SOLAI IN LEGNO

Tecniche di intervento su solai esistenti

Ing. Roberto Scotta
Dipartimento ICEA
Università di Padova
roberto.scotta@unipd.it

1

CONTENUTI DELLA PRESENTAZIONE

1. Degrado e diagonistica delle strutture in legno
   a. Normativa
   b. Forme di degrade
   c. Indagini diagnostiche
2. Interventi di consolidamento di solai e coperture
   a. Interventi locali
   b. Interventi globali
3. Il ruolo dei solai nel comportamento sismico
   a. Collegamento alle murature
   b. Rigidezza dei solai nel piano
   c. Effetti sulla risposta sismica
4. Casi studio

2

Indagine diagnostica e degrado

IL RIFERIMENTO NORMATIVO PER L' INDAGINE DIAGNOSTICA SU STRUTTURE IN LEGNO È LA UNI 11119 – 2004.

NORMA ITALIANA	Beni culturali **Manufatti lignei** **Strutture portanti degli edifici - Ispezione *in situ* per la diagnosi degli elementi in opera**	**UNI 11119** LUGLIO 2004
	Cultural heritage Wooden artefacts Load-bearing structures - On site inspections for the diagnosis of timber members	
CLASSIFICAZIONE ICS	91.080.20	
SOMMARIO	La norma stabilisce obiettivi, procedure e requisiti per la diagnosi dello stato di conservazione e la stima della resistenza e della rigidezza di elementi lignei in opera nelle strutture portanti di edifici compresi nell'ambito dei beni culturali, attraverso l'esecuzione di ispezioni *in situ* e l'impiego di tecniche e metodologie di prova non distruttive.	
RELAZIONI NAZIONALI		
RELAZIONI INTERNAZIONALI		
ORGANO COMPETENTE	Commissione "Beni culturali - NORMAL"	
RATIFICA	Presidente dell'UNI, delibera dell'8 giugno 2004	

4

Indagine diagnostica e degrado

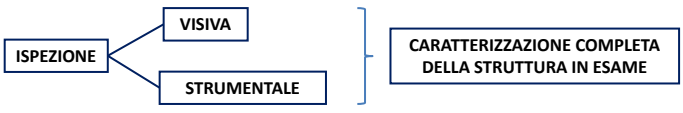
IL RIFERIMENTO NORMATIVO PER L' INDAGINE DIAGNOSTICA SU STRUTTURE IN LEGNO È LA UNI 11119 – 2004.

4 OBIETTIVI DELL'ISPEZIONE

Obiettivo dell'ispezione è l'ottenimento delle informazioni sotto elencate relative a ciascun elemento ligneo portante facente parte della struttura oggetto di ispezione, al fine di valutarne l'integrità e le prestazioni:

a) specie legnosa (o taxon);
b) umidità del legno ed eventuali gradienti di umidità;
c) classe di rischio biologico per il legno, secondo le UNI EN 335-1 e UNI EN 335-2;
d) geometria e morfologia dell'elemento ligneo, con indicazione della posizione ed estensione dei principali difetti, degradamento e danni eventualmente presenti;
e) posizione, forma e dimensioni delle zone critiche e delle sezioni critiche;
f) classificazione secondo la resistenza dell'elemento nel suo complesso e/o delle singole zone critiche.

Operazioni per la raccolta di ulteriori informazioni potranno essere concordate tra le parti, in funzione di eventuali altri obiettivi da raggiungere.



6

Indagine diagnostica e degrado

ISPEZIONE VISIVA - identificazione della specie

Specie legnose più ricorrenti nelle strutture antiche:

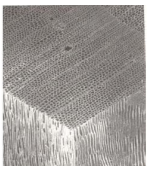
CONIFERE
- abete (rosso e bianco)
- larice
- pino (pini mediterranei, pino silvestre)
- cipresso

LATIFOGLIE
- pioppo
- castagno
- quercia (caducifoglia)
- olmo

Si effettua sulla base delle caratteristiche macroscopiche (quelle visibili ad occhio nudo o con l'ausilio di una lente di ingrandimento) oppure delle caratteristiche microscopiche (quelle osservabili mediante microscopio)

Necessario pulire bene la superficie del legno e/o prelevare un piccolo campione da osservare attentamente in laboratorio. Il legno deve essere quanto più possibile esente da difetti e/o degrado.

Esempio di solaio in castagno



Struttura microscopica per legno di conifera (sinistra) e latifoglia (destra)

7

Indagine diagnostica e degrado

ISPEZIONE VISIVA - rilievo geometrico della struttura

Il **rilievo geometrico** è indispensabile per
- analizzare e comprendere correttamente il funzionamento della struttura e delle sue parti
- identificare le parti e gli elementi da ispezionare
- riportare in maniera semplice e intuitiva i dati rilevati durante l'ispezione
- restituire in forma grafica i risultati dell'indagine
- consentire l'effettuazione degli eventuali calcoli di verifica statica
- consentire l'elaborazione di un eventuale progetto di consolidamento

Devono essere rilevati:
- geometria generale della struttura (luci, interassi) e delle eventuali unità strutturali (ad es. capriate)
- geometria delle unioni (in special modo nelle capriate)
- forma e dimensioni delle sezioni
- deformazioni eventuali

8

Indagine diagnostica e degrado

ISPEZIONE VISIVA - valutazione del degrado

Dal punto di vista statico, per degrado si intende *qualsiasi alterazione che comporti uno scadimento delle caratteristiche meccaniche (resistenze, elasticità) e prestazionali dell'elemento ligneo.*

A seconda della gravità può:

- **diminuire l'efficienza di un elemento o di una struttura,**
- **compromettere la funzionalità e la sicurezza della struttura**
- **determinare il dissesto o il crollo della struttura.**

Nel caso del legno il degrado si distingue in :

- **degrado biologico (quando è causato da organismi)**
- **degrado meccanico (quando è causato da sollecitazioni)**

esempio di degrado meccanico

esempio di degrado biologico

È fondamentale individuare il tipo di degrado anche per definire il successivo intervento sia sull'elemento strutturale ma anche sull'intero complesso edilizio

9

Indagine diagnostica e degrado

NOTA DI APPROFONDIMENTO SUL DEGRADO BIOLOGICO

Il degrado biologico comporta sempre una riduzione della sezione resistente dell'elemento o una riduzione delle sue proprietà fisico-meccaniche.

