamente per una prima divulgazione del loro contenuto in attesa di pubblicazione su riviste nazionali ed internazionali

The Technical Reports of the Civil Engineering, Architecture, Land, Environment and Mathematics Department of the University of Brescia are intended to record research carried out by the same Department.

The Technical Reports are issued only for dissemination of their content, before publication on national or international journal.

Direttore responsabile prof. Giovanni PLIZZARI

Autorizzazione del Tribunale di Brescia 21.3.1991 n. 13

Comitato di Redazione: Baldassare BACCHI, Roberto BUSI, Angelo CARINI, Francesco COLLESELLI, Carlo COLLIVIGNARELLI, Ezio GIURIANI, Gian Paolo TRECCANI

La presente pubblicazione di N. 138 pagine costituisce articolo, in attesa di pubblicazione, stampato in proprio, a fine concorsuale ai sensi delle “informazioni e chiarimenti” per l’applicazione dell’art. 8 del D.P.R. 252/2006.

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	1
2. STATO DELL'ARTE.....	3
2.1. RISPOSTA SISMICA DEGLI EDIFICI STORICI IN MURATURA	3
2.1.1. Meccanismi di collasso locale	4
2.2. INFLUENZA DEL DIAFRAMMA DI PIANO SUL COMPORTAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI	9
2.2.1. Il ruolo del diaframma di piano	10
2.3. TECNICHE DI RINFORZO SISMICO DI SOLAI LIGNEI	13
2.3.1. Solaio ligneo monordito non rinforzato.....	15
2.3.2. Solaio ligneo rinforzato mediante soletta collaborante di calcestruzzo.....	15
2.3.3. Solaio ligneo rinforzato mediante bandelle metalliche.....	16
2.3.4. Solaio ligneo rinforzato mediante strisce di materiale polimerico (FRP)	17
2.3.5. Solaio ligneo rinforzato mediante pannelli lignei.....	18
2.3.6. Solaio ligneo rinforzato mediante doppio tavolato.....	19
2.4. ANALISI SPERIMENTALE DEL COMPORTAMENTO DI SOLAI LIGNEI DIVERSAMENTE RINFORZATI (CONDOTTA DALL'UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI TRENTO)	21
2.4.1. Confronto tre le diverse tecniche di rinforzo sismico di solai lignei in edifici storici in muratura	21
2.4.2. Confronto tra le rigidzze dei solai diversamente rinforzati.....	23
2.4.3. Confronto tra le risposte globali di edifici con solai diversamente rinforzati	25
2.5. ANALISI SPERIMENTALE DEL COMPORTAMENTO DI SOLAI LIGNEI DIVERSAMENTE RINFORZATI (CONDOTTA DALL'UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA)	27

2.5.1. Descrizione delle diverse tecniche di rinforzo sismico analizzate.....	28
2.5.2. Confronto tra le rigidzze e le resistenze dei solai diversamente rinforzati.....	32
2.6. CONFRONTO TRA PROVE SPERIMENTALI CONDOTTE SULLO STUDIO DEL DOPPIO ASSITO NEL RINFORZO SISMICO DI SOLAI LIGNEI	33
2.6.1. Descrizione dei campioni modellati	34
2.6.2. Descrizione dei banchi di prova e delle strumentazioni utilizzate	35
2.6.3. Descrizione delle modalità di conduzione della prova	37
2.7. UTILIZZO DELLA TECNICA DEL DOPPIO ASSITO NELLA REALTÀ DEI CANTIERI ODIERNI.....	38
3. DIMENSIONAMENTO DI UN INTERVENTO DI RINFORZO SU SOLAIO LIGNEO MEDIANTE DOPPIO ASSITO	40
3.1. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E ANALISI DEI CARICHI DEL CASO STUDIO	40
3.2. DETERMINAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI.....	43
3.3. PROGETTO DEL DIAFRAMMA DI PIANO	43
3.3.1. Dimensionamento dei correnti	44
3.3.2. Dimensionamento dell'anima.....	45
3.3.3. Dimensionamento dei ripartitori.....	48
3.3.4. Confronto tra le due tipologie di doppio assito	50
4. PROVE SPERIMENTALI LOCALI	51
4.1. FINALITÀ DELLE PROVE SPERIMENTALI LOCALI	51
4.2. PROVE PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA DEL CHIODO	51
4.3. PROVE PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A RIFOLLAMENTO NELL'ASSITO LIGNEO....	53
4.3.1. Caratteristiche geometriche e meccaniche dei componenti principali.....	54
4.3.2. Descrizione del banco di prova e della strumentazione utilizzata.....	57
4.3.3. Metodologia di prova	59
4.3.4. Risultati delle prove A): rifollamento per chiodi sollecitati parallelamente alla fibratura del legno ($f_{h,0}$)	62
4.3.5. Risultati delle prove B): rifollamento per chiodi sollecitati ortogonalmente alla fibratura del legno ($f_{h,90}$)	66
4.3.6. Risultati delle prove C): rifollamento per chiodi sollecitati con un'inclinazione di 45° rispetto alla fibratura del legno ($f_{h,45}$).....	70

4.3.7. Confronto tra i risultati delle prove di rifollamento	74
4.4. PROVE DI CARATTERIZZAZIONE DEL PIATTO METALLICO.....	76
4.5. PROVE DI TAGLIO SU CONNESSIONI CHIODATE	81
4.5.1. Caratteristiche geometriche e meccaniche dei componenti principali.....	81
4.5.2. Descrizione del banco di prova	82
4.5.3. Conduzione della campagna di prove	85
4.5.4. Risultati della prova condotta sul campione con piatto metallico interposto alle tavole.....	88
4.5.5. Risultati della prova a taglio condotta sul campione con piatto metallico posizionato esternamente alle tavole di assito.....	94
4.5.6. Confronto tra la soluzioni proposte	105
5. STUDIO SPERIMENTALE DI UN SOLAIO RINFORZATO MEDIANTE DOPPIO ASSITO INCLINATO.....	106
5.1. FINALITÀ DELLA PROVA.....	106
5.2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI COMPONENTI PRINCIPALI	106
5.3. DESCRIZIONE DEL CAMPIONE	107
5.3.1. Riproduzione del solaio originale	108
5.3.2. Dimensionamento e realizzazione del rinforzo.....	108
5.4. DESCRIZIONE DEL BANCO DI PROVA E DELLA STRUMENTAZIONE UTILIZZATA	112
5.4.1. Descrizione della strumentazione utilizzata	115
5.5. CONDUZIONE DELLA PROVA	116
5.6. RISULTATI DELLA PROVA	117
6. CONCLUSIONI.....	128
BIBLIOGRAFIA.....	131

1. INTRODUZIONE

Il miglioramento sismico di edifici esistenti in muratura rappresenta una problematica di interesse attuale. Al fine di attivare una buona risposta sismica globale dell'edificio viene perseguita un'interazione tra orizzontamenti e pareti sismo resistenti.

Il classico intervento di miglioramento sismico dei solai lignei consiste nel predisporre un diaframma di piano, ben ancorato alle pareti verticali, che faccia aumentare la rigidezza dell'impalcato e che quindi migliori le prestazioni sismiche dell'edificio.

Le tecniche di intervento prevedono di riutilizzare le travature lignee esistenti e di solidarizzare ad esse un elemento di rinforzo. Proprio a causa di questo legame diretto con il materiale storico, la crescente sensibilità nei confronti della riabilitazione conservativa ha portato alla ricerca di soluzioni rispettose della struttura esistente e realizzate mediante materiali caratteristici della tradizione. Negli ultimi anni si è quindi assistito ad uno sviluppo delle tecniche di rinforzo sismiche che sfruttano il materiale ligneo.

Il diaframma di piano può essere realizzato mediante due tipologie di rinforzo ligneo: i pannelli multistrato ed il doppio assito. La prima soluzione è stata oggetto di diversi studi sperimentali ed analitici e presenta un buon grado di conoscenza dei problemi derivanti dal suo utilizzo; la tecnica del doppio assito invece non è ancora stata studiata approfonditamente e rappresenta un argomento di ricerca molto attuale.

Il presente lavoro di ricerca ha lo scopo di analizzare la tecnica del doppio assito ligneo mediante uno studio sperimentale, finalizzato a fare chiarezza sui meccanismi caratteristici di questa tecnica di rinforzo sismico.

È possibile sintetizzare il lavoro svolto in tre diverse fasi: la ricerca bibliografica, il dimensionamento iniziale e le prove sperimentali, locali e su scala reale.

La prima fase inizia con un'analisi generale del comportamento di un edificio storico sottoposto ad azione sismica: vengono studiati i meccanismi di collasso e l'importanza rivestita dagli orizzontamenti nella buona risposta globale dei manufatti.

Successivamente viene condotta un'attenta analisi dello stato dell'arte, sia per quanto riguarda la pratica costruttiva che la ricerca accademica. La prima tematica viene risolta con la descrizione delle diverse tecniche di rinforzo di solai lignei oggi in uso e con la redazione di un confronto tra le diverse soluzioni antisismiche proposte. La seconda tematica si focalizza sugli studi accademici finora condotti: vengono esaminate diverse pubblicazioni riguardanti ricerche sperimentali e numeriche circa l'effetto di diverse tecniche di rinforzo di solai lignei sul comportamento sismico di edifici in muratura.

Terminato lo stadio di ricerca bibliografica, viene svolto un primo dimensionamento, prendendo in analisi un caso studio. Sulla base dell'azione sismica determinata vengono progettate due tipologie di diaframma di piano: la prima costituita da un doppio assito disposto ortogonalmente alla travatura sottostante, la seconda da un doppio assito con inclinazione di 45° rispetto ai travetti. Il dimensionamento permette di mostrare una grande differenza tra le soluzioni proposte, a partire dalla quale si opta per studiare sperimentalmente solo il rinforzo sismico mediante doppio assito inclinato.

Lo stadio sperimentale si articola in due passi successivi: una serie di campagne di prove locali preliminari, finalizzate alla progettazione attenta della prova conclusiva su scala reale.

Le prime prove locali vengono eseguite al fine di caratterizzare i materiali utilizzati durante la fase sperimentale: si tratta di prove di trazione e taglio sul chiodo e di trazione sul piatto metallico. Un altro gruppo di prove locali si focalizza invece sulla determinazione della resistenza caratteristica al rifollamento per chiodi sollecitati differientemente rispetto alla fibratura dell'assito. La terza campagna si interessa al comportamento a taglio di connessioni chiodate diversamente realizzate.

Sulla base degli esiti ottenuti dai test local, viene progettata la prova su scala reale.

Il campione viene testato da prove cicliche di taglio, finalizzate a determinare valori di rigidità e gli scorrimenti relativi tra le componenti dell'intervento antisismico.

2. STATO DELL'ARTE

2.1. Risposta sismica degli edifici storici in muratura

Gli edifici in muratura, siano essi di importanza ordinaria o di valore storico-monumentale, rappresentano una delle classi di manufatti più vulnerabili al sisma. La muratura è infatti un materiale composto naturale (pietrame) o artificiale (laterizio) che presenta una buona resistenza a compressione e una scarsa resistenza a trazione (circa 1/30 dei valori a compressione); per tale motivo gli edifici in muratura presentano un'ottima resistenza ai carichi verticali ma non alle azioni sismiche, le quali sono in grado di indurre stati di sollecitazione non sopportati dalla struttura.

Benché siano stati condotti numerosi studi al riguardo, sussistono tutt'oggi alcuni problemi aperti nel campo dei metodi di valutazione, di verifica dell'esistente e delle tecniche di intervento. Il motivo di tale incertezza è da ricercarsi nella mancanza di informazioni precise riguardanti sia le caratteristiche dei materiali, sia le tecniche costruttive degli edifici in muratura.

Nonostante il comportamento sismico dell'edificio risulti un soggetto di difficile definizione, si è soliti riconoscere, per ogni manufatto, due tipologie di risposta: una locale che è legata all'instaurarsi dei meccanismi di collasso successivamente descritti e una globale dell'edificio nel suo insieme [Figura 2.1].

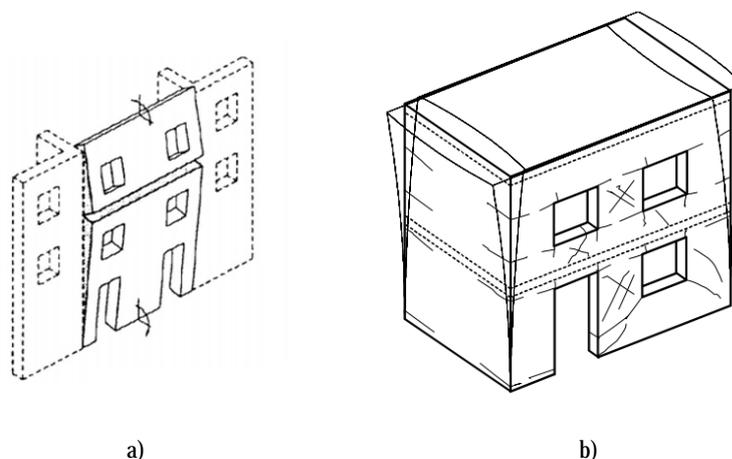


Figura 2.1 - Risposta locale e globale dell'edificio al sisma (Magenes, 2012).

Nonostante la mancanza di conoscenze certe circa la storia personale del singolo edificio, è possibile stilare una serie di “comportamenti-tipo” piuttosto esplicativi della risposta sismica locale delle costruzioni storiche; in letteratura Giuffré¹ distingue i danni tipici del costruito in muratura dovuti all'azione sismica in due categorie:

- meccanismi di collasso di primo modo;
- meccanismi di collasso di secondo modo.

Con la prima definizione s'intendono quei cinematismi di collasso connessi al comportamento delle pareti di muratura fuori dal proprio piano; con la seconda quelli nel piano.

A differenza di quanto fatto per i meccanismi locali, per la risposta globale dell'edificio al sisma non esiste un abaco di “comportamenti-tipo”. Essa infatti è differente da caso a caso ed è fortemente influenzata dal grado di connessione dei vari elementi resistenti che costituiscono la struttura.

2.1.1. Meccanismi di collasso locale

Quando l'azione sismica agisce su di un edificio in muratura essa può innescare meccanismi di collasso fuori dal piano (primo modo) e nel piano (secondo modo).

I cinematismi del primo modo si concretizzano con ribaltamento e flessione:

- ribaltamento semplice [Figura 2.2 e Figura 2.3]: si tratta di un meccanismo che coinvolge la parete ortogonale alla direzione del sisma, causando il ribaltamento completo o di una sua porzione. Le cause sono da ricercarsi nell'elevata snellezza del paramento murario, nell'inefficienza dei collegamenti parete-orizzontamenti, nella mancanza di presidi di sommità e nella mancanza di ammorsamento con le pareti di spina, resistenti al sisma;

¹ Giuffré A., “Lecture sulla meccanica delle murature storiche”, Protagon editori toscani, 1991.

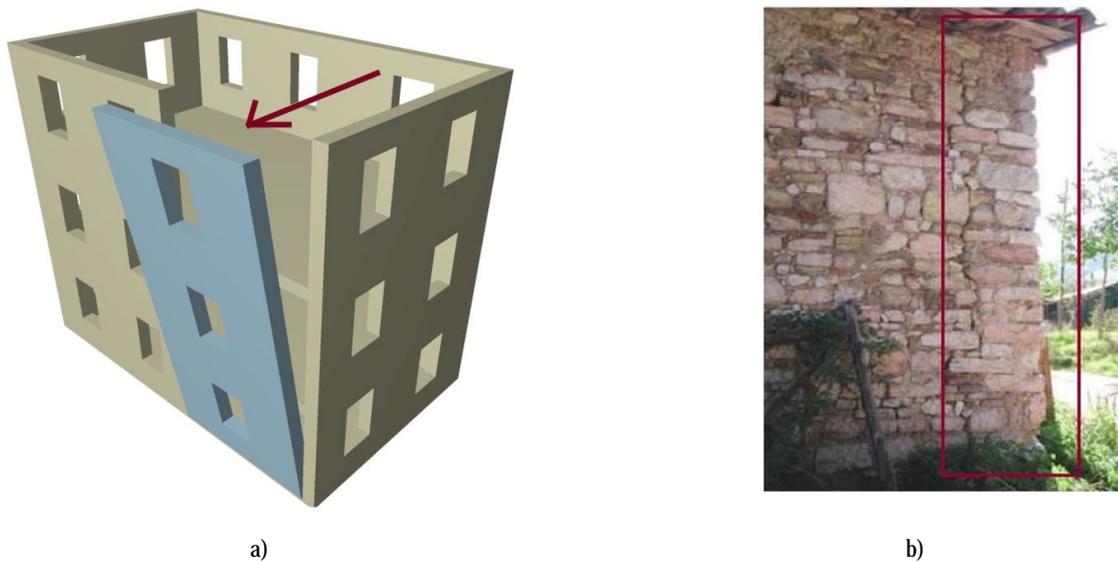


Figura 2.2 - a) Meccanismo di collasso per ribaltamento semplice. b) Quadro fessurativo tipico di tale meccanismo (Vallucci, Monni, 2010).

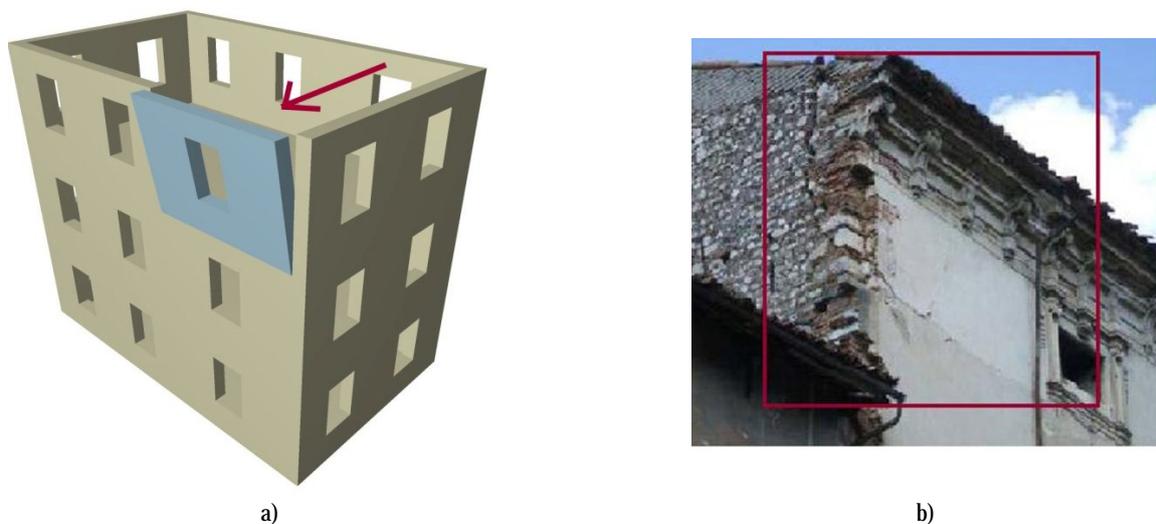


Figura 2.3 - a) Meccanismo di collasso per ribaltamento semplice parziale. b) Quadro fessurativo tipico di tale meccanismo (Vallucci, Monni, 2010).

- ribaltamento composto [Figura 2.4]: si tratta di un meccanismo che coinvolge non solo la parete ortogonale alla direzione del sisma ma anche quella attigua. Le cause sono da ricercarsi nell'elevata snellezza del paramento murario, nell'inefficienza dei collegamenti parete-orizzontamenti, nella mancanza di presidi di sommità e nel buon ammassamento con le pareti di spina, resistenti al sisma. La geometria del cuneo che subisce ribaltamento staccandosi

dall'edificio dipende dalla dimensione, dalla posizione delle aperture e dalla qualità della muratura;

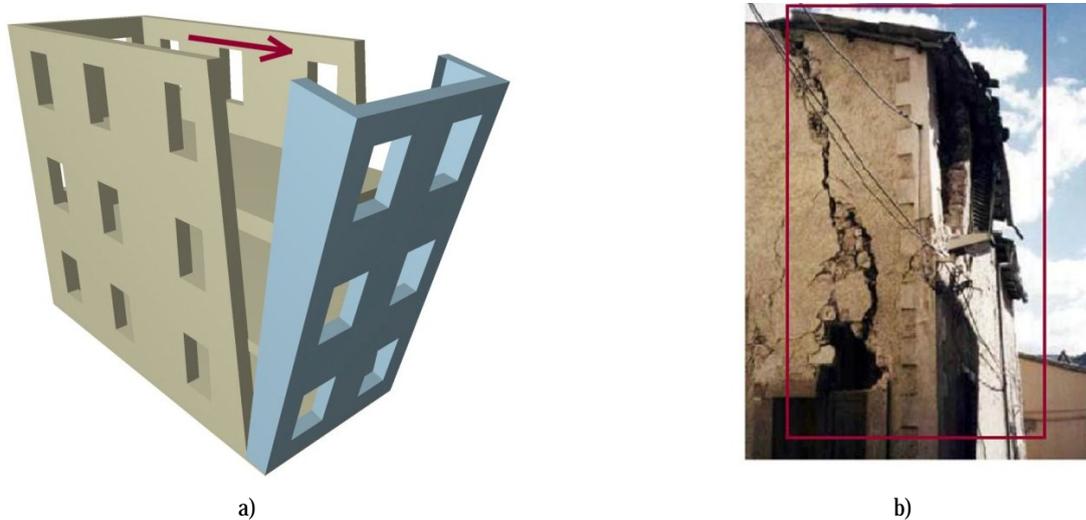


Figura 2.4 - a) Meccanismo di collasso per ribaltamento composto. b) Quadro fessurativo tipico di tale meccanismo (Vallucci, Monni, 2010).

- flessione verticale [Figura 2.5]: si tratta di un meccanismo che coinvolge la parete ortogonale alla direzione del sisma, causando uno spanciamento della stessa. Questo meccanismo di verifica quando la parete è vincolata agli estremi ma libera al centro. Le cause sono quindi da ricercarsi nella presenza di un vincolo efficace in sommità, nell'assenza di collegamenti adatti parete-orizzontamenti e nella discontinuità costruttiva delle sezioni murarie;

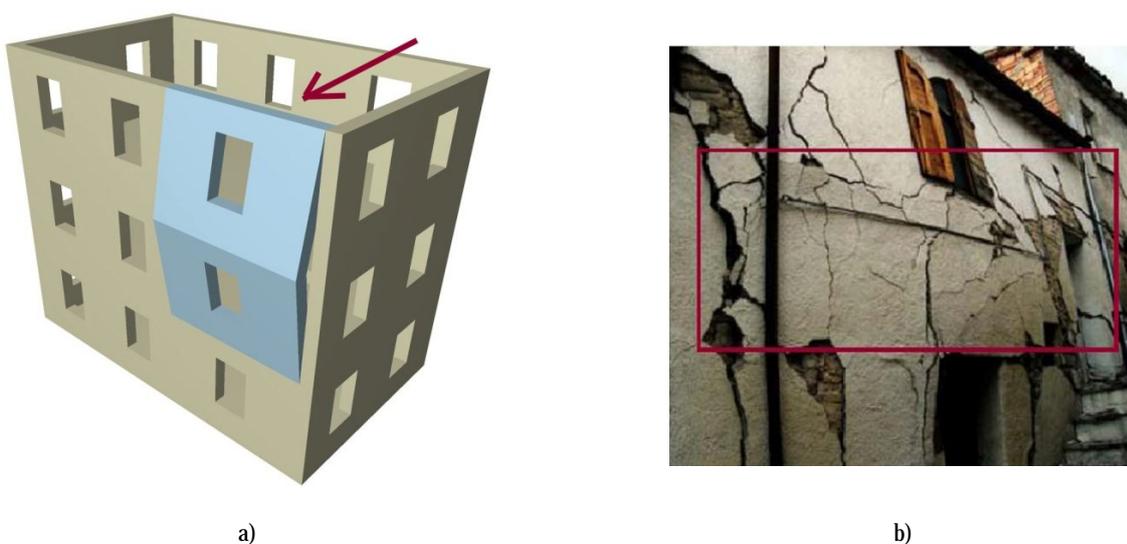


Figura 2.5 - a) Meccanismo di collasso per flessione verticale. b) Quadro fessurativo tipico di tale meccanismo (Vallucci, Monni, 2010).