La prima cosa da fare su un elemento ligneo in opera è accertare se è presente o meno degrado biologico. Quando è accertata la presenza di degrado biologico, esso deve essere:
- identificato (se possibile)
- valutato nella sua estensione all'interno della sezione

Il degrado biologico può essere causato da diversi agenti biologici. I più ricorrenti e importanti agenti biologici per le conseguenze che possono produrre sono:

- **gli insetti xilofagi (anobidi, cerambicidi, termiti)**
- **i funghi della carie**

L'alterazione prodotta nei due casi è diversa come:

- **aspetto macroscopico**
- **meccanismo di azione**

11

Indagine diagnostica e degrado

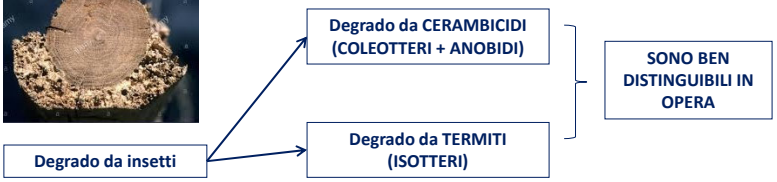
NOTA DI APPROFONDIMENTO SUL DEGRADO BIOLOGICO

DEGRADO DA INSETTI

L'alterazione prodotta dagli insetti consiste nella riduzione della sezione resistente a causa delle gallerie scavate dall'insetto per il suo nutrimento.

L'aspetto esteriore degli elementi non è alterato salvo, in fase avanzata dell'attacco, la comparsa dei caratteristici fori di sfarfallamento (la forma e le dimensioni dei quali possono aiutare a identificare il tipo di insetto).

Fanno eccezione le termiti le quali non producono fori di sfarfallamento; pertanto, di regola, non vi è alterazione dell'aspetto esteriore se non per la presenza occasionale delle cosiddette "gallerie artificiali".



12

Indagine diagnostica e degrado

NOTA DI APPROFONDIMENTO SUL DEGRADO BIOLOGICO

DEGRADO DA INSETTI

ricco di amido

- Gli insetti attaccano preferibilmente l'alburno, con alcune eccezioni.
- Nei legnami a durame non differenziato l'attacco si può estendere su tutta la sezione.
- La resistenza del legno agli insetti dipende da fattori quali le proprietà anatomiche, le proprietà nutrizionali del legno e le proprietà chimico-fisiche.
- L'attacco è normalmente esteso a tutta la lunghezza dell'elemento strutturale.
- Diminuzione di resistenza proporzionale alla diminuzione di sezione

13

Indagine diagnostica e degrado

NOTA DI APPROFONDIMENTO SUL DEGRADO BIOLOGICO

DEGRADO DA INSETTI - Attacco in opera da insetti ANOBIUM (TIPICO «TARLO DEL LEGNO»)

Indagine diagnostica e degrado

NOTA DI APPROFONDIMENTO SUL DEGRADO BIOLOGICO

DEGRADO DA INSETTI - TERMITI

Indagine diagnostica e degrado

NOTA DI APPROFONDIMENTO SUL DEGRADO BIOLOGICO

DEGRADO DA FUNGHI

- **Funghi Cromogeni**
- **Muffe superficiali**
- **Funghi della carie del legno (Basidiomiceti)**
- **Funghi della carie soffice (Ascomiceti e Deuteromiceti).**

18

Indagine diagnostica e degrado

NOTA DI APPROFONDIMENTO SUL DEGRADO BIOLOGICO

DEGRADO DA FUNGHI DELLA CARIE: BASIDIOMICETI

- Umidità del legno > 20% (strutture esterne o zone umide).
- Questi funghi si nutrono dei componenti della parete cellulare del legno e determinano una variazione delle proprietà fisiche, meccaniche, chimiche e del colore del legno.
- Attaccano sia l'alburno che il durame. l'attacco è normalmente localizzato ad una zona umida dell'elemento ligneo
- Diminuzione di resistenza totale, ma solo nella zona attaccata

21

Indagine diagnostica e degrado

NOTA DI APPROFONDIMENTO SUL DEGRADO BIOLOGICO

DEGRADO DA FUNGHI DELLA CARIE: BASIDIOMICETI

Indagine diagnostica e degrado

NOTA DI APPROFONDIMENTO SUL DEGRADO BIOLOGICO

DEGRADO DA FUNGHI DELLA CARIE: BASIDIOMICETI

Indagine diagnostica e degrado

NOTA DI APPROFONDIMENTO SUL DEGRADO BIOLOGICO

DEGRADO DA FUNGHI DELLA CARIE: BASIDIOMICETI

CARIE BRUNA

- Colorazione bruna
- Fessurazioni longitudinali e trasversali da conferire al
- legno un aspetto a cubetti (carie cubica)
- Anche un attacco iniziale, con minima modificazione
- di colore e di massa, comporta una riduzione del
- 70% nella resistenza a flessione (carie bruna).
- Degrada principalmente la cellulosa
- Attaccano principalmente legno di conifera

24

La carie non è un problema solo del legno antico!