- flessione orizzontale [Figura 2.6]: si tratta di un meccanismo che coinvolge la parete ortogonale alla direzione del sisma, causando uno spanciamento della stessa. Le cause sono da ricercarsi nella mancanza di un vincolo efficace in sommità, nella presenza di un buon collegamento con le pareti di spina e nell'elevata luce tra le pareti di spina, resistenti al sisma.

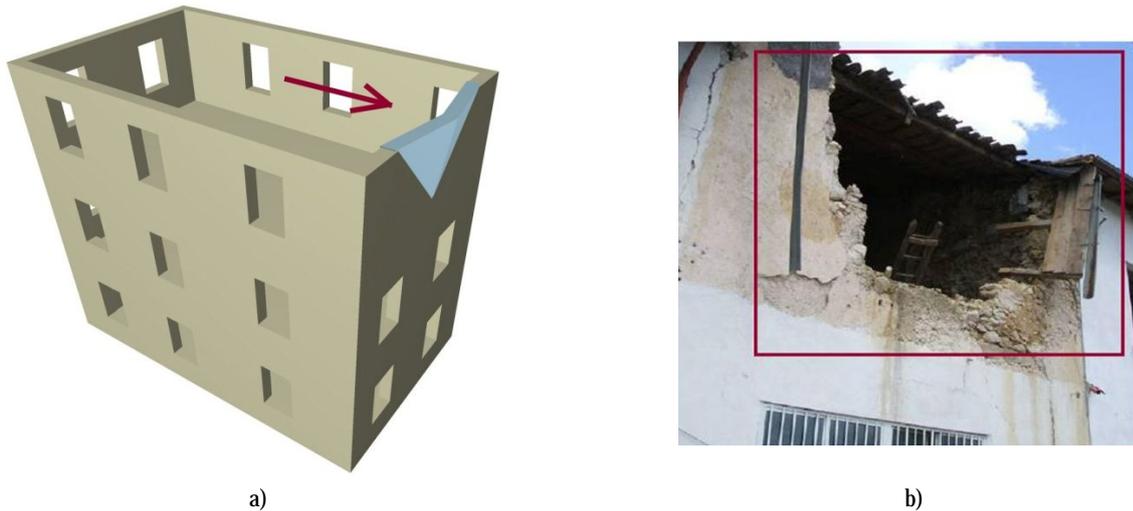
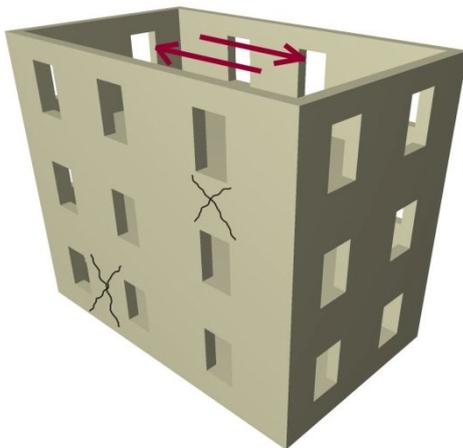


Figura 2.6 - a) Meccanismo di collasso per flessione orizzontale. b) Quadro fessurativo tipico di tale meccanismo (Vallucci, Monni, 2010).

I cinematismi del secondo modo si concretizzano con la nascita di meccanismi di rottura a taglio, con formazione di lesioni diagonali sulle pareti; in particolare si parla di:

- lesioni a taglio per discontinuità altimetrica [Figura 2.7]: si tratta di un meccanismo che coinvolge la parete parallela alla direzione del sisma, causando la formazione di lesioni diagonali. Le cause sono da ricercarsi nel martellamento che si genera tra due pareti di altezze differenti, sollecitate da azioni nel loro piano;
- lesioni a taglio per deformazione angolare [Figura 2.8]: si tratta di un meccanismo che coinvolge la parete parallela alla direzione del sisma, causando la formazione di lesioni diagonali. Le cause sono da ricercarsi nella sovrassollecitazione dei pannelli murari disposti tra le aperture di uno stesso piano o tra un piano e l'altro.

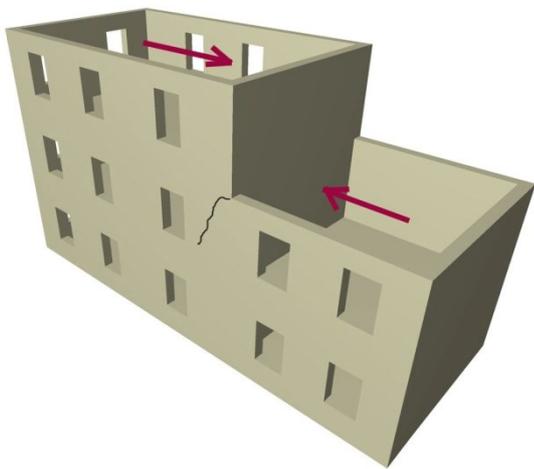


a)



b)

Figura 2.7 - a) Lesioni a taglio per discontinuità altimetrica. b) Quadro fessurativo tipico di tale meccanismo (Vallucci, Monni, 2010).



a)



b)

Figura 2.8 - a) Lesioni a taglio per deformazione angolare. b) Quadro fessurativo tipico di tale meccanismo (Vallucci, Monni, 2010).

2.2. Influenza del diaframma di piano sul comportamento sismico degli edifici

L'attivazione dei diversi meccanismi di collasso locale di manufatti in muratura è strettamente dipendente dall'organizzazione dell'edificio.

La massima resistenza al sisma può essere sviluppata mediante l'attivazione di un comportamento globale dell'edificio; esso è realizzabile impedendo i meccanismi di collasso locale mediante alcuni accorgimenti costruttivi, primo fra tutti la creazione di collegamenti adeguati tra le diverse porzioni portanti.

In una costruzione si possono individuare elementi resistenti verticali (pareti) ed elementi resistenti orizzontali (solai, volte e coperture); carenze nel collegamento tra i diversi elementi, fanno in modo che l'edificio non sia in grado di sviluppare, in caso di terremoto, una risposta globale soddisfacente. In tal caso, le sollecitazioni non riescono ad essere ripartite tra i vari elementi resistenti e questo causa l'innescarsi dei meccanismi di collasso precedentemente descritti.

Al contrario, un buon ammorsamento tra pareti verticali e orizzontamenti innesca la collaborazione nella risposta tra le diverse componenti della struttura; questo fa sì che l'edificio abbia un comportamento d'insieme che consente di sfruttare tutte le sue risorse. Da quanto detto risulta evidente che l'impalcato riveste un ruolo fondamentale nella risposta sismica degli edifici in muratura. Parametri importanti sono, come già detto, il suo grado di connessione alle murature perimetrali e la sua rigidità. Solai rigidi, infatti, ripartiscono l'azione orizzontale in funzione della rigidità e della posizione nel piano degli elementi resistenti, indirizzando le azioni prevalentemente ad elementi effettivamente in grado di raccogliercle. Nel caso di solai flessibili la suddivisione avviene invece per aree di influenza. In questo caso, risulta evidente che elementi con scarsa rigidità e resistenza potrebbero essere sollecitati da azioni in grado di causare spostamenti maggiori di quelli effettivamente sopportabili.

2.2.1. Il ruolo del diaframma di piano

Nei casi in cui la rigidezza dell'impalcato e il suo grado di connessione con il resto della struttura risultino incapaci di assicurare un comportamento globale consono in caso di sisma, si opta per intervenire sull'esistente realizzando un diaframma di piano. Con questo termine s'intende una caratterizzazione dell'impalcato atta alla trasmissione delle azioni sismiche alla muratura, attraverso l'aumento di rigidezza del piano.

La normativa tratta la questione dei diaframmi orizzontali, fornendo informazioni sulla valutazione della loro rigidezza: " Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in c.a di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza." ²

Particolare attenzione è riposta sulla questione della rigidezza di piano anche nelle istruzioni di applicazione delle NTC: "Gli orizzontamenti devono essere dotati di opportuna rigidezza e resistenza nel piano e collegati in maniera efficace alle membrature verticali che li sostengono perché possano assolvere la funzione di diaframma rigido ai fini della ripartizione delle forze orizzontali tra le membrature verticali stesse. Particolare attenzione va posta quando abbiano forma molto allungata o comunque non compatta: in quest'ultimo caso, occorre valutare se le aperture presenti, soprattutto se localizzate in prossimità dei principali elementi resistenti verticali, non ne riducano significativamente la rigidezza. Essi possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano se, modellandone la deformabilità nel piano, i loro spostamenti orizzontali massimi in condizioni sismiche non superano per più del 10% quelli calcolati con l'assunzione di piano rigido. Tale condizione può ritenersi generalmente soddisfatta nei casi specificati nelle NTC (v. § 7.2.6), salvo porre particolare attenzione quando essi siano sostenuti da elementi strutturali verticali (per es. pareti) di notevole rigidezza e resistenza.

Quando gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, le masse e le inerzie rotazionali di ogni piano possono essere concentrate nel loro centro di gravità."³

² Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14/01/08), 7.2.6 "criteri di modellazione della struttura e azione sismica".

³ Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni", Circolare 2 febbraio 2009, n.617, § 7.2.6.

Da quanto riportato si evince che l'ipotesi di infinita rigidezza dell'impalcato, nel caso di soluzioni costruttive differenti dal consolidamento con soletta in calcestruzzo, in accordo con il punto 7.2.6 della norma e della circolare esplicativa, deve quindi essere giustificata dal progettista, secondo le modalità indicate.

Appurata la necessità di realizzare diaframmi di piano e di provarne la rigidezza, è opportuno interrogarsi sulla loro funzione: il diaframma di piano assolve il compito di raccogliere le azioni sismiche orizzontali di tutte le masse che competono al piano e trasferirle alle pareti sismo-resistenti, ovvero quelle parallele alla direzione del sisma [Figura 2.9]. Le azioni orizzontali e le reazioni degli elementi sismo-resistenti costituiscono un sistema di forze autoequilibrato che genera sollecitazioni flettenti e taglianti, agenti nel piano del diaframma.

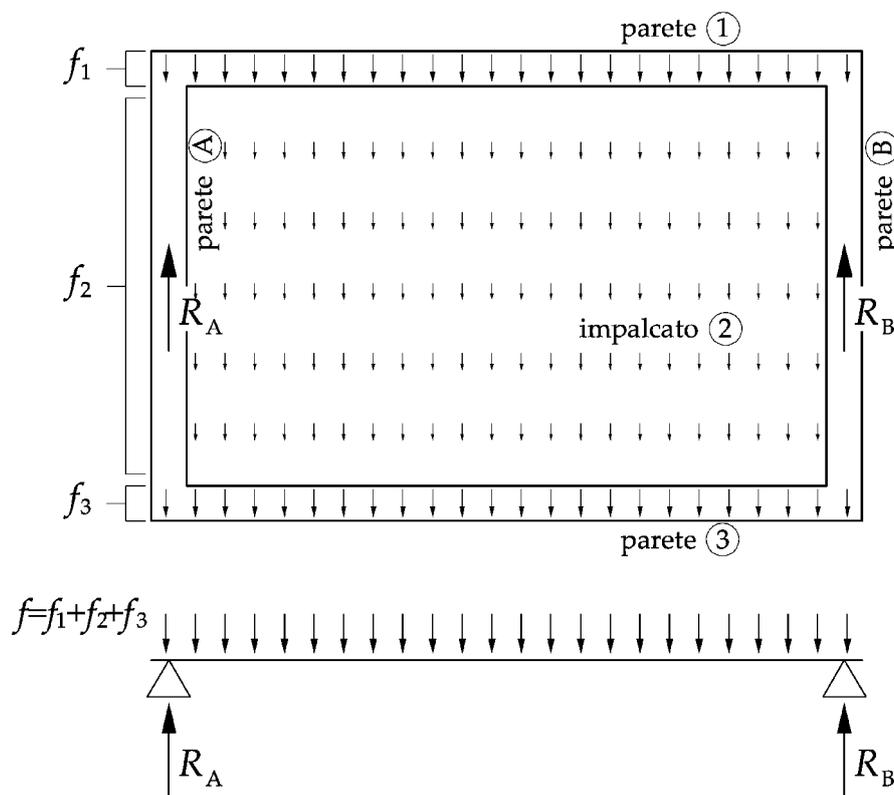


Figura 2.9- Azioni sismiche agenti nel piano.

Con riferimento alla figura sovrastante:

- f_1 : azione sismica legata alla massa della parete 1;
- f_2 : azione sismica legata alla massa dell'impalcato 2;
- f_3 : azione sismica legata alla massa della parete 3;
- f : azione sismica totale ($f=f_1+f_2+f_3$);

- R_A : reazione dalla parete sismo-resistente A;
- R_B : reazione dalla parete sismo-resistente B.

Al fine di riprendere tali azioni, il diaframma viene organizzato tramite lo schema anima-correnti [Figura 2.10]: la sollecitazione flettente viene ripresa da due correnti perimetrali che sopportano le forze di trazione e compressione della coppia, mentre l'azione di taglio viene ripresa da un'anima che raccoglie gli sforzi tangenziali [Figura 2.11].

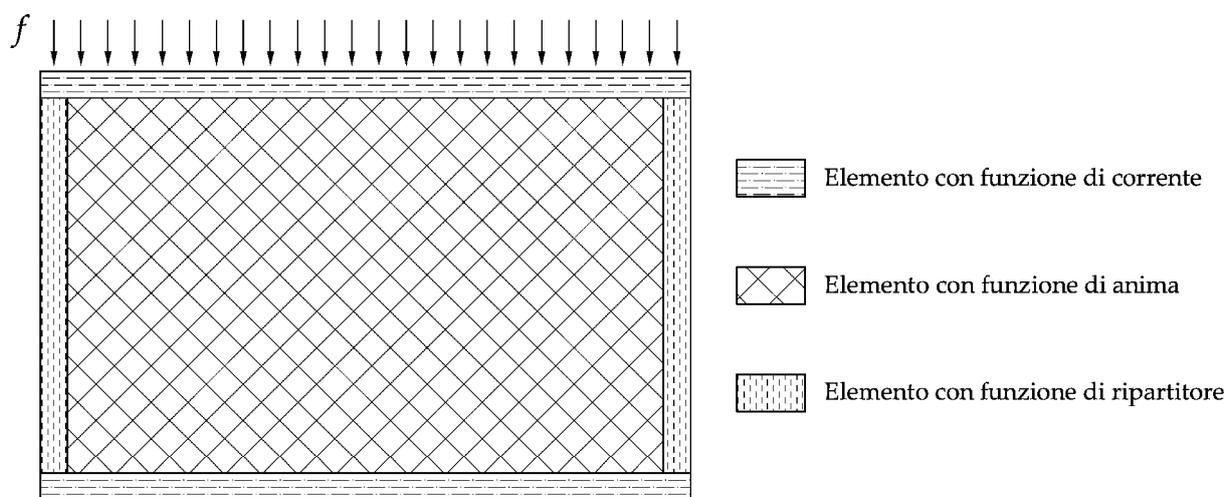


Figura 2.10 - Organizzazione dell'impalcato.

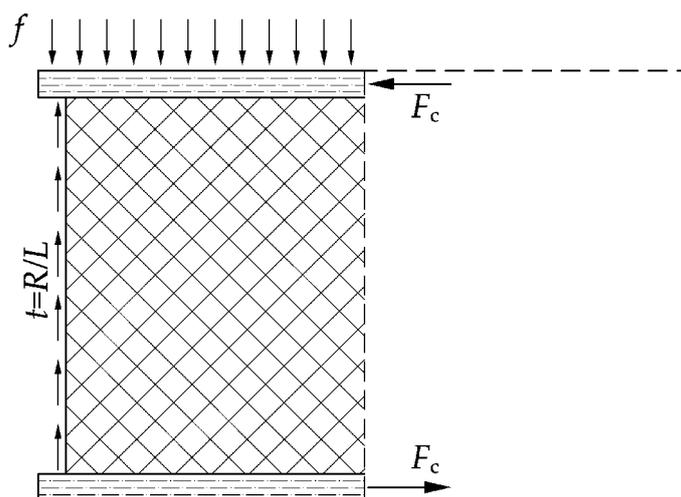


Figura 2.11 - Azioni negli elementi.

Oltre ai due correnti ed all'anima, sono necessari dei cordoli perimetrali detti ripartitori o lesene, atti a raccogliere il taglio uniformemente distribuito nell'anima e a trasferirlo ai setti verticali

resistenti al taglio. Tali ripartitori diventano molto importanti quando i setti resistenti al taglio hanno dimensione minore della larghezza dell'anima o sono in presenza di aperture del solaio.

Questo sistema a correnti ed anima può essere realizzato mediante differenti materiali: i ripartitori sono generalmente dei cordoli in calcestruzzo armato o dei piatti d'acciaio, mentre l'anima può essere realizzata mediante cappa in calcestruzzo, pannelli o tavole in legno, lamiera d'acciaio e materiali polimerici di rinforzo.

Grande importanza è rivestita, infine, dai collegamenti tra correnti ed anima, tra ripartitore e anima, tra ripartitore e setto verticale e interni all'anima.

2.3. Tecniche di rinforzo sismico di solai lignei

L'intervento di miglioramento sismico di solai lignei esistenti consiste nel predisporre un diaframma di piano, ben ancorato alle pareti verticali, che faccia aumentare la rigidezza dell'impalcato e che quindi migliori le prestazioni sismiche dell'edificio.

Le tecniche di intervento prevedono di riutilizzare le travature lignee esistenti e di solidarizzare ad esse una soletta (con funzione di anima), di limitato spessore, realizzata con materiali diversi e dei cordoli (con funzione di correnti o ripartitori). La scelta del materiale è strettamente legata alla tipologia di edificio considerata e all'eventuale necessità di reversibilità dell'intervento, oltre a considerazioni di altro tipo quali l'incremento di peso e di rigidezza.

La crescente sensibilità nei confronti della riabilitazione conservativa ha portato alla ricerca di tecniche sempre meno invasive e più reversibili per il consolidamento dei solai lignei, aprendo la strada all'utilizzo di nuovi materiali.

Negli ultimi decenni, in Italia, il rinforzo mediante sezione mista legno-calcestruzzo ha rappresentato la tipologia di intervento più sfruttata; per tale motivo essa è stata ampiamente studiata, sia dal punto di vista analitico che sperimentale. La necessità di adottare tecnologie reversibili ed a secco ha poi portato ad un progressivo abbandono del rinforzo con soletta collaborante, in favore di prodotti o tecniche innovativi. Tra questi, bandelle metalliche, strisce in materiale polimerico, pannelli a strati incrociati incollati di tavole di legno e doppio assito ligneo [Figura 2.12]. A differenza di quanto detto per la tecnica del calcestruzzo, i rinforzi realizzati

mediante materiali innovativi, in particolare con pannelli multistrato e doppio assito, rappresentano un ambito di ricerca ancora aperto.

Prima di analizzare singolarmente le possibilità che offre oggi il panorama del consolidamento sismico di solai, analizziamo in maniera generale i suoi numerosi vantaggi di natura statica:

- incremento di resistenza e di rigidità nei riguardi della struttura originale;
- efficace ripartizione trasversale dei carichi verticali applicati;
- efficace collegamento orizzontale tra i diversi elementi portanti verticali componenti l'edificio;
- efficace mezzo di trasmissione delle sollecitazioni orizzontali ai sistemi di controventamento.

La possibilità di applicare la tecnica di rinforzo dipende dallo stato di conservazione delle travi esistenti e dalle molteplici condizioni al contorno che, nel caso di edifici esistenti, risultano essere molto vincolanti.

Di seguito sono riportate le differenti tipologie di solaio ligneo rinforzato, suddivise secondo il materiale utilizzato per la realizzazione del rinforzo.

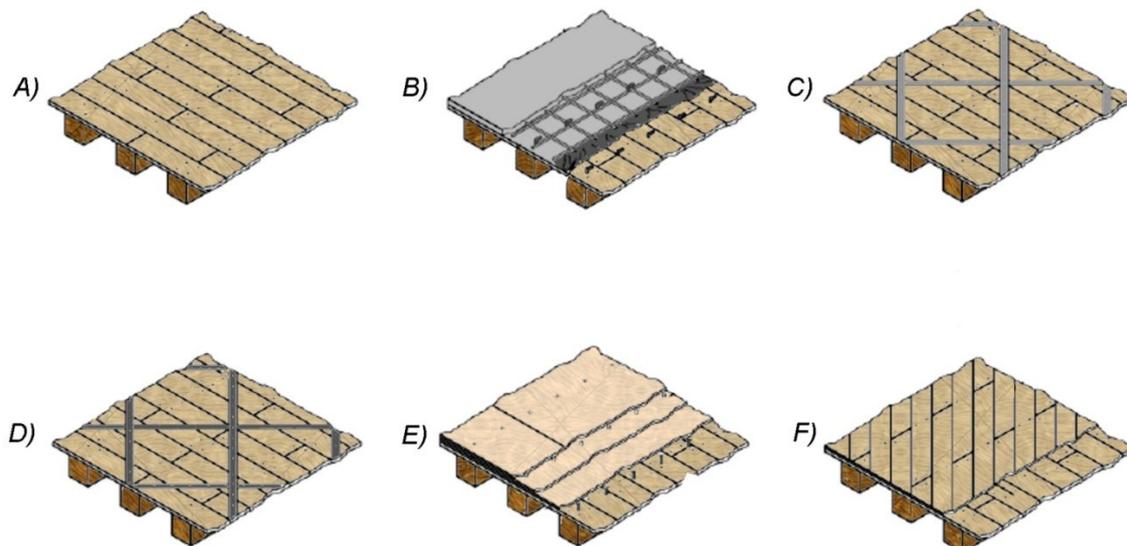


Figura 2.12 - Stratigrafia di solai diversamente rinforzati: A) solaio monordito; B) solaio con soletta in cls; C) solaio con bandelle metalliche; D) solaio con strisce di FRP; E) solaio con pannelli lignei; F) solaio con doppio assito. (Baldessari, 2010).