27

Indagine diagnostica e degrado

NOTA DI APPROFONDIMENTO SUL DEGRADO MECCANICO

Per degrado meccanico si intende *il danno prodotto a causa di sollecitazioni eccessive rispetto alla resistenza dell'elemento.*
Le rotture e le lesioni in genere sono il danno meccanico che capita più frequentemente di osservare. Spesso sono associate a degrado biologico e/o difetti particolari.
Anche le deformazioni eccessive (quando sono dovute alle sollecitazioni agenti) sono considerate degrado meccanico in quanto indice di uno stato di sollecitazione elevato che nel lungo tempo può provocare la rottura dell'elemento.
Al massimo livello di gravità si ha il dissesto o il crollo della struttura.

Indagine diagnostica e degrado

NOTA DI APPROFONDIMENTO SUL DEGRADO MECCANICO

IN LINEA GENERALE IL DEGRADO MECCANICO PUÒ ESSERE ANCHE INDICE DI:

- **SCHEMI STRUTTURALI POCO EFFICIENTI**
- **SFRUTTAMENTO ERRONEO DELLE PROPRIETÀ DEL MATERIALE**
- **INTERVENTI PREGRESSI NON IDONEI O ADDIRITTURA PEGGIORATIVI**

L'intervento di recupero/adeguamento di progetto deve tenere in considerazione tali circostanze

La valutazione del degrado meccanico è sostanzialmente affidata all'esperienza del tecnico che esegue l'ispezione.

La valutazione è pertanto tendenzialmente soggettiva.

A volte le rotture non sono immediatamente riconoscibili, specialmente se non sono associate a deformazioni evidenti ➔ è necessario osservare con la massima attenzione tutti i dettagli, in modo particolare nelle zone più sollecitate e in corrispondenza delle unioni.

Indagine diagnostica e degrado

NOTA DI APPROFONDIMENTO SUL DEGRADO MECCANICO

ESEMPIO DI ROTTURA PER DEGRADO E PER ECCESSIVO SFRUTTAMENTO DEL MATERIALE

32

Indagine diagnostica e degrado

NOTA DI APPROFONDIMENTO SUL DEGRADO MECCANICO

ESEMPIO DI ROTTURA PER ECCESSIVA DEFORMAZIONE/FRECCIA

33

Indagine diagnostica e degrado

NOTA DI APPROFONDIMENTO SUI DIFETTI

CIPOLLATURA

DEVIAZIONE DELLA FIBRATURA

Indagine diagnostica e degrado

NOTA DI APPROFONDIMENTO SUI DIFETTI

NODI

ALTRI DIFETTI

Indagine diagnostica e degrado

Esempio di classificazione

Smussi: assenti ➔ cat. I
Inclinazione fibratura: 2cm /40cm = 1/20 ➔cat. I
Nodi: dmax = 3cm < 5cm; < h/5=6cm➔cat. I

Travatura in I categoria

Indagine diagnostica e degrado

ISPEZIONE VISIVA - valutazione della qualità meccanica (classificazione)

La valutazione della qualità meccanica è necessaria fini dei calcoli di verifica statica.
La qualità meccanica dipende dalla difettosità del singolo elemento e si determina mediante la classificazione a vista in base ai difetti.

Tabella 1 *- Regole di classificazione per elementi strutturali lignei in opera, secondo UNI 11119.*

CARATTERISTICA		CATEGORIA IN OPERA I	II	III
Smussi		<= 1/8	<= 1/5	<= 1/3
Lesioni varie, Cretti da gelo, Cipollature		assenti	assenti	ammissibili, se limitate
Nodi singoli		<= 1/5 = 50 mm	<= 1/3 = 70 mm	<=1/2
Gruppi di nodi		<=2/5	<=2/3	<=3/4
Inclinazione della fibratura (pendenza %)	in sez. radiale	<=1/14 (7%)	<=1/8 (12%)	<=1/5 (20%)
	in sez. tangenziale	<=1/10 (10%)	<=1/5 (20%)	<=1/3 (33%)
Fessurazioni radiali da ritiro		ammissibili, purché non passanti		

Indagine diagnostica e degrado

ISPEZIONE VISIVA - valutazione della qualità meccanica (classificazione)

prospetto 5 **Valori caratteristici per i tipi di legname considerati nella presente norma**

Proprietà		Abete/Italia			Pino laricio/Italia			Larice/Nord Italia			Douglasia/Italia		Altre conifere/Italia			Castagno/Italia	Querce caducifoglie/Italia	Pioppo e Ontano/Italia	Altre latifoglie/Italia
Corrispondenza con le Classi di resistenza della UNI EN 338			C24	C18	C40	C22	C14		C22	C18	C35	C22				D24			
Categorie resistenti		S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2/S3	S1	S2	S3	S	S	S	S
Flessione (5-percentile), N/mm^2	$f_{m,k}$		25	18	40	22	15		23	18	35	22	33	26	22	28	42	26	27
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile), N/mm^2	$f_{t,0,k}$		15	11	24	13	9		14	11	21	13	20	16	13	17	25	16	16
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), N/mm^2	$f_{t,90,k}$		0,4	0,4	0,4	0,4	0,4		0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile), N/mm^2	$f_{c,0,k}$		21	18	26	20	17		20	18	25	20	24	22	20	22	27	22	22
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), N/mm^2	$f_{c,90,k}$		2,6	2,6	3,2	3,0	3,0		3,6	3,6	3,2	2,9	3,7	3,7	3,7	7,3	11	6,3	7,7
Taglio (5-percentile), N/mm^2	$f_{v,k}$		4,0	3,4	4,0	3,8	3,0		3,8	3,4	4,0	3,8	4,0	4,0	3,8	4,0	4,0	2,7	4,0
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio), kN/mm^2	$E_{0,mean}$		11,8	10,5	15	12	11		12,5	11,5	15,8	13	12,3	11,4	10,5	12,5	12,0	8,0	11,5
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile), kN/mm^2	$E_{0,05}$		7,9	7,0	10	8,0	7,4		8,4	7,7	11	8,7	8,2	7,6	7,0	10,5	10,1	6,7	9,7
Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura (medio), kN/mm^2	$E_{90,mean}$		0,39	0,35	0,50	0,40	0,37		0,42	0,38	0,53	0,43	0,41	0,38	0,35	0,83	0,80	0,53	0,77
Modulo di taglio (medio), kN/mm^2	G_{mean}		0,74	0,66	0,94	0,75	0,69		0,78	0,72	0,99	0,81	0,77	0,71	0,66	0,78	0,75	0,50	0,72
Massa volumica (5-percentile), kg/m^3	ρ_k		375	375	455	425	430		510	520	450	415	530	530	530	485	760	420	515
Massa volumica (media), kg/m^3	ρ_{mean}		450	450	550	520	520		610	620	540	500	575	575	575	580	825	460	560

39

Indagine diagnostica e degrado

ISPEZIONE VISIVA - valutazione della efficienza delle unioni

Il buon funzionamento e la sicurezza statica di una struttura dipendono anche dallo stato e dall'efficienza delle unioni. Questo vale per tutte le strutture complesse e in modo particolare per le capriate.
Le unioni possono non essere efficienti per varie cause:

- degrado (biologico e/o meccanico),
- insufficienza originaria,
- cattiva realizzazione,
- difettosità localizzata e degrado/allentamento dei dispositivi di collegamento e/o serraggio (staffe, bulloni, chiodi, cavicchi, ecc.)

Nodo catena-monaco
nascosto a tenone e mortasa

40

Indagine diagnostica e degrado

ISPEZIONE VISIVA - valutazione della efficienza delle unioni

La verifica dei collegamenti è rilevante per verificare l'efficienza statica e sismica della struttura

41

Indagine diagnostica e degrado

ISPEZIONE STRUMENTALE – note generali

L'ispezione strumentale è necessaria per accertare lo stato del legno all'interno degli elementi. In particolare è indispensabile per:

- accertare la eventuale presenza di degrado biologico interno negli elementi apparentemente sani (degrado non visibile dall'esterno)
- accertare la eventuale presenza di degrado biologico nelle parti non accessibili all'ispezione visiva diretta (ad es. gli appoggi nelle murature)
- accertare la dimensione delle sezioni quando non sono rilevabili in altro modo

SI DISTINGUONO LE SEGUENTI TIPOLOGIE DI INDAGINI:

- **ANALISI IGROMETRICHEE**
- **ANALISI ULTRASONICHE**
- **PROVA RESISTOGRAFICA**
- **MICROCAROTAGGIO E PROVA FRATTOMETRICA**
- **PROVA PENETROMETRICA (Pilodin o Wood Pecker)**
- **VIDEO-ENDOSCOPIA**

42

Indagine diagnostica e degrado

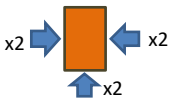
ISPEZIONE STRUMENTALE – ANALISI IGROMETRICHE

Il rilievo dell'umidità di elementi lignei viene eseguito mediante idrometro digitale.

Tale strumento consente di rilevare l'umidità relativa superficiale del legno (ad una profondità di circa 5mm) sfruttando una debole corrente elettrica fatta passare nel materiale attraverso due appositi elettrodi. La misurazione sfrutta il fenomeno fisico per cui la conducibilità elettrica e quindi l'intensità di corrente misurabile variano proporzionalmente al valore di umidità presente, pertanto a fronte di una idonea taratura è possibile ottenere il valore percentuale di umidità del legno.

Operativamente le misurazioni di umidità devono essere condotte su ciascuna faccia accessibile dell'elemento ispezionato.

È opportuno eseguire su ogni faccia almeno due miserazioni ripetute.