2.3.1. Solaio ligneo monordito non rinforzato

Si tratta del classico solaio presente in edifici storici e rappresenta il punto di partenza per le operazioni di miglioramento sismico.

Come visibile in figura [Figura 2.13], la sezione tipo è caratterizzata dalla presenza di travetti lignei (sezione variabile) di interasse compreso tra i 50 e i 70 cm, ai quali sono chiodate tavole di assito di spessore compreso tra 2,5 e 3,0 cm e di larghezza di circa 20cm.

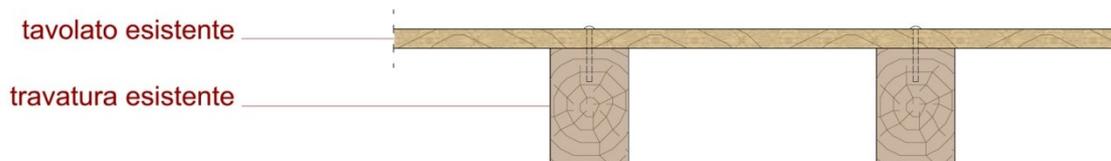


Figura 2.13 - Stratigrafia solaio monordito.

Questa tipologia è spesso caratterizzata da notevoli deformazioni nel piano, principalmente dovute all'inefficienza delle connessioni tra impalcato, travi di bordo e muratura verticale. Per tale motivo, il solaio ligneo viene spesso rinforzato mediante la creazione di cordoli perimetrali, al fine di raggiungere un buon livello di rigidezza.

In alcuni casi però la creazione di cordoli non risulta sufficiente per assicurare un buon comportamento dell'impalcato al sisma: ne deriva una necessità di intervenire rinforzando l'assito stesso mediante una delle tecniche successivamente descritte.

2.3.2. Solaio ligneo rinforzato mediante soletta collaborante di calcestruzzo

Si tratta di una tra le prime tecniche di rinforzo su solaio ligneo adottate in ordine di tempo. Consiste nel realizzare una soletta collaborante in calcestruzzo armato di spessore di circa 5 cm al di sopra del tavolato ligneo esistente [Figura 2.14].

I collegamenti tra cappa e travetti avvengono mediante l'utilizzo di connettori, mentre per ancorare la soletta di nuova realizzazione alle murature esistenti si può optare per l'utilizzo di profili metallici con spinotti infissi nel muro o di cordoli perimetrali.

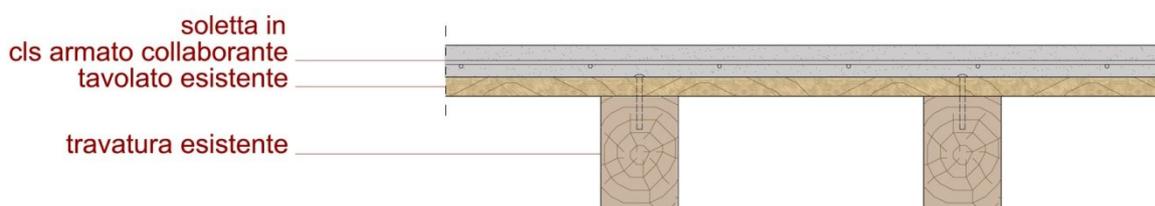


Figura 2.14 - Stratigrafia solaio rinforzato con soletta in cls collaborante.

Tale tecnica presenta alcuni rilevanti vantaggi:

- aumento notevole di rigidezza dell'impalcato con conseguente miglioramento del comportamento globale della struttura;
- diminuzione rilevante delle deformazioni nel piano;
- miglioramento nella ripartizione delle sollecitazioni orizzontali agli elementi verticali sismo-resistenti.

Il rinforzo mediante soletta in calcestruzzo collaborante comporta però anche degli svantaggi non trascurabili:

- aumento rilevante dei carichi che gravano sulla struttura dovuto all'accrescimento di peso del solaio;
- mancanza di reversibilità dell'intervento;
- aumento di spessore del pacchetto pavimento;
- invasività dell'intervento e rischio di danneggiamento degli elementi lignei originali.

2.3.3. Solaio ligneo rinforzato mediante bandelle metalliche

Si tratta di una tecnica di rinforzo piuttosto consolidata e consiste nel disporre, al di sopra del tavolato ligneo esistente, dei piatti metallici di spessore sottile e larghezza pari a circa 10 cm [Figura 2.15].

Un primo blocco di bandelle viene disposto con un'inclinazione compresa tra i 45° e i 60° rispetto all'assito sottostante, successivamente viene installato un secondo blocco di profili disposti diagonalmente ai primi: si forma così una maglia romboidale di piatti metallici, solidarizzati ai travetti mediante dei perni d'acciaio e alle murature perimetrali mediante profili angolari ad L.

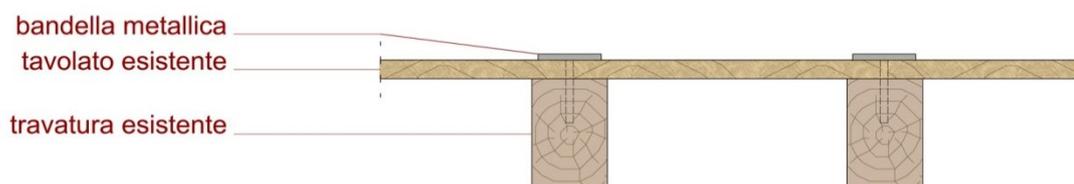


Figura 2.15 - Stratigrafia solaio rinforzato mediante bandelle metalliche.

Il sistema così realizzato funziona come una trave reticolare in cui gli angolari perpendicolari o paralleli all'azione orizzontale fungono da corrente o da lesena, mentre le diagonali rappresentano le aste dell'anima.

Questa tecnica di rinforzo presenta vantaggi non trascurabili:

- limitato aumento di peso e quindi di carichi agenti sulla struttura esistente;
- reversibilità dell'intervento;
- limitato impatto estetico dell'intervento;
- aumento di duttilità della struttura;
- buon aumento di rigidezza;
- dissipazione dell'azione interna generata dal sisma.

Da considerare anche i punti deboli di una scelta di consolidamento di questo tipo:

- aumento di rigidezza comunque inferiore a quello apportato dal rinforzo con soletta collaborante in calcestruzzo;
- instabilità del materiale acciaio che costituisce i piatti metallici.

2.3.4. Solaio ligneo rinforzato mediante strisce di materiale polimerico (FRP)

L'utilizzo di materiali compositi ha trovato largo impiego nel campo del recupero e del rinforzo di strutture esistenti, con particolare riferimento agli edifici storici in muratura.

Tale realtà è dovuta alla caratteristica di questi materiali di conservare le proprietà fisiche e chimiche nel tempo e alla loro ottima capacità di adesione alle strutture lignee, semplicemente mediante utilizzo di resine epossidiche.

L'intervento consiste nel disporre una maglia romboidale di strisce al di sopra del tavolato ligneo esistente. Tali profili, costituiti da materiale polimerico fibro-rinforzato (FRP) a base vetrosa o di carbonio, vengono solidarizzati all'assito tramite colle o resine [Figura 2.16].

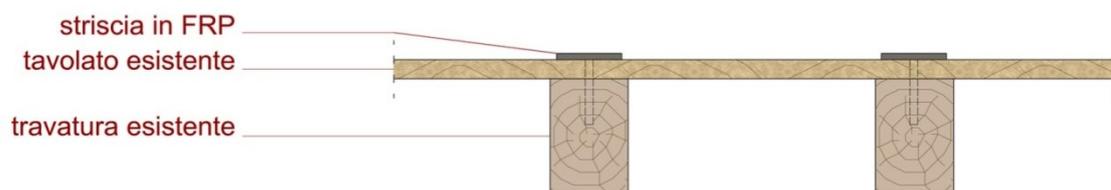


Figura 2.16 - Stratigrafia solaio rinforzato mediante strisce di FRP.

Tra i vantaggi dell'utilizzo di questa tecnica si citano:

- limitato aumento di peso e quindi di carichi agenti sulla struttura esistente;
- limitato impatto estetico dell'intervento;
- buon aumento di rigidezza.

Da considerare anche i punti deboli di una scelta di consolidamento di questo tipo:

- aumento di rigidità comunque inferiore a quello apportato dal rinforzo con soletta collaborante in calcestruzzo;
- instabilità del materiale che costituisce i profili che può staccarsi dal supporto. Tale problema può essere risolto posizionando un secondo assito sopra allo strato di FRP;
- limitata dissipazione dell'azione interna generata dal sisma;
- difficoltà di realizzazione dell'intervento: necessità di manodopera specializzata;
- invasività dell'intervento e rischio di danneggiamento degli elementi lignei originali;
- elevato costo del materiale.

2.3.5. Solaio ligneo rinforzato mediante pannelli lignei

Si tratta di una tecnica di rinforzo che prevede la realizzazione di una soletta costituita da pannelli lignei a strati incollati disposti al di sopra del tavolato esistente e solidarizzati ad esso mediante connettori.

I pannelli multistrato sono realizzati da fogli lignei incollati sul loro piano orizzontale ed hanno delle dimensioni standard (240x210 cm). I pannelli sono collegati tra loro mediante fasce metalliche chiodate e alla muratura tramite profili metallici a L [Figura 2.17].

Questa tipologia di rinforzo permette di poter raggiungere una rigidità elevata, comparabile con quella della soletta di calcestruzzo collaborante (impalcato infinitamente rigido).

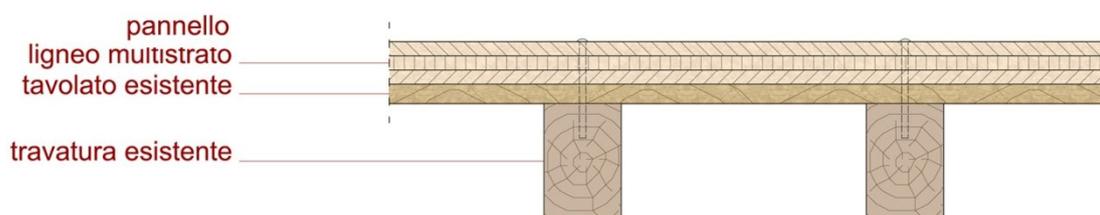


Figura 2.17 - Stratigrafia solaio rinforzato mediante pannelli lignei multistrato.

Tra i vantaggi dell'utilizzo di questa tecnica si citano:

- limitato aumento di peso e quindi di carichi agenti sulla struttura esistente;
- importante aumento di rigidità.

Tra gli svantaggi è necessario citare:

- aumento di spessore del pacchetto pavimento;

- difficoltà di posa dovuta al fatto che i pannelli presentano dimensioni standard, non sempre compatibili con le geometrie dell'impalcato.

2.3.6. Solaio ligneo rinforzato mediante doppio tavolato

Tale tecnica di consolidamento prevede la creazione di un doppio assito, realizzato disponendo un tavolato ligneo al di sopra dell'esistente. Il nuovo strato di tavole può essere disposto ortogonalmente o con un'inclinazione di 45° rispetto all'assito sottostante e risulta collegato al sottostante mediante chiodi o viti autofilettanti per legno [Figura 2.18].

Decidere di optare per un doppio tavolato incrociato o inclinato è conseguenza di alcune valutazioni circa la rigidità desiderata, la facilità costruttiva e la tutela dell'assito originale.

In entrambi i casi, lo schema anima-correnti viene riprodotto affidando la funzione dell'anima agli strati di tavole sovrapposte e quella di corrente a profili perimetrali metallici.

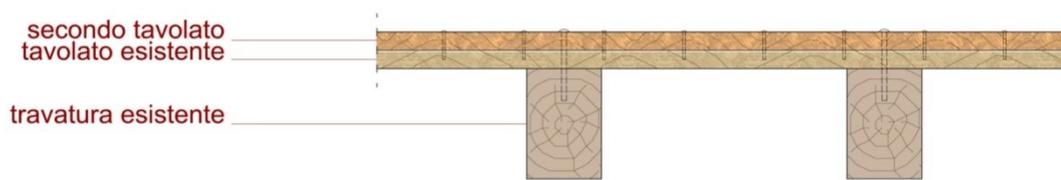


Figura 2.18 - Stratigrafia solaio rinforzato mediante doppio tavolato.

I vantaggi legati all'utilizzo del doppio assito sono molteplici:

- limitato aumento di peso e quindi di carichi agenti sulla struttura esistente;
- reversibilità dell'intervento;
- limitato impatto estetico dell'intervento;
- facilità di posa del rinforzo;
- buon aumento di rigidità.

Da considerare anche i punti deboli di una scelta di consolidamento di questo tipo:

- aumento di rigidità comunque inferiore a quello apportato dal rinforzo con soletta collaborante in calcestruzzo;
- mancanza di un metodo di dimensionamento normato.

RINFORZO	VANTAGGI	SVANTAGGI
Soletta in cls collaborante	<ul style="list-style-type: none"> • Notevole aumento di rigidezza dell'impalcato • Facilità di realizzazione 	<ul style="list-style-type: none"> • Notevole aumento di carico • Aumento di spessore del pacchetto pavimento • Mancanza di reversibilità • Invasività
Bandelle metalliche	<ul style="list-style-type: none"> • Buon aumento di rigidezza • Limitato aumento di carico • Reversibilità • Invasività limitata • Aumento di duttilità • Possibilità di dissipazione dell'energia prodotta dal sisma 	<ul style="list-style-type: none"> • Aumento di rigidezza limitato rispetto alla soluzione con calcestruzzo • Problematiche relative all'instabilità dell'acciaio
Strisce di FRP	<ul style="list-style-type: none"> • Buon aumento di rigidezza • Limitato aumento di carico • Limitato impatto estetico 	<ul style="list-style-type: none"> • Aumento di rigidezza limitato rispetto alla soluzione con calcestruzzo • Invasività • Difficoltà di posa • Instabilità del materiale • Limitata dissipazione dell'energia prodotta dal sisma • Elevato costo del materiale
Pannelli lignei multistrato	<ul style="list-style-type: none"> • Notevole aumento di rigidezza dell'impalcato • Limitato aumento di carico • Discreta reversibilità 	<ul style="list-style-type: none"> • Limitazioni di posa dovute alle dimensioni standardizzate dei pannelli • Aumento di spessore del pacchetto pavimento
Doppio tavolato	<ul style="list-style-type: none"> • Buon aumento di rigidezza • Limitato aumento di carico • Reversibilità • Invasività limitata • Facilità di realizzazione 	<ul style="list-style-type: none"> • Aumento di rigidezza limitato rispetto alla soluzione con calcestruzzo • Mancanza di un metodo progettuale

Tabella 2.1 –Confronto tra le diverse tipologie di rinforzo sismico per un solaio ligneo.

2.4. Analisi sperimentale del comportamento di solai lignei diversamente rinforzati (condotta dall'Università degli Studi di Trento)

Le metodologie di intervento descritte nei precedenti paragrafi sono state oggetto di studi che ne hanno evidenziato il comportamento in termini di forza applicata e relativi spostamenti registrati. L'Università degli Studi di Trento, attraverso tesi di laurea e di dottorato⁴, ha condotto svariate ricerche in quest'ambito, pervenendo a risultati interessanti. Di seguito viene riportata una sintesi della procedura seguita nella conduzione delle citate analisi e un sunto del materiale prodotto.

2.4.1. Confronto tra le diverse tecniche di rinforzo sismico di solai lignei in edifici storici in muratura

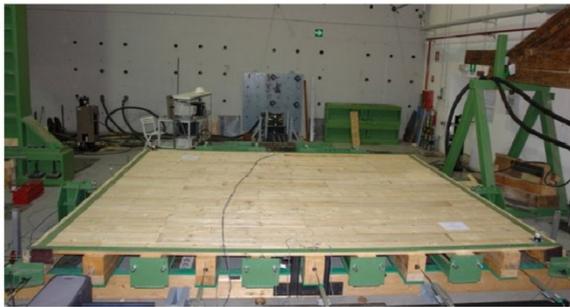
La ricerca è stata condotta a partire dal solaio monordito con semplice tavolato al quale sono state successivamente applicate le diverse tecniche di rinforzo: getto di una soletta di calcestruzzo, bandelle metalliche, fasce di FRP a posa diagonale, pannelli lignei multistrato e doppio assito.

Per ciascuna di queste tipologie di consolidamento sono state poi effettuate prove sperimentali a flessione, in controllo di spostamento, di tipo monotono e ciclico, su campioni di dimensione 2x1 m e 5x4 m, in presenza e in assenza di cordolo-tirante perimetrale [Figura 2.19]. Queste prove hanno reso possibile determinare informazioni importanti sulla rigidità offerta dai diversi rinforzi, poi convalidate dalla creazione di un modello numerico.

⁴ Pederzoli S., "Prove sperimentali nel piano di solai lignei diversamente rinforzati", Rel: Piazza M., DIMS, Università degli Studi di Trento, a.a 2007/2008.

Rodegher C., "Analisi del comportamento di piano di orizzontamenti lignei soggetti ad azione sismica", Rel: Piazza M., Tosoni R., Correl: Giongo I., DIMS, Università degli Studi di Trento, a.a 2010/2011.

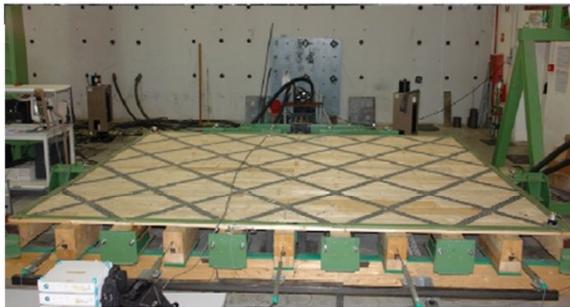
Baldessari C., "In plane behaviour of differently refurbished timber floors", Tutor: Piazza M., Doctoral school in structural engineering modelling, preservation and control of materials and structures, Università degli Studi di Trento, 2010.



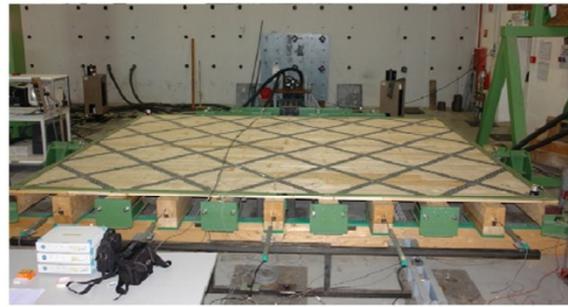
A) Solaio monordito



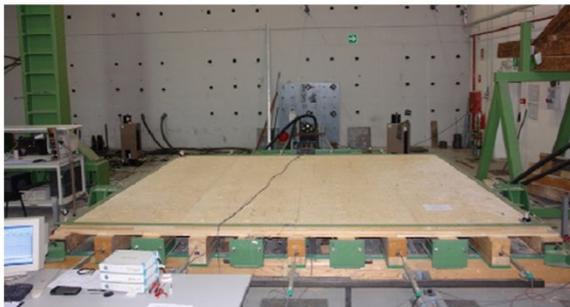
B) Solaio rinforzato mediante soletta collaborante in cls



C) Solaio rinforzato mediante bandelle metalliche



D) Solaio rinforzato mediante strisce di FRP



E) Solaio rinforzato mediante pannelli lignei multistrato



F) Solaio rinforzato mediante doppio tavolato

Figura 2.19 - Prove sperimentali condotte presso l'Università degli Studi di Trento (Baldessari, 2010).

È successivamente stato elaborato un modello numerico di semplice implementazione in grado di simulare il comportamento non lineare del solaio e del cordolo-tirante [Figura 2.20].

Infine il modello del solaio è stato utilizzato nell'analisi di un edificio tipo [Figura 2.20].

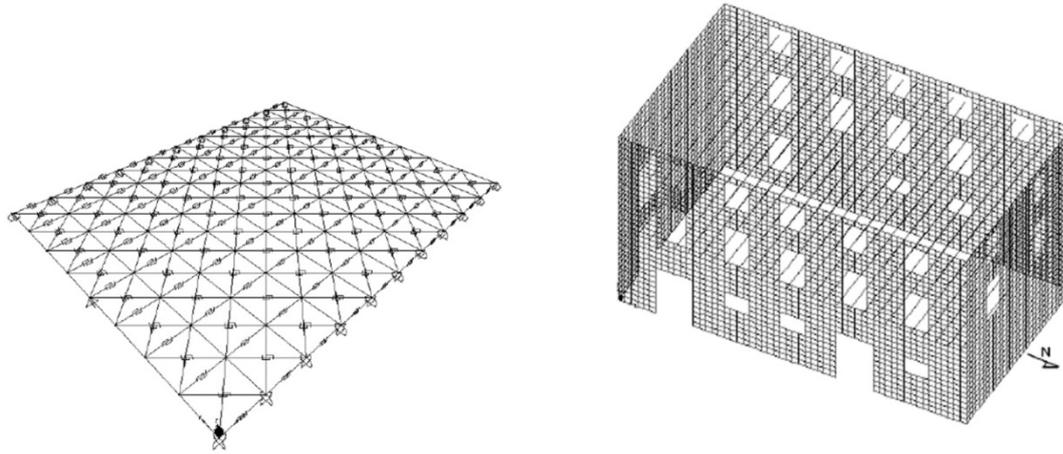


Figura 2.20 - Modelli numerici del piano e dell'edificio tipo (Baldessari, 2010).

Le analisi sperimentali e la modellazione numerica hanno confermato la necessità di garantire efficaci connessioni solaio-muratura e hanno mostrato il notevole contributo offerto dal cordolo-tirante perimetrale in termini di rigidezza nel piano del solaio. La comparazione tra le diverse tecniche di rinforzo ha mostrato inoltre l'inadeguatezza del semplice tavolato a resistere alle azioni sismiche.

Di seguito sono riportati i risultati più significativi che consentono di avere un confronto tra le diverse tecniche di rinforzo.

2.4.2. Confronto tra le rigidità dei solai diversamente rinforzati

Osservando la curva carico-spostamento [Figura 2.21] ricavata dalle prove sperimentali e dal modello numerico, è possibile osservare le grandi deformazioni nel piano del solaio monordito non rinforzato; esso risulta incapace di trasferire efficientemente l'azione sismica alle pareti resistenti e necessita quindi di un rinforzo.

Disporre un secondo strato di assito inclinato rispetto all'originale permette di ottenere una rigidità otto volte maggiore, attraverso delle bandelle metalliche la rigidità aumenta di quindici volte, con strisce di FRP di quasi trenta volte, attraverso una soletta collaborante in calcestruzzo di quasi quaranta e mediante pannelli lignei multistrato si ottiene una rigidità pari a settanta volte l'originale.