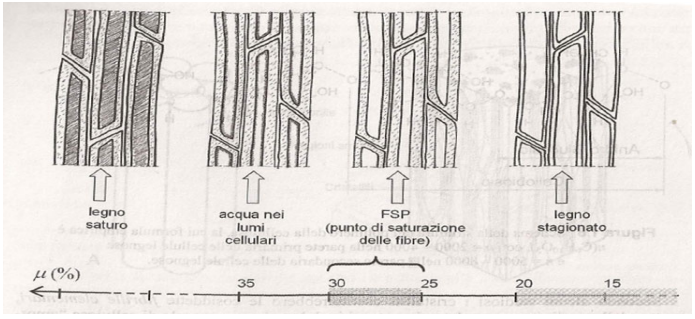


43

Indagine diagnostica e degrado

ISPEZIONE STRUMENTALE – ANALISI IGROMETRICHE

Legno = materiale igroscopico ➔affinità delle cellule con l'acqua



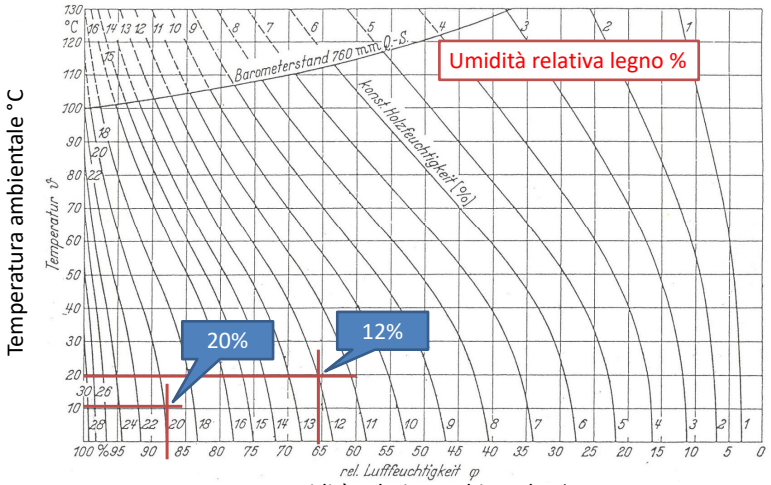
Aumentano il volume e la densità

Aumentano le proprietà meccaniche

44

Indagine diagnostica e degrado

ISPEZIONE STRUMENTALE – ANALISI IGROMETRICHE



Temperatura ambientale °C

Umidità relativa ambientale %

45

Indagine diagnostica e degrado

ISPEZIONE STRUMENTALE – ANALISI IGROMETRICHE

Classi di utilizzo secondo EN 335

Classe di utilizzo	Umidità del legno	Agenti biologici	esempio
1 (interno, coperto)	Sempre < 20%	Insetti	Mobili, parquet, perline …
2 (interno, coperto)	Occasionalmente > 20%	Insetti, funghi della carie, funghi cromogeni, muffe	Travi, rivestimenti interni ..
3.1 (esterno, non a contatto con il suolo)	Frequentemente > 20% non esposto alla pioggia		Infissi, rivestimenti esterni, serramenti, arredo urbano …
3.2 (esterno, non a contatto con il suolo)	Prevalentemente > 20% esposto alla pioggia		
4 (esterno, a contatto con il suolo)	Permanentemente > 20%	Come 3 e carie soffice	Pali linee aeree, arredo urbano, sponde fluviali …
5 (immerso in acqua di mare)	Permanentemente > 20%	Carie soffice , organismi marini	Pali da ormeggio, pontili, …

47

CONSOLIDAMENTO STATICO

Tecniche di intervento per il consolidamento statico : ASPETTI NORMATIVI

IL RIFERIMENTO NORMATIVO PER GLI INTERVENTI SU STRUTTURE IN LEGNO È LA UNI 11138 – 2004.

NORMA ITALIANA	**Beni culturali** **Manufatti lignei** **Strutture portanti degli edifici - Criteri per la valutazione preventiva, la progettazione e l'esecuzione di interventi**	**UNI 11138** NOVEMBRE 2004
	Cultural heritage Wooden artefacts Building load bearing structures - Criteria for the preliminary evaluation, the design and the execution of works	
CLASSIFICAZIONE ICS	91.080.20	
SOMMARIO	La norma fornisce indicazioni sui criteri da seguire per la valutazione preventiva, l'elaborazione dei progetti e l'eventuale esecuzione di interventi volti alla conservazione, manutenzione, restauro di manufatti lignei costituenti elementi portanti di edifici di interesse culturale.	

57

CONSOLIDAMENTO STATICO

Tecniche di intervento per il consolidamento statico : ASPETTI NORMATIVI

IL RIFERIMENTO NORMATIVO PER GLI INTERVENTI SU STRUTTURE IN LEGNO È LA UNI 11138 – 2004.

1 **SCOPO E CAMPO DI APPLICAZIONE**

La norma fornisce le indicazioni generali sui criteri che devono guidare tutte le operazioni di valutazione preventiva, di elaborazione e di stesura dei progetti, nonché di esecuzione degli interventi su manufatti lignei costituenti elementi portanti di edifici di interesse culturale al fine di garantirne e/o mantenerne l'effettiva consistenza fisica e la funzionalità, ove possibile.

La norma si articola nelle cinque sezioni di seguito elencate:

a) valutazione preventiva dello stato di fatto;
b) progettazione dell'intervento;
c) criteri per il controllo di efficacia di un intervento;
d) metodologie e tecniche di esecuzione di un intervento;
e) ispezioni periodiche.

Nella pratica, la progettazione e le tecniche di intervento non si basano soltanto sulla base dei dati tecnici, sebbene questi ne costituiscano il presupposto indispensabile. Infatti nel processo decisionale intervengono normalmente altre figure (architetto conservatore, committente, restauratore, ecc.) ciascuna contraddistinta da specifiche esigenze le quali vanno necessariamente tenute in considerazione e, possibilmente, soddisfatte. Non esiste pertanto una regola decisionale applicabile in generale.

RICONOSCIBILITÀ - SOSTITUIBILITÀ - CONSERVAZIONE E/O RIPRISTINO DELLA FUNZIONALITÀ

58

CONSOLIDAMENTO STATICO

Tecniche di intervento per il consolidamento statico : ASPETTI NORMATIVI

INTERVENTI DI RECUPERO PREVISTI DALLA UNI 11138

- reintegro del materiale
- reintegro della continuità strutturale dell'elemento ligneo
- reintegro di funzionalità del collegamento tra elementi
- reintegro di funzionalità della struttura nell'edificio
- interventi mediante stati di coazione
- interventi indiretti
- miglioramento delle prestazioni nei confronti di azioni eccezionali → incendio, sisma
- trattamenti

La scelta dell'intervento più appropriato dipende da numerosi fattori:

- stato di degrado della struttura
- vincoli di intervento sulle strutture
- accessibilità
- aspetti economici

Sono infine applicabili interventi speciali con materiali innovativi (FRP ecc..)