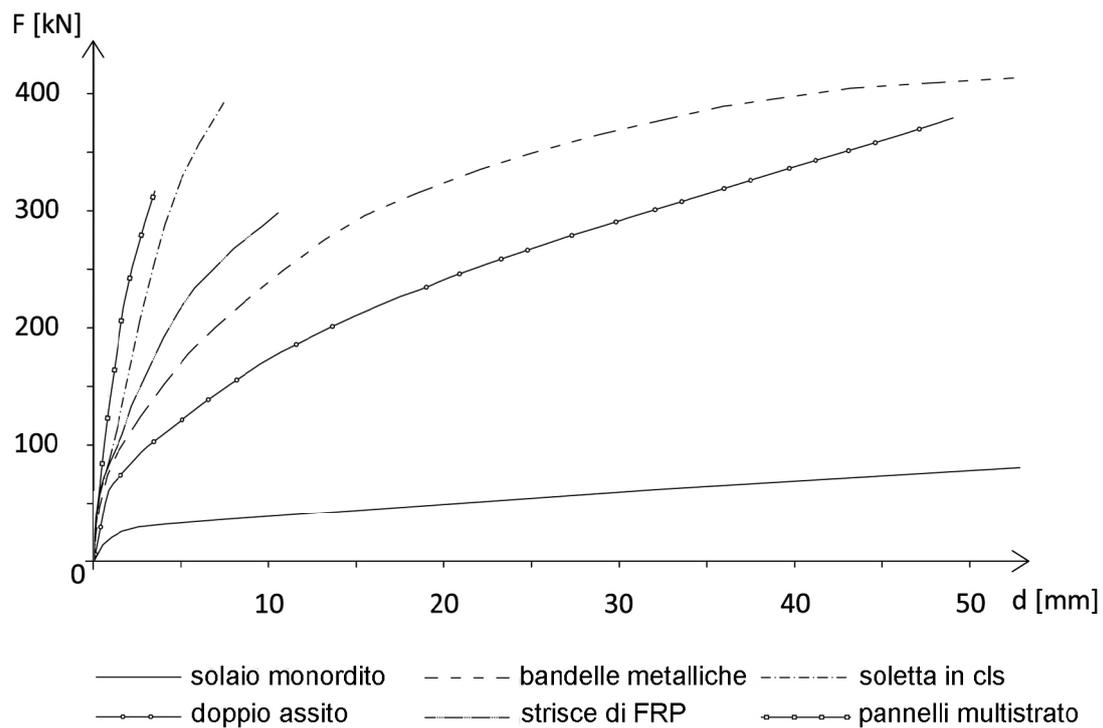


Figura 2.21 - Curva carico\spostamento (Baldessari, 2010).

Aggiungendo poi dei correnti perimetrali la situazione migliora maggiormente, arrivando ad ottenere risultati tali da poter considerare, nel caso di soletta in calcestruzzo e di pannelli multistrato, una situazione assimilabile a quella di un solaio infinitamente rigido [Figura 2.22].

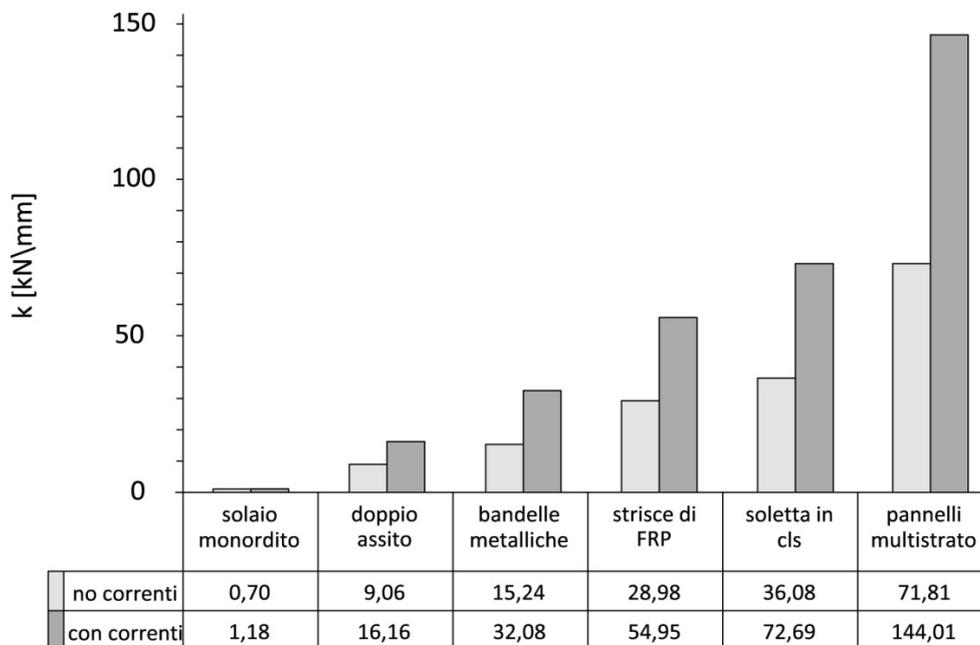


Figura 2.22 -Valori di rigidezza offerti dal campione 4x5m con e senza correnti perimetrali (Baldessari, 2010).

2.4.3. Confronto tra le risposte globali di edifici con solai diversamente rinforzati

La definizione di un modello numerico ha permesso, come già accennato, di giungere a delle considerazioni di carattere globale circa l'influenza di un diaframma di piano sulla risposta dell'edificio al sisma.

Dopo aver modellato un edificio tipo (pianta 14x8 m e 8m di altezza) ed aver definito i materiali utilizzati e i carichi agenti, esso è stato sottoposto ad un'azione sismica secondo un $a_g=0,35g$. Sono state quindi studiate le deformazioni registrate in mezzeria alle pareti perimetrali e gli spostamenti risultati a livello degli impalcati.

La presenza di un solaio rinforzato influisce positivamente sulla riduzione dello spostamento in mezzeria di pareti ortogonali alla direzione del sisma; decisamente limitato è invece l'effetto negativo di amplificazione degli spostamenti per pareti parallele alla direzione dell'azione sismica. Nel caso di pareti ortogonali alla sollecitazione, la deformazione in mezzeria si riduce del 60% per un solaio rinforzato con doppio assito, del 70% per un solaio con bandelle metalliche, dell'80% per un solaio consolidato con strisce di FRP, dell'85% nel caso di soletta in calcestruzzo e del 90% se si impiegano pannelli lignei multistrato [Figura 2.24].

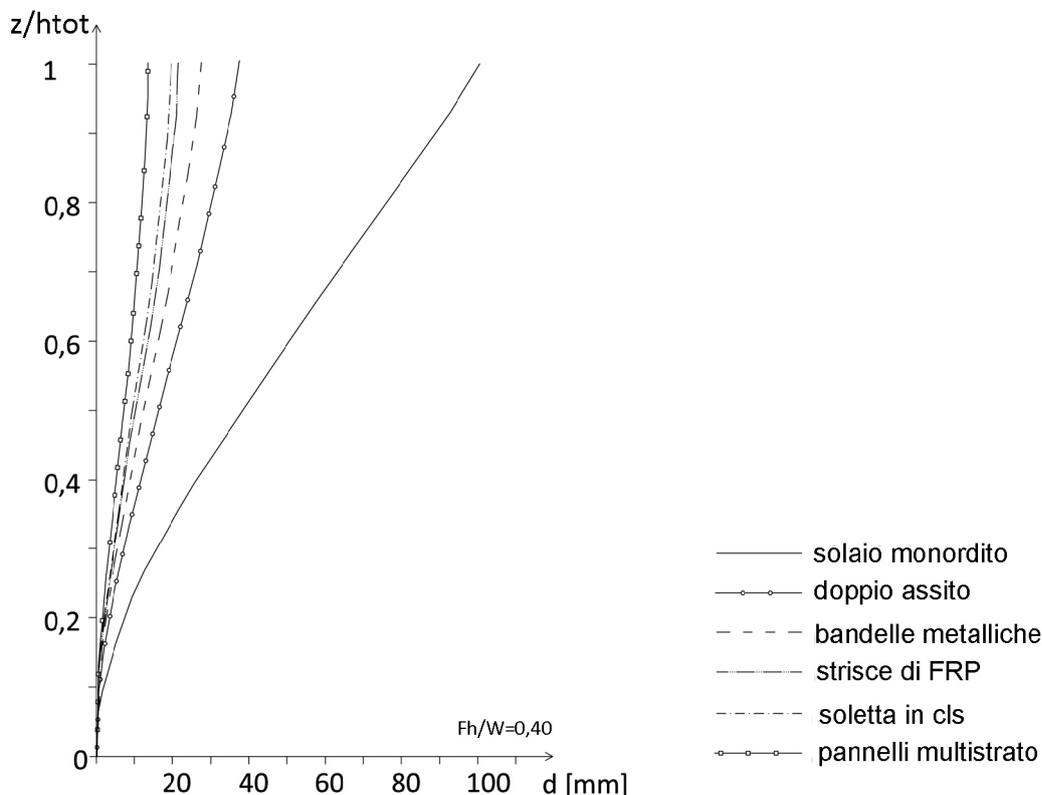


Figura 2.24 - Confronto tra le configurazioni deformate di una parete ortogonale alla direzione del sisma, in presenza di differenti modalità di rinforzo di piano (Baldessari, 2010).

Nel caso di pareti parallele alla sollecitazione, l'amplificazione massima dello spostamento in mezzeria è data dalla presenza della soletta collaborante in calcestruzzo. L'aumento di massa fa infatti crescere il carico sismico e questo porta ad un'amplificazione pari al 30%. Situazione più rosea è invece quella che si evince dall'analisi di rinforzi più leggeri: aumento dell'8% in caso di utilizzo di doppio assito e bandelle metalliche, 10% per rinforzo con materiale composito e 12% per l'utilizzo di pannelli lignei multistrato [Figura 2.25].

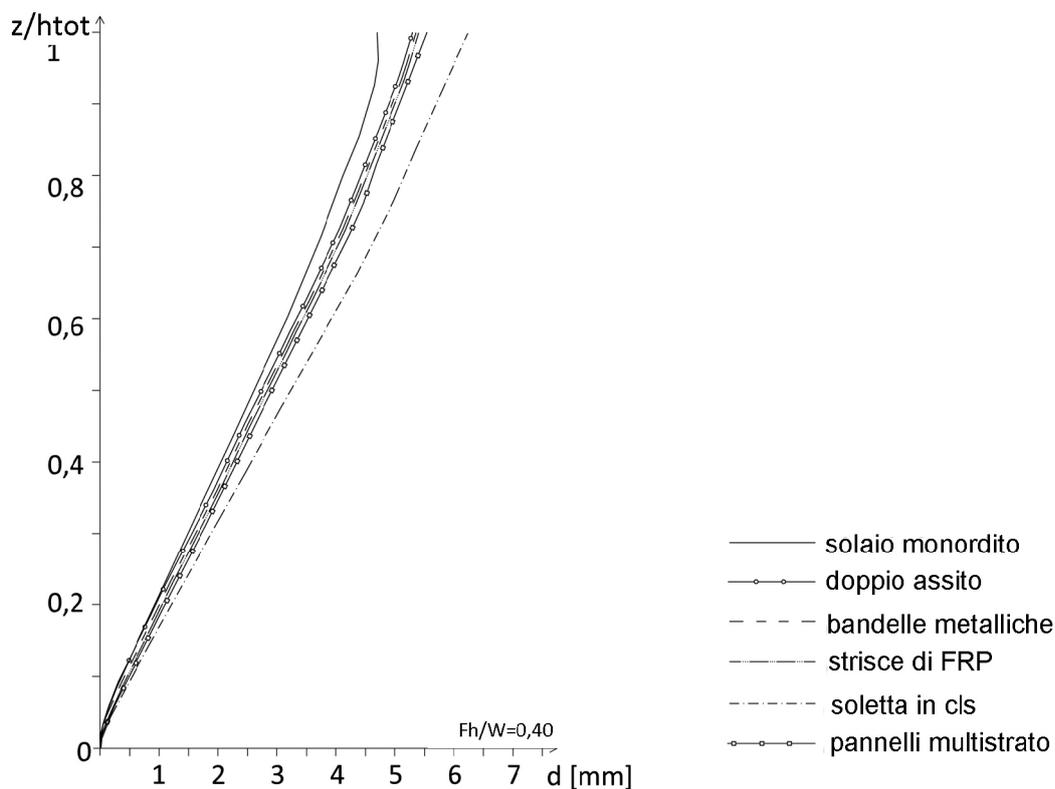


Figura 2.25 - Confronto tra le configurazioni deformate di una parete parallela alla direzione del sisma, in presenza di differenti modalità di rinforzo di piano (Baldessari, 2010).

La risposta degli orizzontamenti in fatto di spostamenti è fortemente influenzata dalla presenza di solai rinforzati. In sommità dell'edificio schematizzato con il modello numerico, un solaio con doppio assito ha spostamenti pari a circa il 35% di quelli di un solaio monordito, essi si abbassano al 20% nel caso di bandelle metalliche, al 18% per rinforzo in FRP, al 15% grazie alla soletta collaborante in calcestruzzo e, infine, al solo 10% nel caso di rinforzo mediante pannelli lignei multistrato [Figura 2.26].

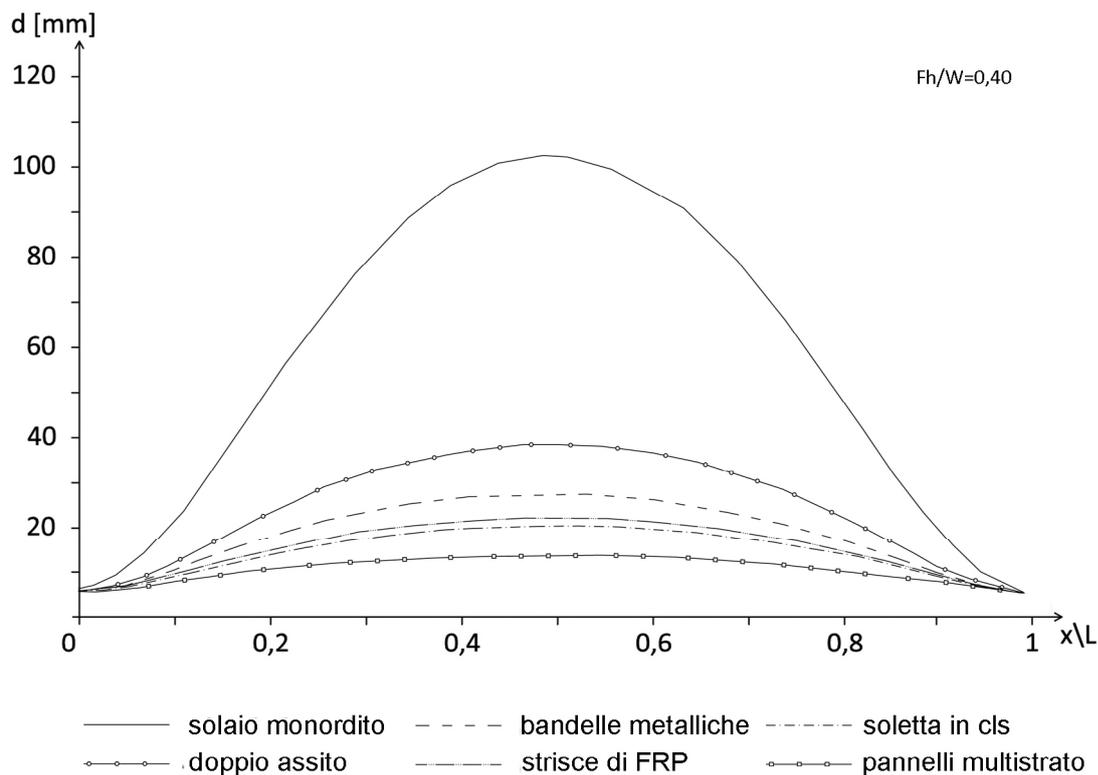


Figura 2.26 - Confronto tra gli spostamenti a livello dell'ultimo piano di un edificio diversamente rinforzato (Baldessari, 2010)

2.5. Analisi sperimentale del comportamento di solai lignei diversamente rinforzati (condotta dall'Università degli Studi di Padova)

Anche l'Università degli Studi di Padova, attraverso tesi di laurea e ricerche di dipartimento⁵, si è interessata alla tematica del rinforzo sismico di impalcati lignei. Molto rilevanti a tal proposito risultano essere le analisi sperimentali condotte dal Dipartimento del Beni Culturali (DBC) e da quello di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale (DICEA), atte a caratterizzare il comportamento di solai rinforzati mediante elementi lignei. Di seguito viene riportata una sintesi della procedura seguita nella conduzione delle citate analisi e un sunto del materiale prodotto.

⁵ Valluzzi M.R., Garbin E., Dalla Benedetta M., Modena C., "Experimental characterization of timber floors strengthened by in-plane improvement techniques", Università degli Studi di Padova, 2013.

Bresolin M., "Effetto di diverse tecniche di rinforzo di solai lignei sul comportamento sismico di edifici in muratura", Rel: Scotta R., Correl: Pozza L., Università degli Studi di Padova, a.a 2012/2013.

2.5.1. Descrizione delle diverse tecniche di rinforzo sismico analizzate

La ricerca condotta dall'Università di Padova, a differenza di quella analizzata nel precedente [Par. 2.4], si focalizza sull'utilizzo di tecniche di rinforzo lignee e si inserisce quindi in un contesto più conservato e rispettoso del costruito.

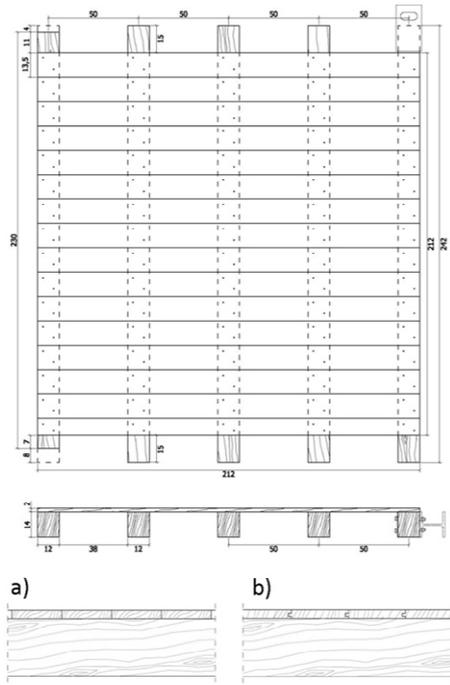
In particolare sono state testate, sotto carichi monotoni di taglio e in controllo di spostamento, quattordici differenti soluzioni di rinforzo: si tratta di provini di 2,2x2,2 m, inseriti in un apposito banco di prova in grado applicare in sommità un carico concentrato orizzontale.

I campioni testati simulano quattordici differenti tipologie di solaio ligneo rinforzato o meno:

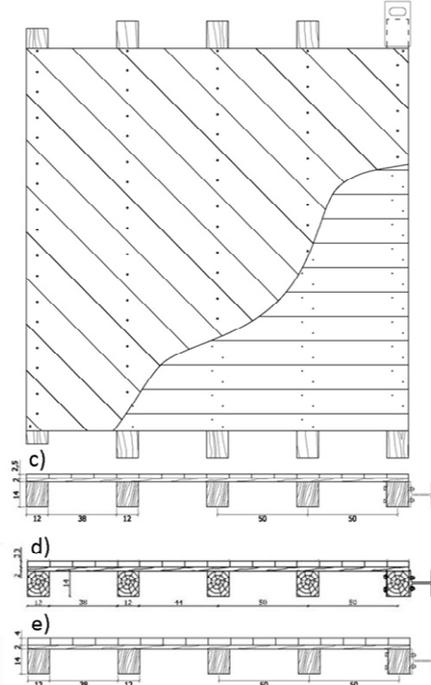
- a) solaio ligneo non rinforzato classico: realizzato da travetti 120x140 mm al di sopra dei quali viene chiodato uno strato di assito, costituito da tavole di legno semplici;
- b) variante del solaio ligneo non rinforzato: realizzato da travetti 120x140 mm al di sopra dei quali viene chiodato uno strato di assito, costituito da tavole di legno maschiate;
- c) solaio ligneo rinforzato con doppio assito diagonale (25 mm): realizzato a partire dalla soluzione a), presenta uno strato di assito da 25 mm disposto a 45° rispetto all'originale e collegato ad esso mediante viti;
- d) solaio ligneo rinforzato con doppio assito diagonale (33 mm): realizzato a partire dalla soluzione a), presenta uno strato di assito da 33 mm disposto a 45° rispetto all'originale e collegato ad esso mediante viti;
- e) -solaio ligneo rinforzato con doppio assito diagonale (40 mm): realizzato a partire dalla soluzione a), presenta uno strato di assito da 40 mm disposto a 45° rispetto all'originale e collegato ad esso mediante viti;
- f) -solaio ligneo rinforzato con due strati di assito diagonale: realizzato a partire dalla soluzione c), presenta uno strato aggiuntivo di assito da 25 mm disposto a 45° rispetto all'originale e a 90° rispetto al primo assito di rinforzo. Il collegamento dei tre strati avviene mediante viti;
- g) solaio ligneo rinforzato con una maglia di travetti lignei: realizzato a partire dalla soluzione a), presenta una maglia incrociata di travetti 240x50 mm disposta a 45° rispetto all'assito originale e collegata ad esso mediante viti e connettori lignei;

- h) solaio ligneo rinforzato con un singolo montante diagonale: realizzato a partire dalla soluzione a), presenta un unico montante diagonale ligneo di sezione 150x25 mm, connesso all'assito sottostante mediante viti;
- i) solaio ligneo rinforzato con un doppio montante diagonale: realizzato a partire dalla soluzione a), presenta due montanti diagonali lignei ortogonali tra loro, di sezione 150x50 mm e connessi all'assito sottostante mediante viti;
- l) -solaio ligneo rinforzato con singolo montante metallico: realizzato a partire dalla soluzione a), presenta un unico montante diagonale in acciaio di 40x2 mm, connesso alla travatura inferiore tramite viti;
- m) solaio ligneo rinforzato con materiale polimerico a fibre di carbonio (CFRP): realizzato a partire dalla soluzione a), presenta due strisce diagonali in materiale composito ortogonali tra loro, di larghezza pari a 200 mm e connesse all'assito sottostante mediante colle;
- n) solaio ligneo rinforzato con materiale polimerico a fibre di acciaio (SRP): realizzato a partire dalla soluzione a), presenta due strisce diagonali in materiale metallico ortogonali tra loro, di larghezza pari a 170 mm e connesse all'assito sottostante mediante colle;
- o) solaio ligneo rinforzato con una maglia di strisce in fibra naturale: realizzato a partire dalla soluzione a), presenta una maglia incrociata di profili in fibre naturali larghi 100 mm, disposta a 45° rispetto all'assito originale e collegata ad esso mediante resina epossidica;
- p) -variante del solaio ligneo rinforzato con una maglia di strisce in fibra naturale: realizzato a partire dalla soluzione o), è caratterizzata dall'utilizzo di colla vinilica per connettere la rete all'assito sottostante.

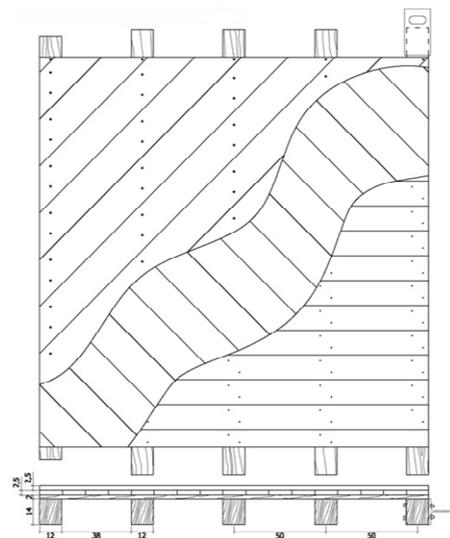
a), b):



c), d), e):



f):



g):

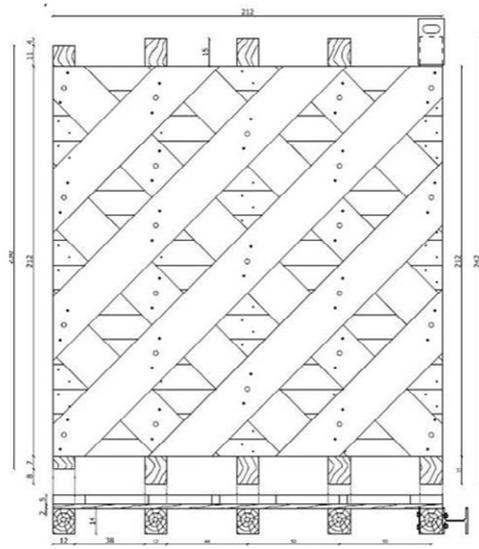


Figura 2.27 - Soluzioni studiate: a), b), c), d), e), f), g)

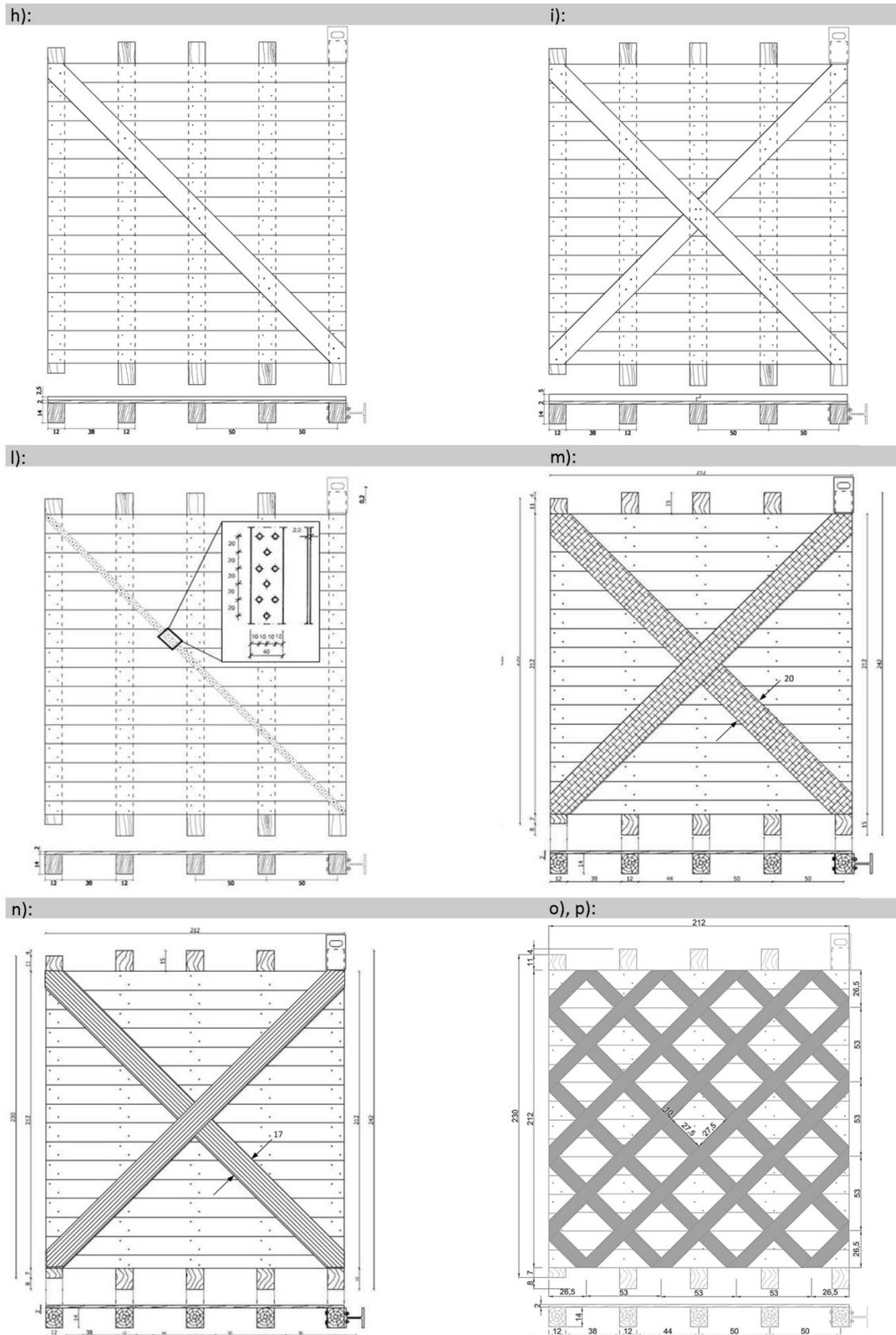


Figura 2.28 - Soluzioni studiate: h), i), l), m), n), o), p).

2.5.2. Confronto tra le rigidezze e le resistenze dei solai diversamente rinforzati

La fase sperimentale è stata condotta utilizzando un unico banco di prova in grado di simulare l'ammorsamento del solaio nella muratura. Il carico è stato fornito da un martinetto idraulico e misurato da quattro celle di carico.

Di seguito viene riportata la curva carico-spostamento di solai diversamente rinforzati e relativa ad un carico monotono agente nel piano.

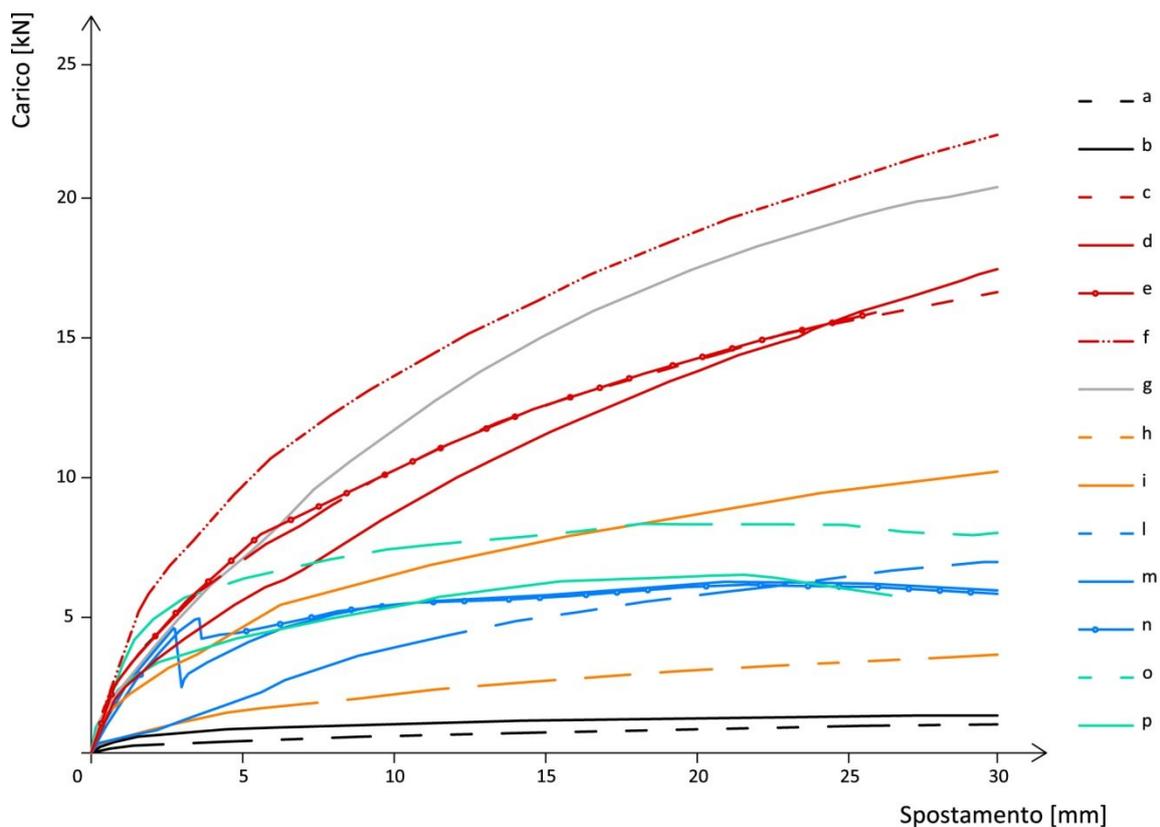


Figura 2.29 - Confronto tra le diverse curve carico-spostamento.

Il solaio classico non rinforzato (a) mostra una sostanziale mancanza di rigidezza, dovuta principalmente alla conformazione e alla rotazione relativa tra tavolato e travatura. Il contributo delle tavole maschiate (b), migliora, seppur leggermente, il comportamento del solaio. La disposizione di un tavolato incrociato a formare un doppio assito con l'esistente (c, d, e) apporta invece un significativo aumento di rigidezza e resistenza massima: tra le tre soluzioni proposte, quella con tavole di assito di spessore pari a 25 mm (c) risulta essere la migliore, in quanto combina resistenza e deformabilità.

Il massimo livello di rigidità raggiungibile è rappresentato dalla disposizione di due tavolati d'assito (f), diagonali rispetto alla travatura originale e ortogonali tra loro. Tale soluzione permette di considerare il solaio con un comportamento monolitico, fino al raggiungimento dello snervamento dei connettori. Aumento di rigidità poco inferiore a quello appena descritto è fornito dal rinforzo mediante una maglia di travetti (g).

Per quanto riguarda invece l'utilizzo di diagonali lignee (h, i), il loro apporto al miglioramento del comportamento del solaio classico è decisamente modesto. Lo stesso discorso vale poi le soluzioni di rinforzo che presentano l'utilizzo di elementi metallici e di materiali composti (l, m, n, o, p).

Le prove sperimentali hanno mostrato che il doppio assito e la maglia di travetti risultano essere le tecniche migliori a livello di resistenza massima; per quanto riguarda il valore di rigidità iniziale e finale, le soluzioni più adatte risultano essere quelle che prevedono l'utilizzo di materiali composti. Se si considerano infine i due parametri contemporaneamente (resistenza e rigidità), il doppio assito è, senza alcun dubbio, la miglior soluzione applicabile tra quelle studiate.

2.6. Confronto tra prove sperimentali condotte sullo studio del doppio assito nel rinforzo sismico di solai lignei

Come anticipato nell'introduzione [Cap. 1], il presente lavoro mira ad uno studio sperimentale della tecnica doppio assito. Analisi di questo genere sono già state condotte da altri studi universitari italiani. Tali ricerche, come anticipato nei paragrafi precedenti [Par. 2.4 e Par. 2.5], sono sintetizzabili in due articolati lavori che hanno interessato tesi di laurea e di dottorato: quello condotto dall'Università degli Studi di Trento⁶ e quello svolto dall'Università degli Studi di Padova⁷.

⁶ Pederzoli S., "Prove sperimentali nel piano di solai lignei diversamente rinforzati", Rel: Piazza M., DIMS, Università degli Studi di Trento, a.a 2007/2008.

Rodegher C., "Analisi del comportamento di piano di orizzontamenti lignei soggetti ad azione sismica", Rel: Piazza M., Tosoni R., Correl: Giongo I., DIMS, Università degli Studi di Trento, a.a 2010/2011.

Baldessari C., "In plane behaviour of differently refurbished timber floors", Tutor: Piazza M., Doctoral school in structural engineering modelling, preservation and control of materials and structures, Università degli Studi di Trento, 2010.

In entrambi i casi appena citati, si tratta di studi più ampi che trattano il caso del doppio assito come una delle possibili soluzioni al problema del rinforzo sismico; in questa sede vengono riportati i ragionamenti sviluppati e le decisioni prese al fine della conduzione delle sole indagini riguardanti il doppio tavolato.

2.6.1. Descrizione dei campioni modellati

Il lavoro di ricerca condotto dall'Università degli Studi di Trento [Par. 2.4] ha studiato, tra le altre, la soluzione di rinforzo sismico di solai lignei mediante doppio assito diagonale. Il campione, testato attraverso una prova di flessione, presenta le seguenti caratteristiche geometriche: si tratta di un solaio 4,20x5,20 m costituito da travetti di interasse pari a 50cm e sezione 180x180 mm. Al di sopra della travatura sono disposte le tavole simulanti l'assito originale di sezione 200x30 mm e lunghezza variabile, connesse ai travetti con 4 chiodi 2,8x80 mm per ogni nodo tavola/trave.

Il solaio riprodotto l'originale è poi rinforzato mediante uno strato di assito disposto con un'inclinazione di 45° rispetto alla travatura: si tratta di tavole di sezione 200x30 mm e lunghezza variabile, connesse al resto mediante 2 viti ϕ 6x90 mm ogni nodo tavola/trave.

Lungo tutto il perimetro del solaio è disposto infine un piatto metallico 80x5 mm, connesso al solaio mediante viti ϕ 10x160 mm, disposte con interasse fisso pari a 30cm. Quest'ultimo svolge la funzione di corrente o di ripartitore: nel primo caso incassa il momento flettente e assicura la connessione muratura/solaio; nel secondo caso riprende gli sforzi di taglio agenti nell'anima e assicura la connessione parete sismo-resistente/solaio.

Nel lavoro di ricerca seguito dall'Università degli Studi di Padova [Par. 2.5], l'analisi sperimentale della soluzione del doppio assito è stata condotta su un campione avente le seguenti caratteristiche geometriche: un solaio 2,20x2,20 m costituito da travetti di interasse pari a 50cm e sezione 120x140

⁷ Valluzzi M.R., Garbin E., Dalla Benedetta M., Modena C., "Experimental characterization of timber floors strengthened by in-plane improvement techniques", Università degli Studi di Padova, 2013.

Bresolin M., "Effetto di diverse tecniche di rinforzo di solai lignei sul comportamento sismico di edifici in muratura", Rel: Scotta R., Correl: Pozza L., Università degli Studi di Padova, a.a 2012/2013.

mm. Al di sopra della travatura sono disposte le tavole simulanti l'assito originale di sezione 135x20 mm, connesse ai travetti con 2 chiodi $\phi 2,75 \times 60$ mm per ogni nodo tavola/trave.

Il solaio riprodotto l'originale è poi rinforzato mediante tre differenti tipologie di doppio tavolato a 45°:

- doppio assito realizzato mediante tavole di sezione 150x25 mm, connesse al resto mediante 18 viti $\phi 6 \times 100$ mm ad ogni tavola;
- doppio assito realizzato mediante tavole di sezione di sezione 150x33 mm, connesse al resto mediante 18 viti $\phi 6 \times 120$ mm ad ogni tavola;
- doppio assito realizzato mediante tavole di sezione di sezione 150x40 mm, connesse al resto mediante 18 viti $\phi 6 \times 120$ mm ad ogni tavola.

In questo caso non è previsto nessun elemento con funzione di corrente o ripartitore.

2.6.2. Descrizione dei banchi di prova e delle strumentazioni utilizzate

Nel lavoro di ricerca seguito dall'Università degli Studi di Trento [Par. 2.4], la fase di prove sperimentali a scala reale è stata condotta utilizzando il banco di prova descritto di seguito. Come visibile nella figura [Figura 2.30], il sistema di carico isostatico è costituito da un martinetto idraulico agente su una prima trave HEB, la quale trasferisce il carico a due HEB minori, connesse a quattro travetti del solaio da testare. Il sistema permette l'applicazione sia di forze di compressione direttamente ai quattro elementi lignei sollecitati e alloggiati in una tasca del banco di prova, che forze di trazione attraverso barre filettate posizionate ai lati dei quattro travetti e fissate nel piatto di testa della tasca in cui alloggia lo stesso.

Il campione appoggia su 2 travi trasversali mentre i travetti di estremità sono alloggiati in travi metalliche vincolate a terra in mezzeria. Lo schema statico è quello di trave appoggiata alle estremità e soggetta a 4 carichi concentrati agenti in entrambe le direzioni.

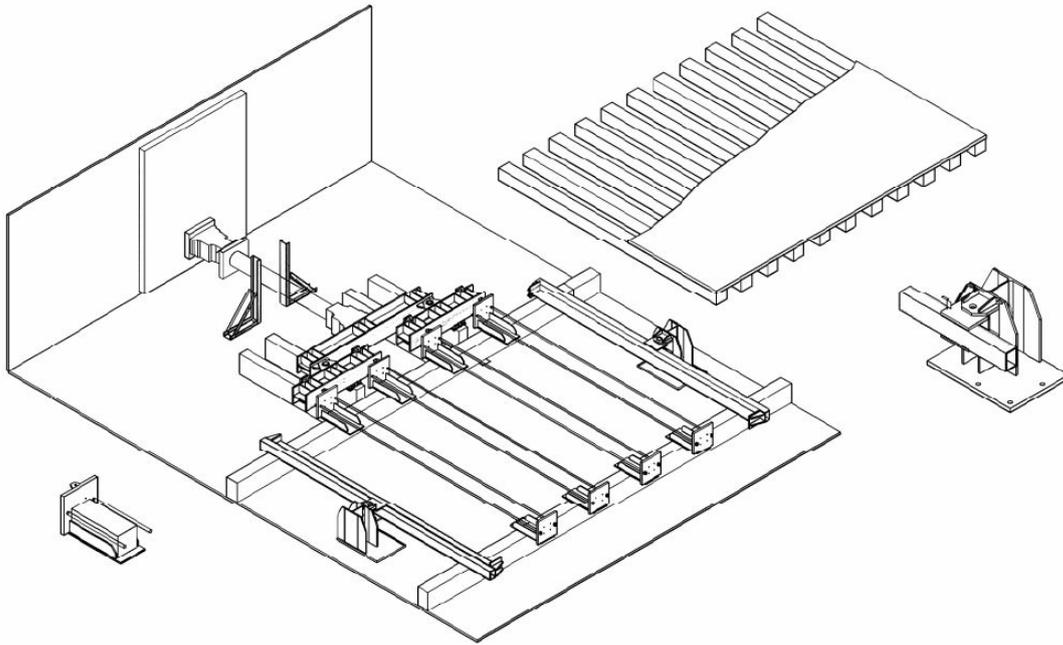


Figura 2.30 - Assonometria del banco di prova utilizzato per condurre la fase sperimentale della ricerca seguita dall'Università degli Studi di Trento (Baldessari, 2010).

La strumentazione utilizzata include:

- dei trasduttori di spostamento induttivo (LVDT) per monitorare gli spostamenti dei travetti non caricati direttamente e gli spostamenti trasversali in corrispondenza degli angoli dell'impalcato;
- dei trasduttori potenziometrici per monitorare le deformazioni delle tavole d'assito e del corrente perimetrale.

Per quanto riguarda invece la ricerca sperimentale condotta dall'Università degli Studi di Padova [Par. 2.5] in merito al rinforzo sismico di solai lignei, il campione è stato testato utilizzando il banco di prova descritto di seguito.

Si tratta di un quadrilatero articolato d'acciaio all'interno del quale è posizionato il campione da testare, con i travetti disposti orizzontalmente ed inseriti nella cornice metallica. Il solaio è vincolato inferiormente ad una trave mediante una serie di bulloni che passano all'interno dell'ultimo travetto; la trave di ripartizione è poi collegata a terra mediante altri connettori.

Il banco di prova è caricato mediante l'ausilio di un martinetto idraulico, collegato ad un profilo esterno e posizionato orizzontalmente in modo da agire sul quadrilatero articolato a livello dell'ultimo travetto del solaio.

Al fine di evitare possibili movimenti fuori piano il quadrilatero è contrastato attraverso dei puntelli metallici vincolati al pavimento.

Il sistema appena descritto consente le deformazioni nel piano e simula le condizioni al contorno di una trave a mensola tozza caricata con un carico concentrato all'estremità.

Di seguito è riportato uno schema del banco di prova appena descritto [Figura 2.31], dove:

- 1) montante esterno per il posizionamento del martinetto idraulico;
- 2) montanti laterali per il contrasto dei meccanismi fuori piano;
- 3) quadrilatero articolato;
- 4) trave che genera la reazione al piede;
- 5) martinetto idraulico;
- 6) campione;
- 7) cella di carico orizzontale;
- 8) cella di carico verticale.

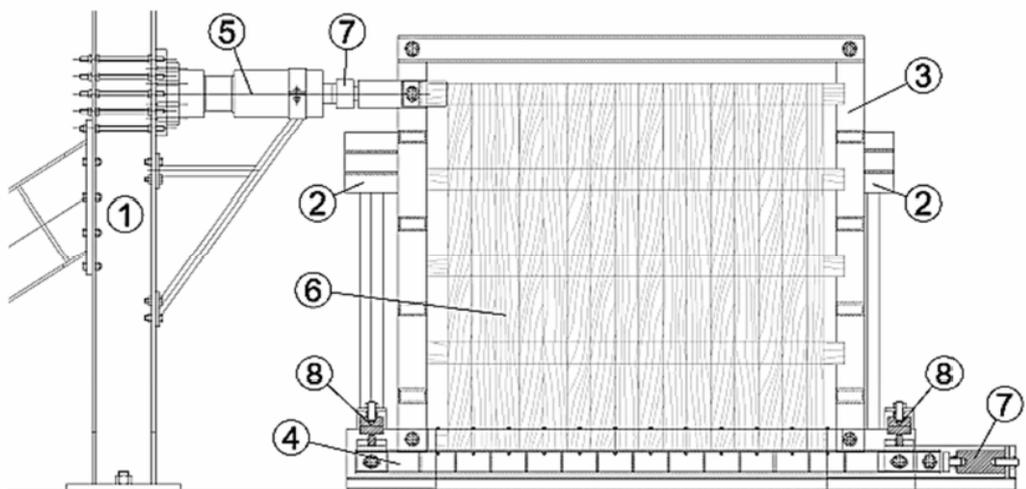


Figura 2.31 - Banco di prova utilizzato per condurre la fase sperimentale della ricerca seguita dall'Università degli Studi di Padova (Valluzzi, Garbin, Della Benedetta, Modena, 2013)

La strumentazione utilizzata nel corso delle prove è costituita da trasduttori potenziometrici posizionati sia all'estradosso che all'intradosso del campione al fine di monitorare gli spostamenti relativi in direzione orizzontale, verticale e diagonale.