61

CONSOLIDAMENTO STATICO

TECNICHE GENERALI PER INTERVENTI PUNTUALI

Incalmi
Fettonature
Sostituzioni
Consolidamenti locali

➡ Applicabili a tutte le tipologie di strutture

TECNICHE SPECIFICHE PER INTERVENTI GLOBALI

SOLAI E ORIZZONTAMENTI

- Riduzione o condizionamento della luce statica
  - Rompitratta
  - Saette
  - Mensole
  - Condizionamento dei vincoli
- Rinforzi all'estradosso
  - Soletta in c.a.
  - Pancone ligneo
  - Rinforzo metallico
  - Applicazione tavolati o pannelli lignei
- Rinforzi all'intradosso
  - Tavoloni lignei
  - Rinforzo metallico
  - Rinforzi con materiali compositi

CAPRIATE E STRUTTURE DI COPERTURA

- Rinforzo strutturale
  - Saette
  - Mensole
  - Reggette
- Consolidamento dei nodi
  - Piastre e cravatte metalliche,
  - Gatelli in legno
  - Barre resinate

CONTROSOFFITTI E CENTINATURE

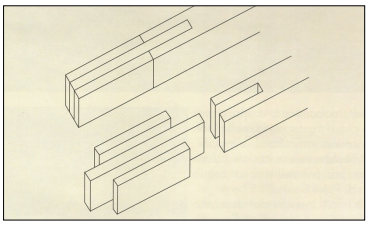
- Rinforzo della struttura portante e dell'incannucciato
- Stabilizzazione della struttura portante

62

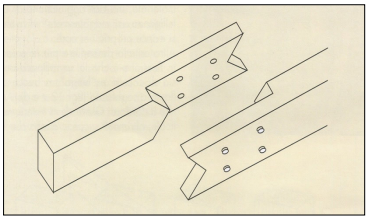
CONSOLIDAMENTO STATICO

TECNICHE GENERALI PER INTERVENTI PUNTUALI - incalmi

Incalmo semplice



Incalmo con raccordo



CONSOLIDAMENTO STATICO

TECNICHE GENERALI PER INTERVENTI PUNTUALI - incalmi

Incalmo a tenone e mortasa – fasi realizzative

CONSOLIDAMENTO STATICO

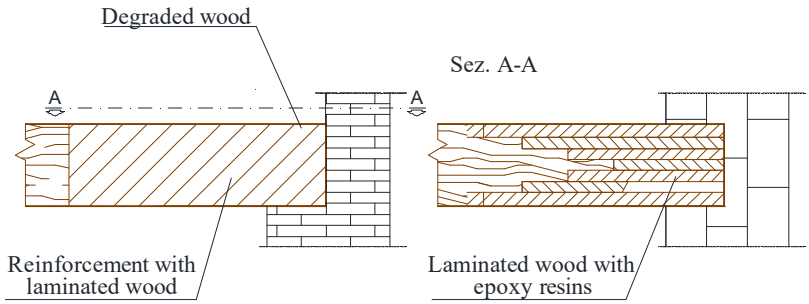
TECNICHE GENERALI PER INTERVENTI PUNTUALI - incalmi

Incalmo a tenone e mortasa – fasi realizzative

65

CONSOLIDAMENTO STATICO

TECNICHE GENERALI PER INTERVENTI PUNTUALI – incalmi con sostituzione a lamelle incollate



66

CONSOLIDAMENTO STATICO

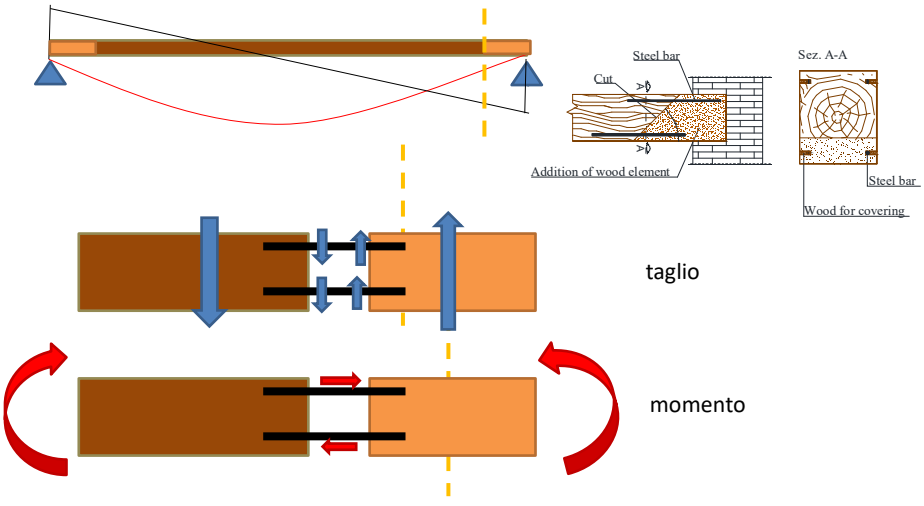
TECNICHE GENERALI PER INTERVENTI PUNTUALI - incalmi