2.6.3. Descrizione delle modalità di conduzione della prova

Il complesso lavoro di ricerca condotto dall'Università degli Studi di Trento [Par.2.4] si è articolato in due fasi sperimentali successive: una prima di carattere locale e una seconda su un campione in scala reale. In entrambi i casi sono state svolte prove di flessione al fine di determinare la rigidezza nel piano. La prima fase, condotta su un campione in scala ridotta, ha previsto solo test monotoni

finalizzati alla determinazione del valore di rigidezza del provino. Questo ha permesso di calibrare le prove sul campione in scala reale che hanno costituito la seconda fase.

Il solaio 4,20x5,20 m è stato testato sia da prove monotone sia da prove cicliche; le prime sono state condotte, in controllo di spostamento, sul campione senza il corrente perimetrale, mentre il solaio con piatto metallico è stato testato da prove cicliche. I passi di carico di quest'ultima tipologia di prove sono stati definiti sulla base dei risultati forniti dai test locali.

Per quanto riguarda invece l'analisi condotta dall'ateneo di Padova [2.5], essa si è maggiormente focalizzata su prove di tipo monotono, in controllo di spostamento, su solai lignei diversamente rinforzati.

La principale differenza tra i due studi si concretizza nel tipo di prova condotta: il primo esegue prove di flessione sul solaio (trave tozza $L/H=1,2$) con 4 carichi concentrati che simulano il carico distribuito sismico, nel secondo caso la prova di flessione è stata fatta su una mensola tozza ($L/H=1$) con carico concentrato all'estremità.

2.7. Utilizzo della tecnica del doppio assito nella realtà dei cantieri odierni

Negli ultimi anni è aumentata la sensibilità a livello degli interventi sul patrimonio edilizio esistente, in gran parte costituito da elementi portanti in muratura. Tale aspetto ha fatto sì che si iniziasse ad interrogarsi sulla possibilità di adeguare sismicamente gli impalcati con soluzioni poco invasive, rispettose della struttura originale e leggere.

La tecnica del doppio assito si è quindi fatta sempre più strada negli interventi sull'esistente, diventando una delle soluzioni più apprezzate per la sua aderenza ai principi di conservazione e di leggerezza. Di seguito riportiamo immagini di realizzazioni di rinforzo di solaio ligneo mediante il doppio tavolato.

Nonostante il sempre più frequente utilizzo, la tecnica del doppio tavolato rappresenta una pratica problematica in quanto spesso non viene messo in evidenza il criterio di dimensionamento delle connessioni e di tutti i componenti che costituiscono il diaframma di piano. L'utilizzo del doppio tavolato è quindi un intervento non normato, del quale risulta necessario approfondire la conoscenza e predisporre un metodo progettuale di dimensionamento.



Figura 2.32 - Esempio di doppio assito incrociato (Zerbinati, Gulli, 2006).



Figura 2.33 - Fase di realizzazione di un doppio tavolato incrociato (Zerbinati, Gulli, 2006).



Figura 2.34 - Fase di realizzazione di un doppio tavolato incrociato (Zerbinati, Gulli, 2006).

3. DIMENSIONAMENTO DI UN INTERVENTO DI RINFORZO SU SOLAIO LIGNEO MEDIANTE DOPPIO ASSITO

Prima di procedere all'analisi sperimentale della soluzione di rinforzo tramite doppio assito, è stato eseguito un primo dimensionamento con l'obiettivo di mettere in luce eventuali punti deboli delle due possibili varianti del doppio assito: la predisposizione di un secondo tavolato ortogonale all'originale o inclinato di 45° rispetto ad esso.

Si è quindi deciso di considerare un caso studio di cui fossero note le caratteristiche geometriche e di carico e di procedere con il dimensionamento.

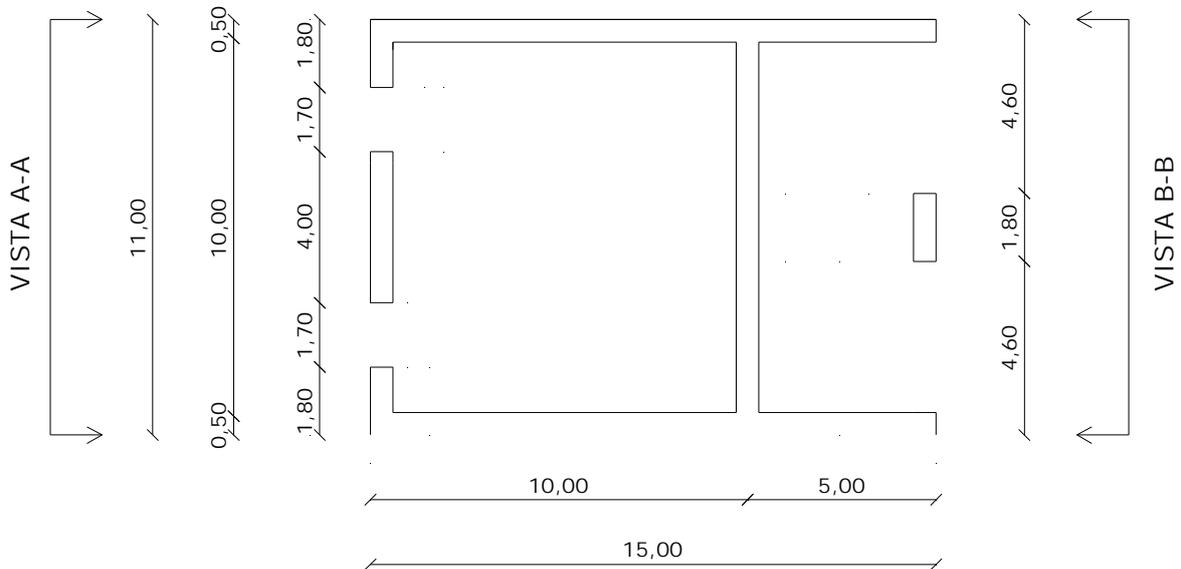
3.1. Caratteristiche geometriche e analisi dei carichi del caso studio

L'edificio analizzato presenta una pianta rettangolare di 15m di lunghezza per 11m di larghezza, è costituito da tre piani di 3 m ciascuno, per un'altezza totale di 9m. Esso presenta inoltre una serie di aperture e un porticato al piano terra [Figura 3.1]. Il solaio è caratterizzato da una stratigrafia classica che prevede la travatura esistente, uno strato di assito ligneo e uno strato di allettamento e finitura.

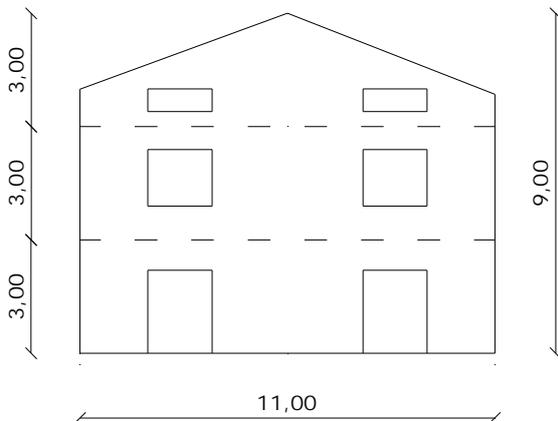
Trattandosi di un dimensionamento iniziale, necessario per capire dove indirizzare la ricerca sperimentale, si è considerato solo il caso di sisma agente al 100% in direzione y, ovvero nella direzione in cui l'azione sismica può creare maggiori problemi.

3. Dimensionamento di un intervento di rinforzo su solaio ligneo mediante doppio assito

PIANTA _ Scala 1:200



VISTA A-A _ Scala 1:200



VISTA B-B _ Scala 1:200

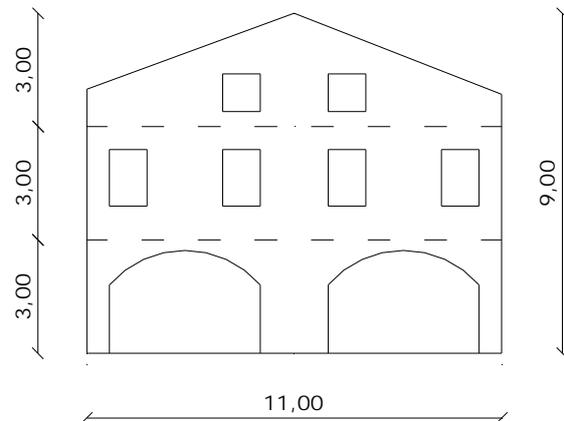


Figura 3.1 - Geometria dell'edificio oggetto di studio.

Noti i pesi specifici dei componenti principali e le loro geometrie è possibile effettuare un'analisi dei carichi. Di seguito vengono riportati i valori dei carichi agenti sul singolo impalcato.

Carichi permanenti (strutturali e non)	$g= 3 \text{ kN/m}^2$
Carichi variabili	$q= 2 \text{ kN/m}^2$

Tabella 3.1 - Carichi agenti sul singolo impalcato.

Lo schema sottostante [Figura 3.2] mette in luce la situazione di sollecitazione del solaio.

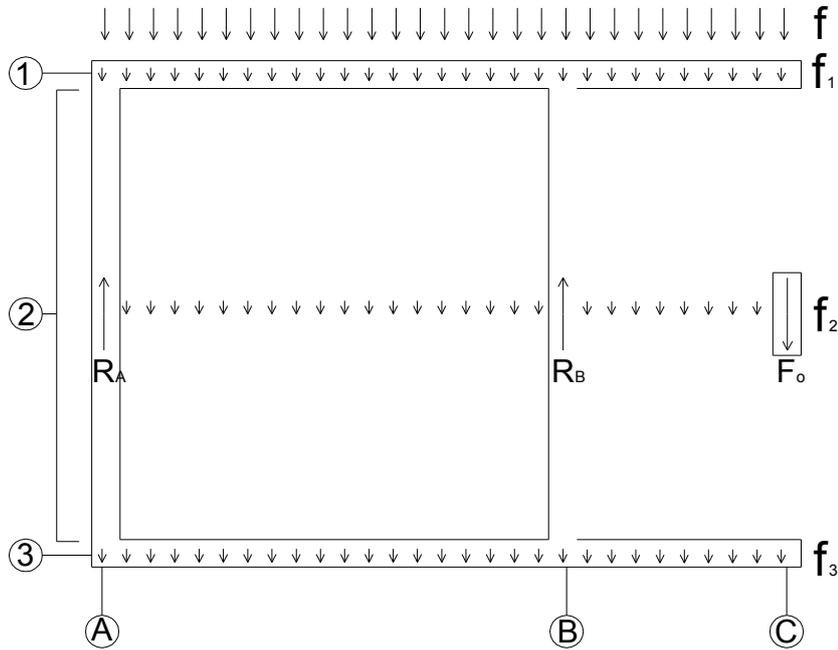


Figura 3.2 - Azioni sismiche agenti sull'impalcato.

Dopo aver delineato lo schema statico del solaio, si è passati alla determinazione delle azioni sismiche agenti, calcolate considerando un coefficiente sismico $c=0,2$ e i dati geometrici riportati in precedenza. Di seguito vengono riportati i valori risultanti dai calcoli:

f_1	Azione sismica legata alla massa della parete 1	$f_1 = \gamma_m s_m H_m c = 5,4 \text{ kN/m}$
f_2	Azione sismica legata alla massa dell'impalcato 2	$f_2 = (g+0,3q) (L_y - 2s_m) c = 7,2 \text{ kN/m}$
f_3	Azione sismica legata alla massa della parete 3	$f_3 = \gamma_m s_m H_m c = 5,4 \text{ kN/m}$
f	Azione sismica distribuita totale ($f = f_1 + f_2 + f_3$)	$f = 5,4 + 7,2 + 5,4 \text{ kN/m} = 18,0 \text{ kN/m}$
R_A	Reazione dalla parete sismo-resistente A	$R_A = 41,0 \text{ kN}$
R_B	Reazione dalla parete sismo-resistente B	$R_B = 282,0 \text{ kN}$
F_0	Azione sismica puntuale legata alla massa della parete C che non offre resistenza al taglio (non sismo-resistente)	$F_0 = \gamma_m s_m H_m L_y c = 53 \text{ kN}$

Tabella 3.2 - Valori delle azioni sismiche e delle reazioni delle pareti sismo-resistenti.

3.2. Determinazione delle azioni sollecitanti

Dopo aver determinato i valori delle azioni sismiche, è possibile schematizzare il solaio [Figura 3.3] e determinare l'andamento delle azioni interne. Dato che la porzione destra di edificio poggia su un porticato, essa non può essere considerata una cella sismo-resistente a sé stante: si deve trattare l'intero impalcato come un'unica grande cella lunga 15m.

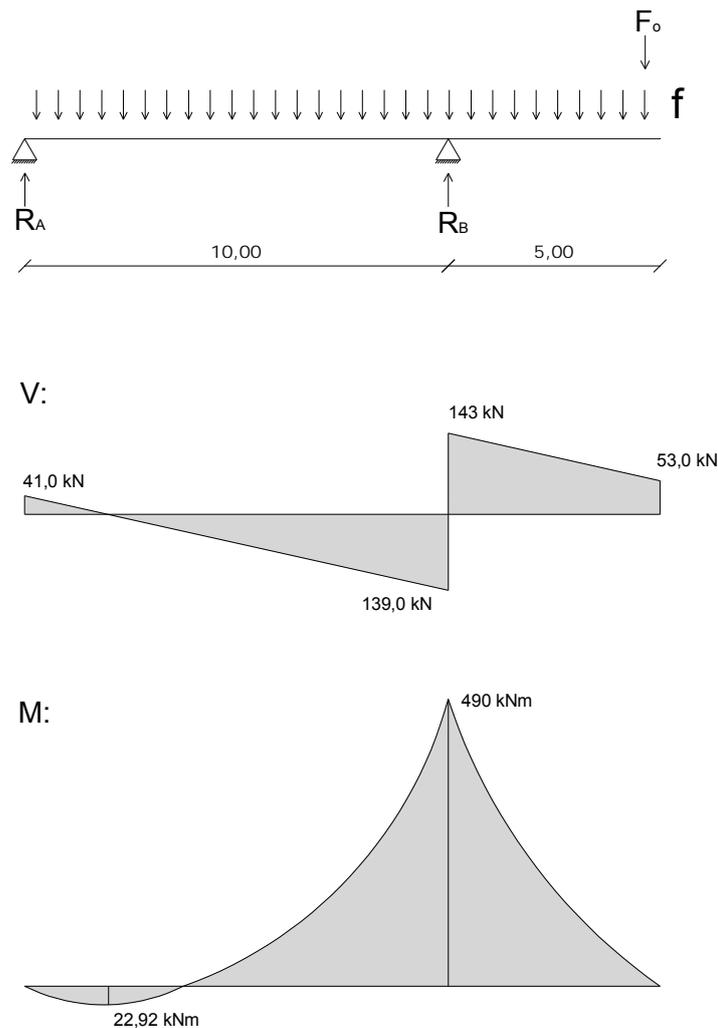


Figura 3.3 – Diagrammi delle azioni agenti sull'impalcato.

3.3. Progetto del diaframma di piano

Come già descritto in precedenza [Par. 2.2.1], la realizzazione di un diaframma di piano consiste nella predisposizione di:

- correnti perimetrali, posizionati ortogonalmente alla direzione del sisma, che sopportano la sollecitazione flettente (forze di trazione e compressione della coppia);

- anima che raccoglie gli sforzi tangenziali;
- ripartitori o lesene perimetrali, atti a raccogliere il taglio uniformemente distribuito nell'anima e a trasferirlo ai setti verticali resistenti al taglio.

Nel caso di studio, si intende realizzare il diaframma mediante dei piatti metallici in acciaio, con funzione di correnti o ripartitori, e del tavolato ligneo, posizionato ortogonalmente o a 45° rispetto all'assito originale, con funzione di pannello d'anima.

3.3.1. Dimensionamento dei correnti

Il ruolo principale dei correnti è quello di raccogliere il momento flettente agente sull'impalcato; essi assolvono però anche un secondo rilevante compito: quello di collegare il diaframma di piano alla muratura esistente.

Per quanto riguarda la prima funzione, si è soliti dimensionare i correnti secondo il momento massimo; in questo caso studio si ha quindi che:

$$F_c = \frac{M_{\max}}{z} = \frac{490 \text{ kNm}}{9,9 \text{ m}} = 49,5 \text{ kN}$$

Si opta per predisporre dei piatti di acciaio S275 caratterizzati da $f_{y,k}=275 \text{ N/mm}^2$ e un $f_{t,k}=430 \text{ N/mm}^2$ e assumendo un tasso di lavoro $\sigma_s=190 \text{ N/mm}^2$:

$$A_p = \frac{F_c}{\sigma_s} = \frac{49500 \text{ N}}{190 \text{ N/mm}^2} = 260,5 \text{ mm}^2 = 2,61 \text{ cm}^2$$

Dato che il corrente compresso è a rischio instabilità si opta per predisporre un piatto di acciaio di dimensioni 10x100 mm ($A_{pd}=10,00 \text{ cm}^2$), connesso con la travatura sottostante mediante dei chiodi di acciaio.

F _c sul corrente	49,5 kN
Tipo di corrente	Piatto d'acciaio S275
Dimensioni corrente	10x100 mm

Tabella 3.3 - Tabella riassuntiva del dimensionamento dei correnti.

Per quanto riguarda il collegamento tra diaframma di piano e muratura esistente, ci si può rifare a due differenti possibilità esecutive [Figura 3.4]. Una prima soluzione prevede che sul piatto di acciaio perimetrale vengano saldati degli spinotti in acciaio di collegamento alla struttura esistente; questi vengono infissi nella muratura previa foratura della stessa e in seguito il foro viene saturato con malta bi-componente ad alta resistenza oppure a secco. Una seconda possibilità è

rappresentata dall'utilizzo di profili metallici a L che solidarizzano il diaframma di piano alla muratura esistente mediante spinotti in acciaio, saldati al profilo e ancorati alla muratura, preforata, con malta cementizia a ritiro compensato oppure a secco.

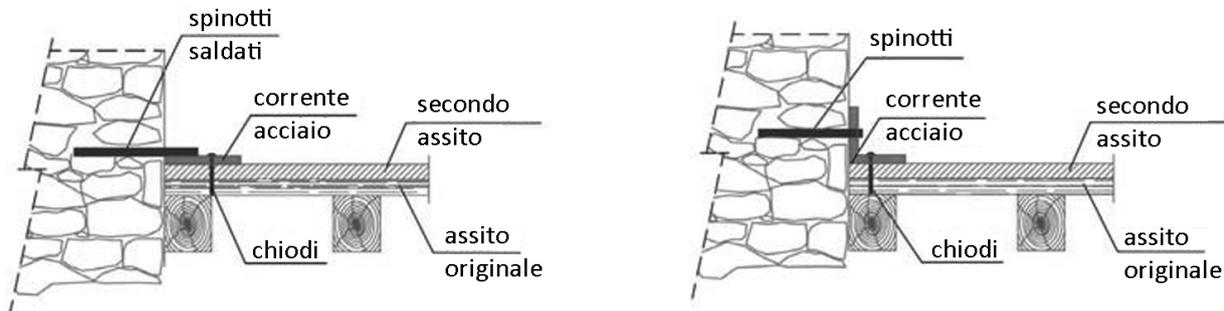


Figura 3.4 - Differenti tipologie di ancoraggio del diaframma di piano alla muratura (Giuriani, 2006).

3.3.2. Dimensionamento dell'anima

Il ruolo principale dell'anima è quello di raccogliere il taglio agente nell'impalcato, per poi trasferirlo, mediante i ripartitori, alle murature in grado di assorbirlo.

Per la realizzazione di un'anima mediante delle tavole di assito, esistono due soluzioni possibili che si differenziano in base all'inclinazione di posa del nuovo tavolato sull'esistente.

Si analizzano separatamente le due possibilità:

- Anima realizzata mediante un tavolato di assito posato ortogonalmente all'originale

Come visto per i correnti, anche nel caso dell'anima si è soliti operare il dimensionamento sulla base del flusso di taglio massimo; in questo caso si ha quindi che:

$$q_{\max} = \frac{V_{Bdx}}{z} = \frac{143 \text{ kN}}{9,9 \text{ m}} = 14,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Disponendo un nuovo tavolato a realizzare un doppio assito incrociato a 90° con l'esistente, si genera una griglia. Ipotizzando di utilizzare delle tavole di larghezza pari a 200 mm, la maglia della suddetta griglia presenta nodi di 200x200 mm, ognuno dei quali necessita di essere collegato tramite dei chiodi all'assito esistente. Affinché l'anima del diaframma sia paragonabile ad un unico elemento rigido in grado di trasmettere gli sforzi di taglio, è necessario progettare una griglia opportunamente solidarizzata all'esistente lungo tutta la lunghezza delle tavole di assito. Tale connessione avviene tramite una chiodatura distribuita uniformemente su tutti i nodi tavola-tavola.

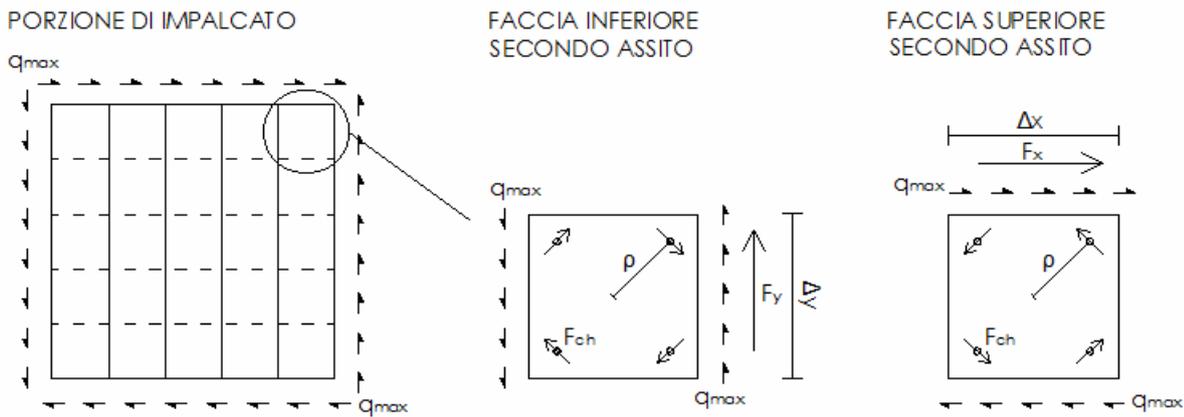


Figura 3.5 - Schema dei flussi agenti sulle tavole del secondo assito.

Con riferimento al disegno riportato in figura [Figura 3.5], ipotizzando di affidare ai soli chiodi l'intero flusso di sforzi tangenziali, per l'equilibrio alla rotazione della faccia inferiore si ha che:

$$q \Delta y \Delta x = F_{ch} \rho n$$

dove:

- $q \Delta y$ è la risultante F_y di tutti gli sforzi tangenziali sul singolo nodo;
- Δx è il braccio della forza risultante;
- F_{ch} è la forza che agisce sul singolo chiodo;
- ρ è il braccio della forza F_{ch} ;
- n è il numero di chiodi/nodo ipotizzato.