Incalmo con tavolette - fasi realizzative

67

CONSOLIDAMENTO STATICO

TECNICHE GENERALI PER INTERVENTI PUNTUALI – incalmi con barre di collegamento

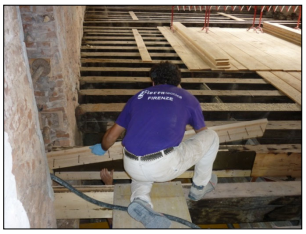


69

CONSOLIDAMENTO STATICO

TECNICHE GENERALI PER INTERVENTI PUNTUALI - incalmi

Incalmo con tavolette - fasi realizzative



CONSOLIDAMENTO STATICO

TECNICHE GENERALI PER INTERVENTI PUNTUALI - incalmi

Incalmo con piastra in acciaio - fasi realizzative

CONSOLIDAMENTO STATICO

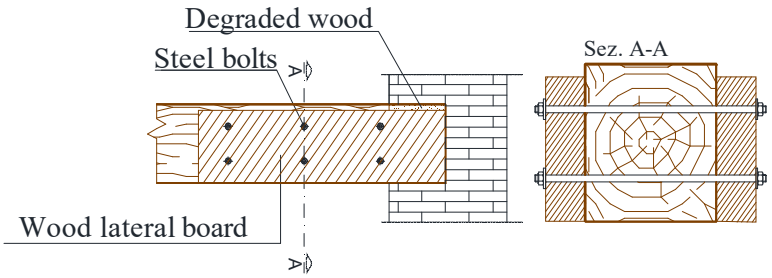
TECNICHE GENERALI PER INTERVENTI PUNTUALI - incalmi

Incalmo in resina - fasi realizzative

72

CONSOLIDAMENTO STATICO

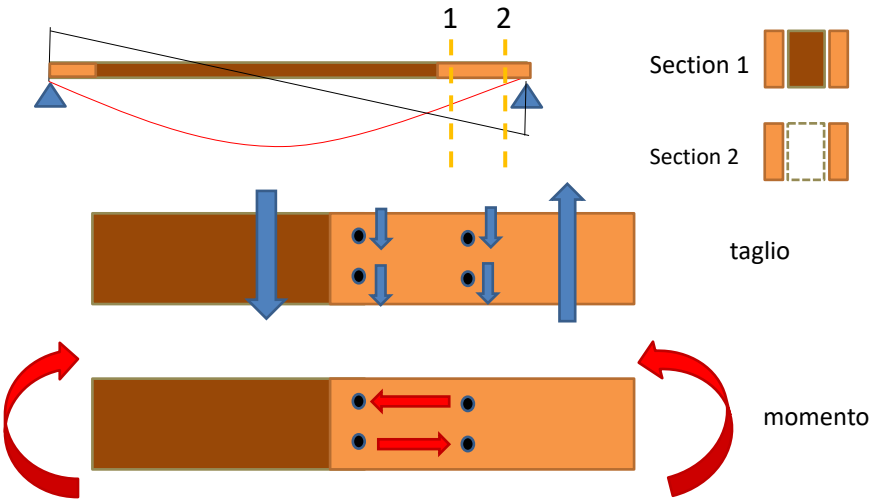
TECNICHE GENERALI PER INTERVENTI PUNTUALI - fettonature



73

CONSOLIDAMENTO STATICO

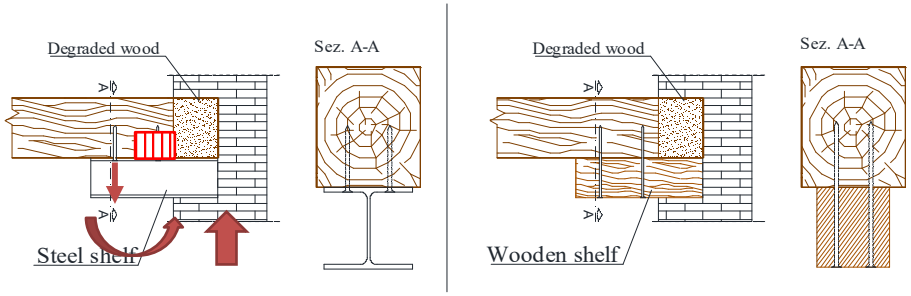
TECNICHE GENERALI PER INTERVENTI PUNTUALI - fettonature



74

CONSOLIDAMENTO STATICO

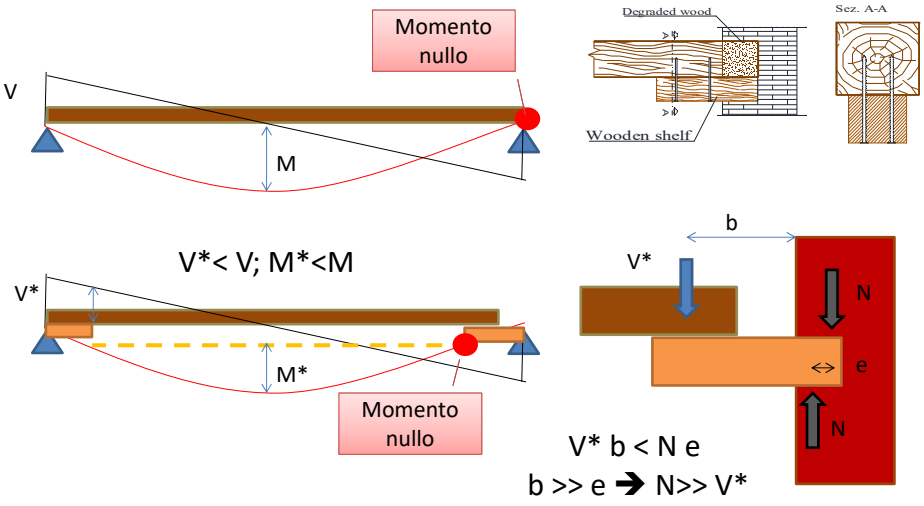
SOLAI - Riduzione o condizionamento della luce statica – DORMIENTE E MENSOLE