Nel caso studio si ha che $\Delta x = \Delta y = 200$ mm, $n = 4$, $q = 14,4$ kN/m e $\rho = \Delta x / 2 = 100$ mm, per cui:

$$F_{ch} = \frac{q \Delta x^2}{\rho n} = q \frac{\Delta x}{2} = 1,44 \text{ kN}$$

Ipotizzando di scegliere chiodi $\phi 4$ di acciaio con $V_{r,d} = 1,5$ kN, ne deriva che ogni nodo necessita di 4 chiodi, ovvero i due tavolati devono essere collegati da 100 chiodi/m². Si tratta senz'altro di una quantità elevata di connettori che genera, inevitabilmente, problemi operativi in fase di messa in opera.

Sforzo di taglio massimo	$q_{\max} = 14,4$ kN/m
Forza agente sul singolo connettore	$F_{ch} = 1,44$ kN
Tipo di connettori	Chiodi $\phi 4$ in acciaio
Numero di connettori	100/m ²

Tabella 3.4 - Tabella riassuntiva del dimensionamento dell'anima nel caso di assito posato ortogonalmente.

- Anima realizzata mediante un tavolato di assito posato con un'inclinazione di 45° rispetto all'originale

Il flusso di taglio massimo, come già anticipato, è pari a:

$$q_{\max} = \frac{V_{Bdx}}{z} = \frac{143 \text{ kN}}{9,9 \text{ m}} = 14,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Quando l'assito di rinforzo a 45° è compresso si genera un sistema assimilabile ad una sezione in c.a. con puntone diagonale di calcestruzzo bloccato dalla rete elettrosaldata: la tavola diagonale è il puntone, le tavole originali sono i bracci orizzontali della rete e travetti i verticali, o viceversa. Quando invece si inverte il carico agente sull'assito di rinforzo, la tavola inclinante si comporta come un tirante con travetti ed assito originale compressi. Questo permette di svincolarsi dalla necessità di un collegamento puntuale ad ogni nodo e consente di realizzare le connessioni solo sul bordo perimetrale (come il puntone di calcestruzzo viene fissato solo alle estremità dalla rete elettrosaldata), in corrispondenza delle estremità del puntone-tirante.

Per ovviare all'eventuale instabilità delle tavole compresse permangono alcuni collegamenti interni, realizzati mediante viti di contenimento che collegano ogni tavola ad ogni travetto.

Come verrà discusso in seguito [Par. 5.3] occorre anche predisporre una chiodatura tra assito originale parallelo ai bordi e travetti, disposta a livello delle tavole più esterne che permetta loro di fare ponte tra i travetti e contrastare l'inflessione dovuta all'azione perpendicolare alla tavola.

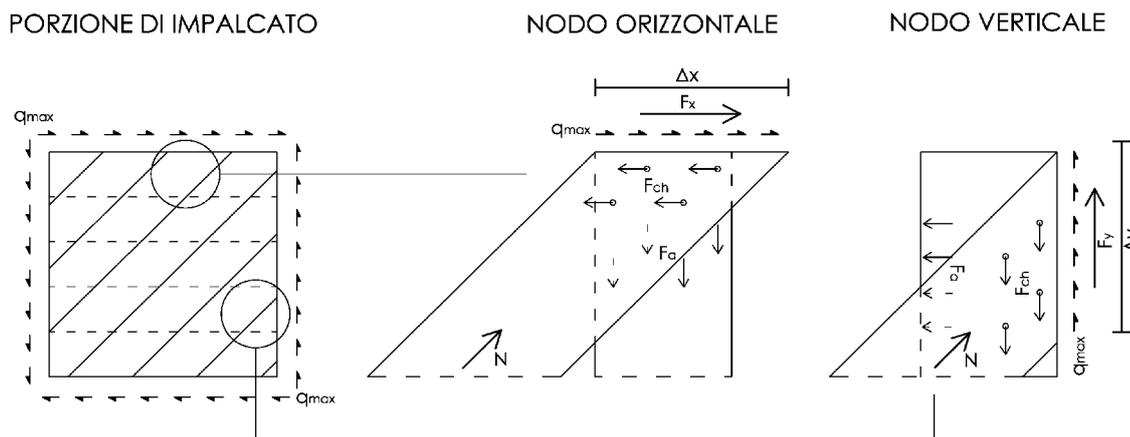


Figura 3.6 - Schema dei flussi agenti sul secondo assito.

Con riferimento al disegno soprastante [Figura 3.6], ipotizzando di affidare ai soli chiodi l'intero flusso di sforzi tangenziali, per l'equilibrio dell'assito superiore si ha che:

$$q \Delta x = F_{ch} n$$

dove:

- $q \Delta x$ è la risultante R degli sforzi tangenziali su una delle estremità della singola tavola di assito;
- F_{ch} è la forza che agisce sul singolo chiodo;
- n è il numero di chiodi/nodo ipotizzato.

Nel caso studio si ha che $\Delta x=283$ mm, $n=4$ e $q=14,4$ kN/m, per cui:

$$F_{ch} = \frac{q \Delta x}{n} = q \frac{\Delta x}{4} = 1,02 \text{ kN}$$

Ipotizzando di scegliere chiodi $\phi 4$ di acciaio con $V_{r,d}= 1,5$ kN, ne deriva che ogni nodo perimetrale necessita di 4 chiodi, ovvero i due tavolati devono essere collegati da una corona perimetrale di connessione che conta circa 15 chiodi/m. Si tratta di una quantità di connettori molto modesta rispetto a quella ottenuta nella soluzione precedente e, essendo disposti sul perimetro, essi assolvono contemporaneamente la funzione di connettere i due strati di assito e quella di fissare il piatto metallico con ruolo di corrente. La soluzione di rinforzo sismico di impalcato mediante l'utilizzo del doppio assito posato a 45° risulta essere operativamente molto più vantaggiosa rispetto al caso di posa perpendicolare.

Sforzo di taglio massimo	$q_{max}=14,4$ kN/m
Forza agente sul singolo connettore	$F_{ch}= 1,02$ kN
Tipo di connettori	Chiodi $\phi 4$ in acciaio
Numero di connettori	15/m, posizionati solo sul perimetro del solaio

Tabella 3.5 –Tabella riassuntiva del dimensionamento dell'anima nel caso si assito inclinato di 45° .

Considerando la lunghezza commerciale dell'assito (6 m), ove necessario, devono essere realizzati dei giunti chiodati di testa per permettere la connessione delle diverse porzioni di assito.

3.3.3. Dimensionamento dei ripartitori

I ripartitori o lesene sono elementi perimetrali atti a raccogliere il taglio uniformemente distribuito nell'anima e a trasferirlo alle pareti verticali resistenti al taglio. Tali ripartitori diventano molto importanti quando i setti resistenti al taglio hanno dimensione minore dell'anima o sono in presenza di aperture del solaio.

3. Dimensionamento di un intervento di rinforzo su solaio ligneo mediante doppio assito

Come visto per i correnti, si è soliti dimensionare i ripartitori secondo l'azione massima, in questo caso assiale; in questo caso studio si ha quindi che:

$$q_{Adx} = \frac{V_{Adx}}{z} = \frac{41 \text{ kN}}{9,9 \text{ m}} = 4,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Asx} = \frac{q_{Adx} \cdot 9,9}{z} = \frac{41 \text{ kN}}{6,5 \text{ m}} = 6,31 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_{\max} = 37,8 \text{ kN}$$

Si opta per predisporre dei piatti di acciaio S275 caratterizzati da $f_{y,k}=275 \text{ N/mm}^2$ e un $f_{t,k}=430 \text{ N/mm}^2$ e assumendo un tasso di lavoro $\sigma_s=190 \text{ N/mm}^2$:

$$A_p = \frac{F_c}{\sigma_s} = \frac{37800 \text{ N}}{190 \text{ N/mm}^2} = 198,9 \text{ mm}^2 = 1,99 \text{ cm}^2$$

Sarebbe quindi sufficiente predisporre un piatto di acciaio di dimensioni $2 \times 100 \text{ mm}$ ($A_{pd}=2,0 \text{ cm}^2$), connesso con la travatura sottostante mediante dei chiodi di acciaio. In realtà, in previsione di un sisma agente in direzione x , si preferisce utilizzare le stesse caratteristiche dei correnti dimensionati in precedenza [3.3.1].

N_{\max} sul ripartitore	37,8 kN
Tipo di corrente	Piatto d'acciaio S275
Dimensioni corrente	10x100 mm

Tabella 3.6 - Tabella riassuntiva del dimensionamento dei ripartitori.

Per quanto riguarda infine il collegamento tra diaframma di piano e muratura esistente, ci si può rifare alle due differenti possibilità esecutive illustrate in riferimento ai correnti [3.3.1].

3.3.4. Confronto tra le due tipologie di doppio assito

Il dimensionamento delle due tipologie di doppio assito ha evidenziato una grande differenza dal punto di vista della facilità esecutiva.

La prima soluzione studiata, quella che prevede la disposizione del secondo strato di tavole ortogonalmente alla travatura esistente, necessita di circa 100 chiodi/m²;

la seconda soluzione richiede invece una chiodatura perimetrale di circa 15 chiodi/m. Ipotizzando di intervenire su un solaio di dimensioni 4x5 m, la realizzazione di un doppio assito incrociato prevedrebbe l'utilizzo di circa 2000 chiodi, mentre il doppio assito inclinato solo 300 chiodi perimetrali e una chiodatura poco fitta nella porzione centrale dell'impalcato per prevenire problemi d'instabilità.

Di seguito è riportato uno schema dell'organizzazione dell'impalcato tramite la tecnica del doppio tavolato inclinato [Figura 3.7].

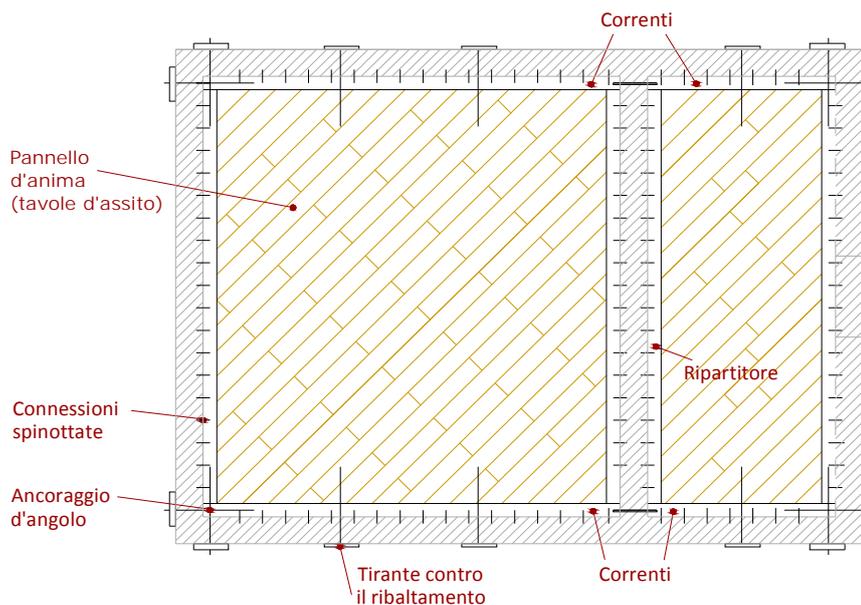


Figura 3.7 - Organizzazione dell'impalcato secondo il dimensionamento effettuati.

L'utilizzo di una quantità di chiodi 85% inferiore rappresenta un vantaggio sia dal punto di vista della facilità esecutiva che della tutela conservativa della travatura esistente.

Per queste motivazioni si è deciso di prendere in analisi, attraverso delle prove sperimentali, solo il doppio assito inclinato a 45°.

4. PROVE SPERIMENTALI LOCALI

4.1. Finalità delle prove sperimentali locali

Come descritto nel precedente capitolo, i predimensionamenti effettuati hanno permesso di delineare la soluzione più efficace tra la tecnica del doppio assito disposto a 90° e quello disposto a 45° : è stata operata quindi la scelta di studiare in maniera più approfondita, attraverso prove sperimentali locali e su scala reale, solo quest'ultima soluzione.

La campagna di prove locali è stata predisposta al fine di caratterizzare i comportamenti dei materiali e determinarne le caratteristiche.

4.2. Prove per la determinazione della resistenza del chiodo

I chiodi utilizzati durante tutta la fase sperimentale, locale e su scala reale, sono di acciaio temprato C-72 con diametro di 4 mm e lunghezza di 79 mm ($\phi 4 \times 70$).

Per determinare la resistenza del chiodo non è stato possibile eseguire la classica prova di trazione a causa della sua limitata lunghezza.

Si sono allora realizzati dei campioni più lunghi composti da 2 chiodi le cui teste contrastano su 2 piastre forate, a loro volta collegate da 4 tirantini in acciaio M6 [Figura 4.1].

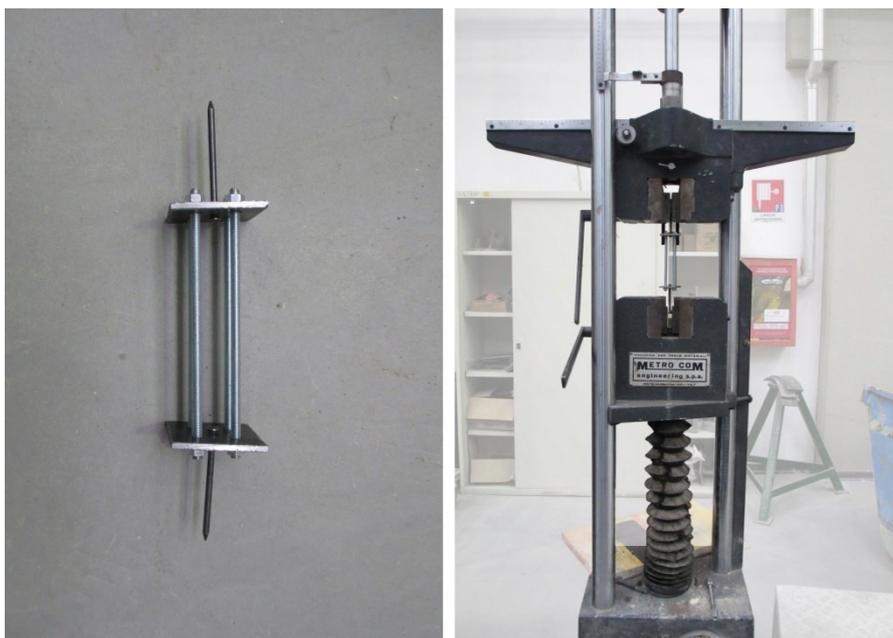


Figura 4.1 - Campione realizzato per la prova a trazione del chiodo (sx) e macchina di prova utilizzata (dx).

Affinché la prova sia ritenuta attendibile la rottura deve avvenire nel gambo del chiodo e lontano dagli apparecchi di afferraggio della macchina di prova, che per la loro superficie zigrinata possono danneggiare localmente il chiodo.

Con le prime 2 prove si sono verificate rotture anomale dovute alla debolezza delle piastre forate: nella prima la rottura è avvenuta in corrispondenza della testa del chiodo a causa della sovrapposizione di una componente flessionale indotta dall'allargamento anelastico del foro; nella seconda la rottura è avvenuta con trafilatura della testa del chiodo attraverso la piastra.

Con le 2 prove successive invece si è verificata una rottura idonea per gli scopi del presente lavoro [Figura 4.2], con un carico rispettivamente di 22,57 kN e 22,91 kN. Rapportando il carico all'area della sezione circolare $\phi 4$ mm si ottiene uno sforzo a rottura di 1796 N/mm² e 1823 N/mm².



Figura 4.2 – Rottura dei chiodi utilizzati per la determinazione della resistenza.

Visto che il chiodo sarà soggetto fondamentalmente a sforzi di taglio, è stata stimata anche la sua resistenza con la formula delle NTC 2008⁸, ponendo unitario il coefficiente di sicurezza γ_M

$$F_{V,R} = 0,6 f_t A_{res} = 13,6 \text{ kN} \quad \text{per piano di taglio}$$

dove $f_t=1810$ N/mm² media delle 2 prove di trazione, $A_{res}=12,57$ mm².

Di seguito viene riportata una tabella riassuntiva delle prove.

⁸ NTC 2008 - §4.2.8.1 Unioni con bulloni, chiodi e perni soggetti a carichi statici.

Prova	1	2
ϕ chiodo	4 mm	4 mm
L chiodo	70 mm	70 mm
A_{res}	12,57 mm ²	12,57 mm ²
F_t	22,57 kN	22,91 kN
f_t	1796 N/mm ²	1823 N/mm ²
$F_{V,R}$	13,55 kN	13,75 kN

Tabella 4.1 - Tabella riassuntiva dei valori di resistenza a trazione e taglio ottenuti per i chiodi.

4.3. Prove per la determinazione della resistenza a rifollamento nell'assito ligneo

La resistenza a rifollamento è una caratteristica meccanica del legno che descrive uno stato di sforzo limite determinato dallo schiacciamento locale delle fibre a causa di un carico concentrato. Quando un connettore, inserito nel legno, è sollecitato trasversalmente al suo asse, esso esercita un carico sulle pareti del foro di alloggiamento, causandone l'ovalizzazione. La resistenza fornita dal legno a tale carico può variare sensibilmente a seconda di differenti fattori, quali la dimensione del connettore, la massa volumica del campione e la direzione della forza applicata rispetto alla fibratura del legno.

Attraverso una campagna di prove locali è stato studiato il comportamento del chiodo inserito in una tavola di assito e sollecitato da un'azione ortogonale al suo asse. Si è dapprima misurato lo spostamento del chiodo nel legno e successivamente si è calcolata la resistenza al rifollamento.

Come si può vedere in figura [Figura 4.3], nel caso di chiodo predisposto al collegamento di un doppio tavolato ligneo inclinato, il connettore può essere sollecitato parallelamente, ortogonalmente o secondo un angolo di 45° rispetto alla fibratura del legno, in caso di sollecitazione sismica.

Secondo quanto disposto dal CNR⁹, è risultato possibile effettuare solo il calcolo della resistenza caratteristica al rifollamento di chiodi sollecitati parallelamente alle fibre del legno¹⁰. Non sono

⁹ CNR DT 206/2007: Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il controllo delle strutture in legno (§7 – Collegamenti).

infatti fornite formule, a differenza di quello che avviene per spinotti e bulloni, che consentano il calcolo dei valori caratteristici della resistenza a rifollamento del legno relativi ad un angolo α dello sforzo rispetto alla direzione della fibratura. Questa mancanza di informazioni ha portato alla decisione di predisporre delle prove locali.



Figura 4.3 - Schema delle azioni sismiche agenti sul chiodo.

4.3.1. Caratteristiche geometriche e meccaniche dei componenti principali

I connettori utilizzati durante la prova sono chiodi dalle seguenti caratteristiche:

- materiale: acciaio temprato C-72, i cui valori di resistenza sono stati determinati per mezzo di prove di caratterizzazione [4.2];
- dimensioni: diametro=4 mm e lunghezza=70 mm;
- finitura: chiodi a cui è stata rimossa la testa per facilità operativa.

Trattandosi di un chiodo inserito in una tavola d'assito di spessore superiore a 5ϕ , applicando la forza alle estremità del chiodo si potrebbe generare un'inflexione dello stesso, con conseguente nascita di uno stato di sforzo nel legno non uniforme [Figura 4.4 a)]. Per evitare che questo

¹⁰ "Per chiodi aventi diametri fino a 8 mm, in assenza di risultati più accurati, si possono adottare le seguenti resistenze caratteristiche a rifollamento per il legno massiccio, lamellare e LVL:

- senza preforatura: $f_{h,k} = 0,082 \rho_k d^{(-0,3)}$

- con preforatura : $f_{h,k} = 0,082 (1 - 0,01 d) \rho_k$

dove ρ_k è la massa volumica caratteristica del legno, in kg/m^3 e d è il diametro del chiodo, in mm.

meccanismo possa falsare i risultati della prova e per conformità a quanto disposto dalla UNI EN 383/2007¹¹, il connettore è stato irrigidito tramite una lama di acciaio di spessore pari a 3 mm e di altezza pari a 60 mm, appoggiata sul chiodo [Figura 4.4 b)].

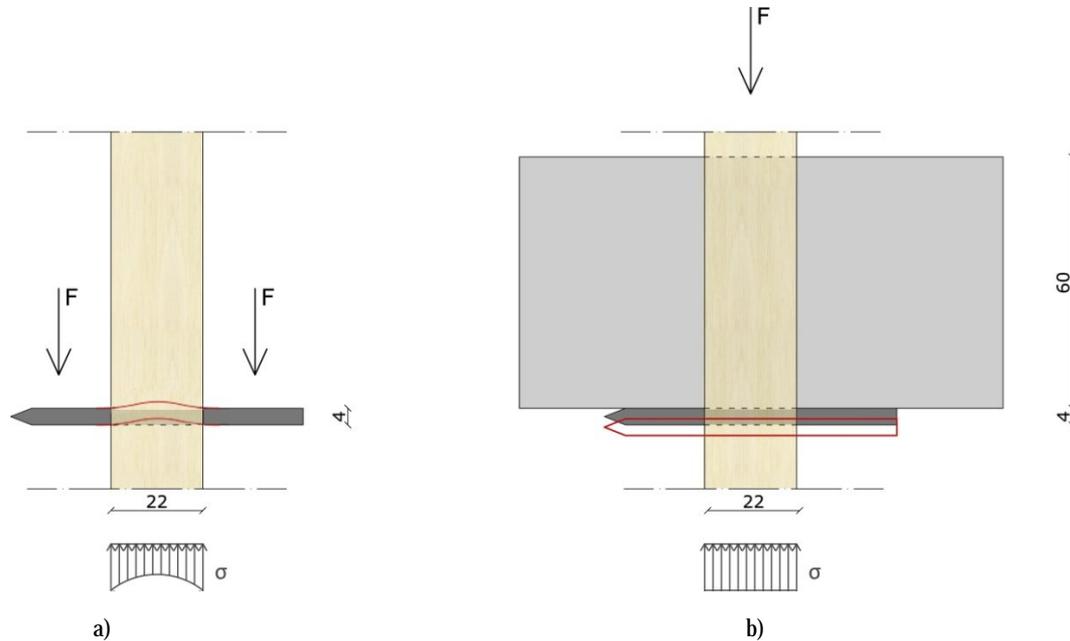


Figura 4.4 – Confronto tra il comportamento di un chiodo semplice (a) ed un chiodo irrigidito (b) sollecitati ortogonalmente al loro asse.

Le tavole di assito utilizzate durante a prova presentano le seguenti caratteristiche:

- materiale: legno d'abete bianco nazionale;
- dimensioni: larghezza=200 mm e spessore=22 mm;
- finitura: tavole taglio sega e non maschiate.

Si tratta di porzioni di tavole di assito tagliate e montate sul banco diversamente a seconda del caso che si intende studiare (azione sismica parallela alla fibratura del legno, perpendicolare o inclinata secondo un angolo α).

Le tavole presentano una fresatura centrale realizzata per disporre la lama di rinforzo, al termine di tale apertura viene posizionato il chiodo con l'aiuto di un martello [Figura 4.6].

Per fare in modo che la nascita di forze d'attrito non potesse costituire un elemento falsante i risultati, si è pensato di predisporre un foro di forma trapezoidale [Figura 4.6 b)]. Infatti le forze d'attrito dovute all'andamento degli sforzi di compressione che si svilupperebbero in presenza di

¹¹ "Durante la prova deve essere evitata l'inflessione del connettore. Lo spessore t del campione ligneo deve essere quindi compreso tra $1,5\phi$ e 4ϕ , al fine di rispettare il criterio della prova."

un carico concentrato in un elemento bidimensionale elastico [Figura 4.5] , in presenza di lamina, potrebbero provocare forze di compressione trasversali e quindi fornire un contributo di attrito che si sommerebbe alla resistenza a rifollamento.

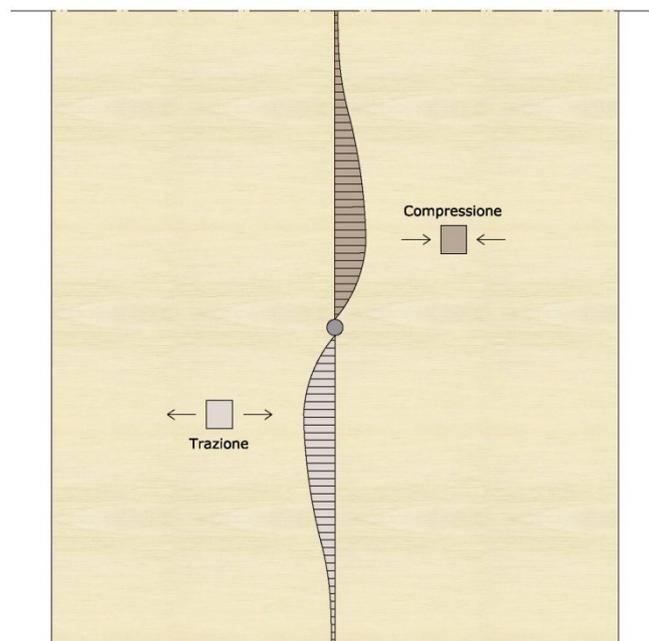


Figura 4.5 - Azioni interne agenti sulla tavola di assito forata dal chiodo.

In realtà, trattandosi di azioni ridotte, è risultata sufficiente un'apertura a sezione uniforme più grande di 2 mm rispetto allo spessore della lama di rinforzo [Figura 4.6 a)]. Verificato questo tramite una prova, le successive sono state portate avanti con questa seconda soluzione, essendo operativamente più comoda.

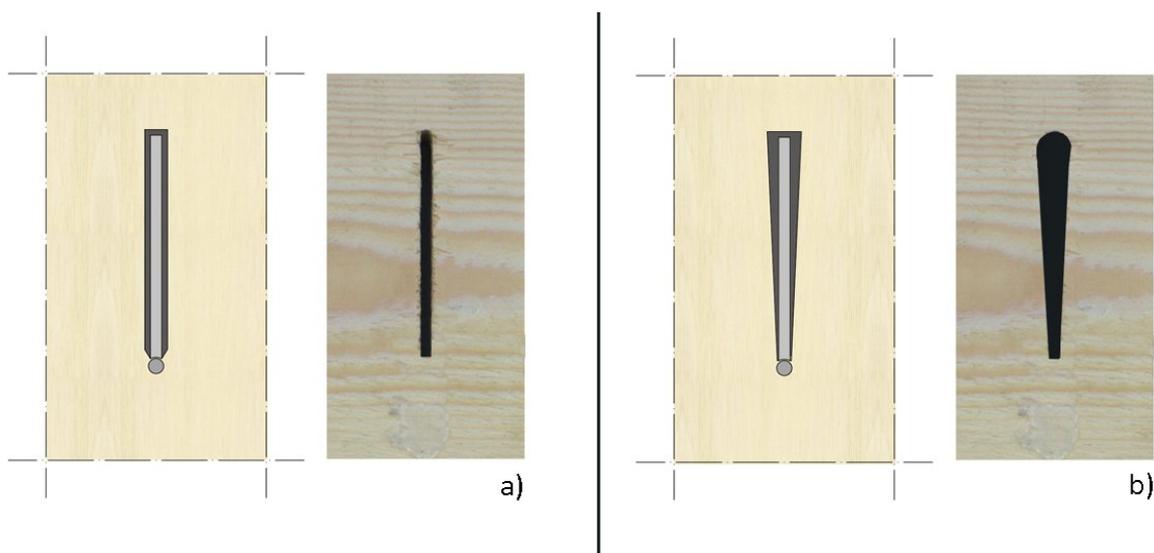


Figura 4.6 - Confronto tra il foro rettangolare (a) e il foro trapezoidale (b).

4.3.2. Descrizione del banco di prova e della strumentazione utilizzata

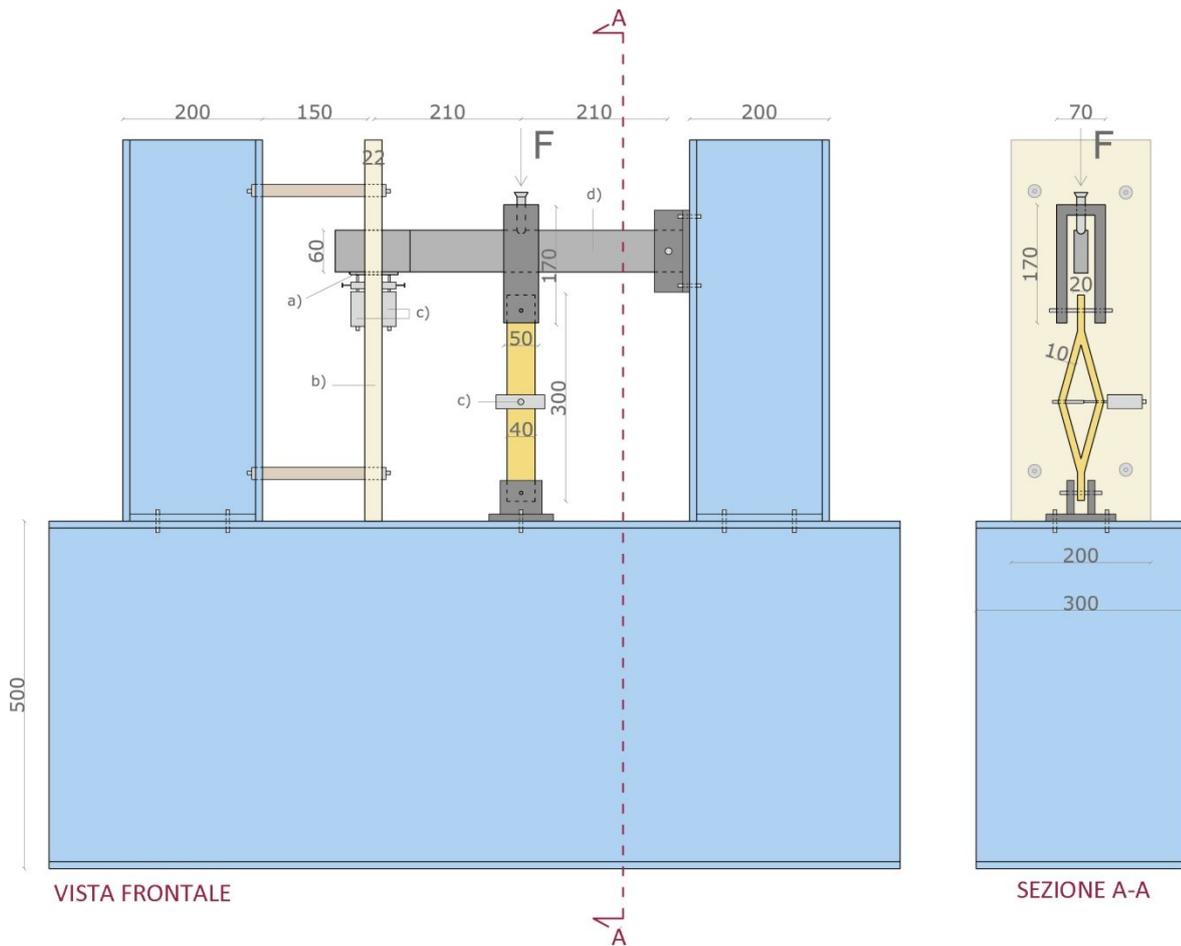
La fase sperimentale è stata condotta seguendo le indicazioni fornite dalla normativa UNI EN 383/2007¹² relativamente alla determinazione della resistenza a rifollamento per elementi di collegamento di forma cilindrica. Come già accennato, sono state apportate delle modifiche al banco di prova descritto in normativa in modo da evitare che il piccolo diametro del chiodo (4 mm) in relazione allo spessore dell'assito (22 mm) potesse falsare i risultati.

Il banco di prova progettato è posizionato su una base costituita da una trave HEB500 e presenta due montanti verticali, due travi HEB200. All'interno di questo telaio è collocato il provino, vincolato al montante verticale di sinistra, e il sistema di carico, rappresentato da una vite, una forcella, una losanga e dalla lama di rinforzo.

Dalla figura [Figura 4.7] si può osservare come, chiudendo la vite, venga impresso un carico che fa abbassare il piatto d'acciaio, andando a gravare quindi sul chiodo. Tale piatto risulta incernierato da un lato, mediante una vite passante tra due angolari metallici vincolati al montante di destra e appoggiato sul chiodo dall'altro lato; tale sistema è assimilabile ad una leva e per questo motivo è necessario precisare l'ipotesi fatta in fase di progettazione. Trattandosi di piccoli spostamenti, si è considerato trascurabile l'apporto rotazionale dato dalla leva e si è ipotizzato di applicare un carico uniformemente distribuito sul chiodo.

La forza, impressa attraverso la vite, è misurata da un comparatore digitale millesimale, attraverso il rilevamento della deformazione della losanga; il rifollamento del chiodo nel legno è misurato mediante altri due comparatori digitali millesimali, uno posto a destra e uno a sinistra dell'assito al fine di ottenere un valore non falsato dall'apporto, seppur trascurabile, della componente rotazionale [Figura 4.8].

¹² UNI EN 383/2007: "Determinazione della resistenza a rifollamento e dei moduli locali di rigidità per elementi di collegamento di forma cilindrica."



a) Chiodo; b) Tavola di assito, c) Comparatore digitale; d) Piatto metallico di rinforzo

Figura 4.7 - Disegno del banco di prova.

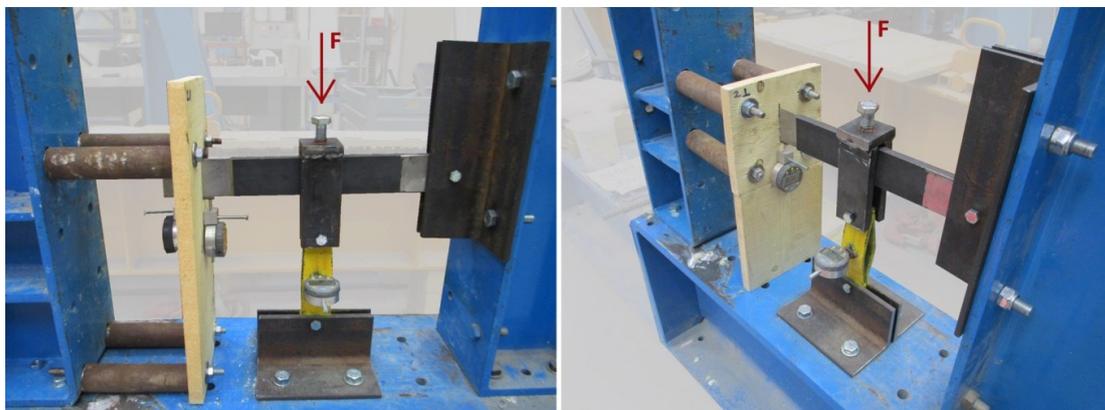


Figura 4.8 - Fotografie del banco di prova realizzato.

4.3.3. Metodologia di prova

Utilizzando il banco appena descritto, sono state effettuate delle prove finalizzate alla determinazione della resistenza a rifollamento per un chiodo sollecitato parallelamente (A), ortogonalmente (B) e con direzione inclinata di 45° rispetto alla fibratura del legno (C).

Sono stati realizzati e testati cinque provini per tipologia, per un totale di quindici, al fine di ottenere tre campagne di prova significative: il primo provino di ogni tipologia presenta un'apertura per alloggiare la lama di irrigidimento di forma trapezoidale, gli altri quattro hanno invece una tasca rettangolare.

Prima di iniziare le tre campagne di prova è stato necessario tarare la losanga [Figura 4.9] al fine di ottenere la relazione esistente tra lo schiacciamento della stessa (d) e la forza impressa (F_v); questo ha quindi permesso di determinare la forza agente sul chiodo (F_{ch}).



Figura 4.9 - Fase di taratura della losanga.

Dall'operazione di taratura della losanga è stato possibile determinare la seguente relazione:

$$F_v = 17,9 \delta_{los}$$

dove:

- F_v è la forza impressa sulla losanga dalla macchina di carico [kN];
- δ_{los} è lo schiacciamento della losanga, letto dal comparatore digitale [mm].

Ne è quindi derivato che per una forza impressa pari a 17,9 N, la losanga subisce uno schiacciamento pari a 1 μm (0,001 mm).

Dato lo schema statico del banco di prova, in cui la vite si trova esattamente a metà della lunghezza della lama di rinforzo, ne è derivato che:

$$F_{ch} = \frac{F_v}{2} = \frac{(17,9 \delta_{los})}{2}$$

dove:

- F_{ch} è la forza agente sul chiodo [kN];
- δ_{los} è lo schiacciamento della losanga, letto dal comparatore digitale [mm].

Nota la relazione tra la misura di spostamento letta sul comparatore agente sulla losanga (δ_{los}) e la forza agente sul chiodo (F_{ch}), si è passati all'esecuzione della prova.

Durante lo svolgimento del test sono stati annotati tre valori ad ogni passo di carico: lo schiacciamento della losanga (δ_{los}), il rifollamento della porzione sinistra del chiodo ($\delta_{c,sx}$) e della porzione destra ($\delta_{c,dx}$). Tali valori sono stati rilevati sia al tempo t_0 che al tempo t_1 (dopo un minuto), al fine di comprenderne l'assestamento.

Ognuna delle quindici prove è stata eseguita in quattro fasi successive:

- carico del provino: il provino è stato sollecitato a passi costanti di carico ($\Delta\delta_{los}=0,050$ mm ad ogni passo, corrispondente ad un incremento di carico sul chiodo $\Delta F_{ch}=0,45$ kN) e sono stati annotati i valori di spostamento letti dai due comparatori puntati sul chiodo ($\delta_{c,sx}$ e $\delta_{c,dx}$). In prossimità del raggiungimento di $\delta_c=d$, considerando di poco interesse rilevare un rifollamento superiore al diametro del chiodo stesso ($d=4$ mm e δ_c media di $\delta_{c,sx}$ e $\delta_{c,dx}$), tutte le fasi di carico sono state interrotte;

- scarico del provino: il provino è stato scaricato completamente a passi costanti ($\Delta\delta_{los} = -0,100$ mm ad ogni passo) e sono stati annotati i valori di spostamento del chiodo ($\delta_{c,ss}$ e $\delta_{c,dx}$), con le stesse modalità descritte in precedenza;
- ricarico del provino: il provino è stato sollecitato per la seconda volta, seguendo le modalità della prima fase di carico;
- riscarico del provino: il provino è stato scaricato completamente la seconda volta, seguendo le modalità della prima fase di scarico.

Completato il lavoro in laboratorio, i dati sono stati rielaborati ed è stato possibile di definire la curva carico-spostamento del chiodo per ognuno dei quindici provini.

Una volta determinata la F_{max} , ovvero quella in corrispondenza della quale si verifica che $\delta_c = d$, è stata calcolata la resistenza caratteristica a rifollamento f_h secondo quanto indicato dalla normativa¹³.

La UNI EN 383 definisce la resistenza a rifollamento come la tensione media di compressione tra provino e cilindro metallico del chiodo, quando è massimo il carico applicato:

$$f_h = \frac{F_{max}}{s d}$$

dove:

- f_h è la resistenza al rifollamento [N/mm²];
- F_{max} è il massimo carico applicato [N];
- s è lo spessore del provino [mm];
- d è il diametro del chiodo [mm].

Di seguito riportiamo i risultati ottenuti per ognuna delle tre campagne di prova.

¹³ UNI EN 383/2007: "Determinazione della resistenza a rifollamento e dei moduli locali di rigidezza per elementi di collegamento di forma cilindrica."

4.3.4. Risultati delle prove A): rifollamento per chiodi sollecitati parallelamente alla fibratura del legno ($f_{h,0}$)

La prima campagna di prove è stata condotta su cinque provini sollecitati parallelamente alla fibratura del legno [Figura 4.10].

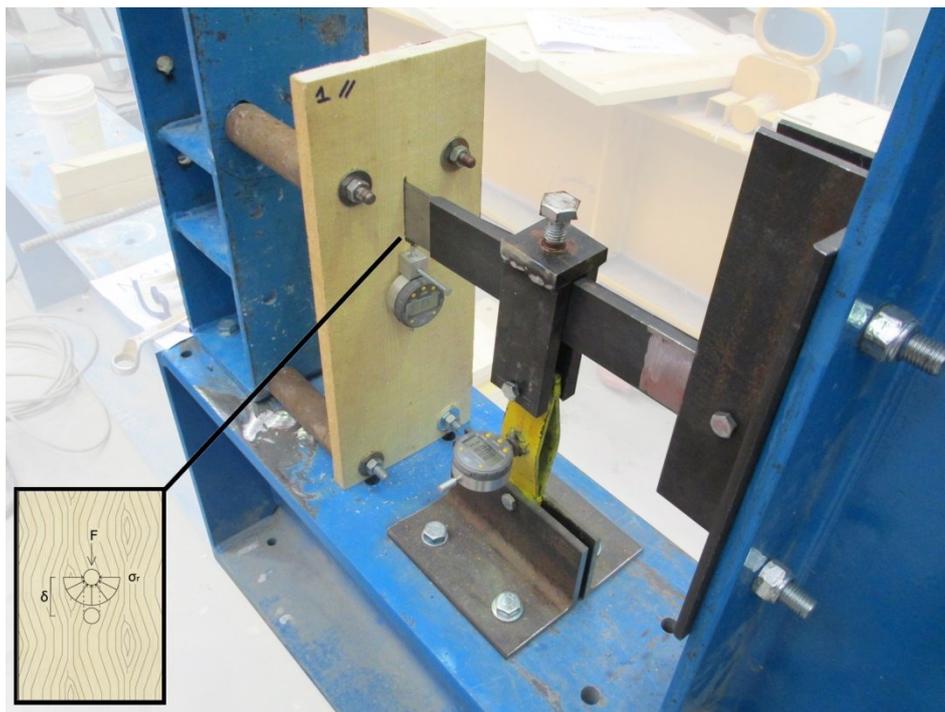


Figura 4.10 - Prova per la determinazione della resistenza caratteristica al rifollamento per un chiodo sollecitato parallelamente alla fibratura del legno.

Si riportano innanzitutto i risultati ottenuti nel caso di provino con foro di forma trapezoidale per l'alloggio della lama di rinforzo (prova 0//): i risultati sperimentali [Figura 4.11] mostrano per il provino un carico elastico di circa 2,6 kN.

Si è scelto di considerare come F_{max} il carico in corrispondenza del quale si ha un rifollamento di 4 mm, in questo caso pari a 4,5 kN.

La resistenza a rifollamento è stata calcolata come segue:

$$f_{h,0} = \frac{F_{max}}{s d} = \frac{4500 \text{ N}}{22 \cdot 4 \text{ mm}} = 51 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

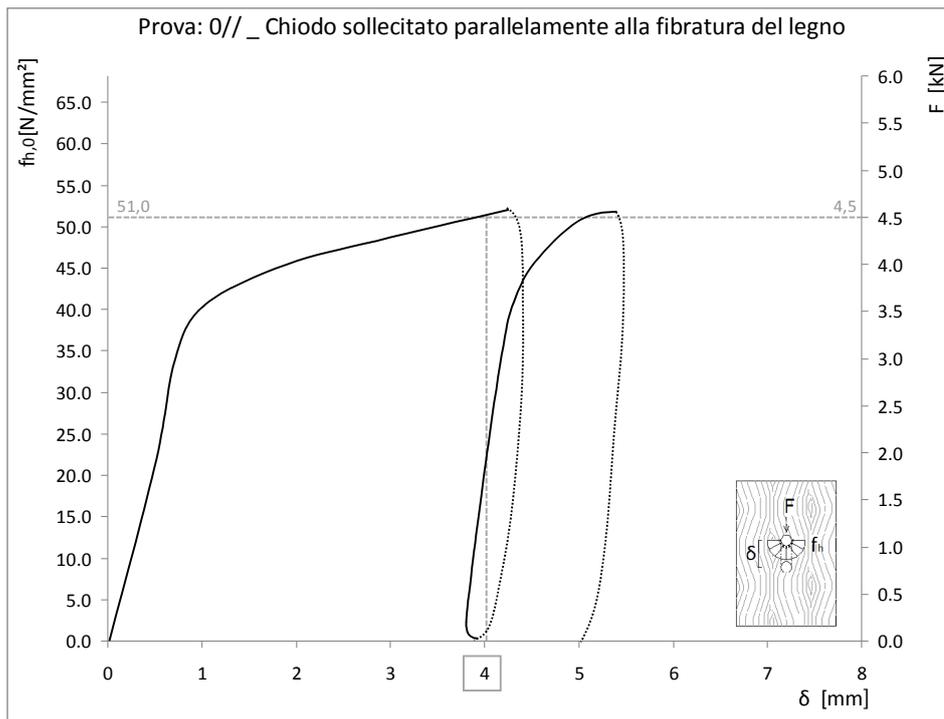


Figura 4.11 - Curva carico-spostamento-resistenza a rifollamento per la prova 0//.

I test in cui il provino presenta un'apertura per alloggiare la piastra metallica di tipo rettangolare e quindi di più facile realizzazione, hanno dato esiti del tutto simili a quello appena analizzato. Da tale considerazione, la scelta di eseguire le successive quattro prove con questa soluzione, operativamente più pratica.

Prendiamo ad esempio la prova 4//, espressiva dell'andamento medio di tutte le prove: i risultati sperimentali [Figura 4.12] mostrano per il provino un carico elastico di circa 2,5 kN.

Si è scelto di considerare come F_{max} il carico in corrispondenza del quale si ha un rifollamento di 4 mm, in questo caso pari a 4,3 kN.

La resistenza a rifollamento è stata calcolata come segue:

$$f_{h,0} = \frac{F_{max}}{s \cdot d} = \frac{4300 \text{ N}}{22 \cdot 4 \text{ mm}} = 49 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$