78

CONSOLIDAMENTO STATICO

SOLAI - Riduzione o condizionamento della luce statica – DORMIENTE E MENSOLE



79

CONSOLIDAMENTO STATICO

TECNICHE GENERALI PER INTERVENTI PUNTUALI

- **Incalmi**
- **Fettonature**
- **Sostituzioni**
- **Consolidamenti locali**

➡ Applicabili a tutte le tipologie di strutture

TECNICHE SPECIFICHE PER INTERVENTI GLOBALI

SOLAI E ORIZZONTAMENTI

- **Riduzione o condizionamento della luce statica**
  - **Rompitratta**
  - **Saette**
  - **Mensole**
  - **Condizionamento dei vincoli**
- **Rinforzi all'estradosso**
  - **Soletta in c.a.**
  - **Pancone ligneo**
  - **Rinforzo metallico**
  - **Applicazione tavolati o pannelli lignei**
- **Rinforzi all'intradosso**
  - **Tavoloni lignei**
  - **Rinforzo metallico**
  - **Rinforzi con materiali compositi**

CAPRIATE E STRUTTURE DI COPERTURA

- **Rinforzo strutturale**
  - **Saette**
  - **Mensole**
  - **Reggette**
- **Consolidamento dei nodi**
  - **Piastre e cravatte metalliche,**
  - **Gatelli in legno**
  - **Barre resinate**

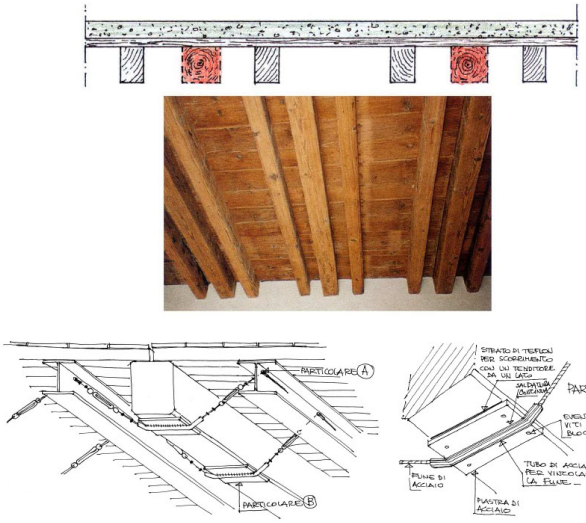
CONTROSOFFITTI E CENTINATURE

- **Rinforzo della struttura portante e dell'incannucciato**
- **Stabilizzazione della struttura portante**

81

CONSOLIDAMENTO STATICO

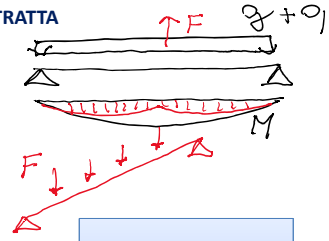
SOLAI - Riduzione del carico agente



La riduzione del carico agente su un elemento strutturale può essere ottenuta **variando la destinazione d'uso**, **riducendo i pesi propri** non strutturali (soluzioni che non comportano un intervento di consolidamento) oppure **affiancando agli elementi esistenti altri elementi che assumono su di sé parte dei carichi agenti**.
Aspetti legati alla presollecitazione e messa in carico.

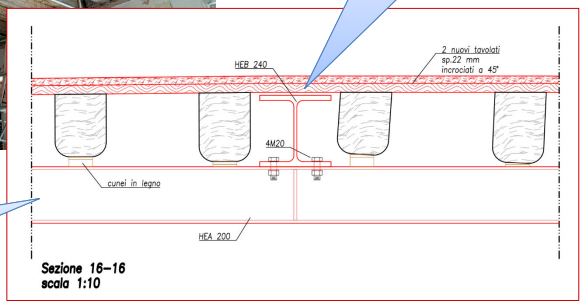
CONSOLIDAMENTO STATICO

SOLAI - Riduzione o condizionamento della luce statica - ROMPITRATTA



TRAVE PORTANTE

TRAVE ROMPITRATTA



CONSOLIDAMENTO STATICO

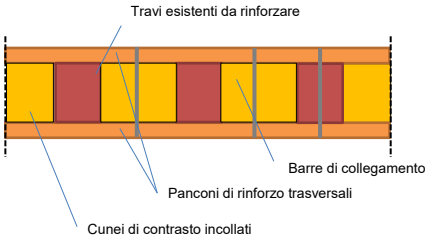
Tecniche di intervento per il consolidamento statico: applicazioni esemplificative

SOLAI - Riduzione o condizionamento della luce statica - ROMPITRATTA

MESSA IN OPERA PANCONE LIGNEO INFERIORE

PREPARAZIONE DEI CUNEI DI CONTRASTO

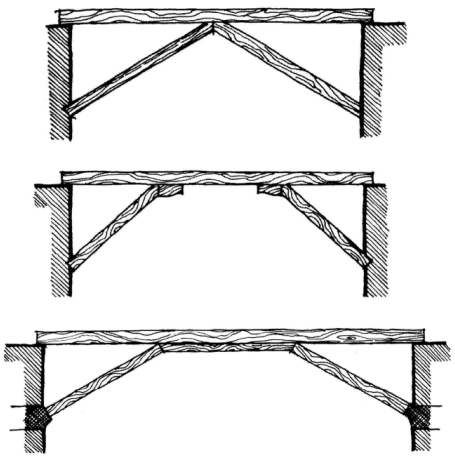
MESSA IN OPERA DEI CUNEI DI CONTRASTO

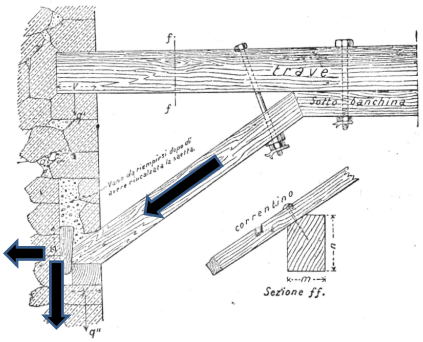


87

CONSOLIDAMENTO STATICO

SOLAI - Riduzione o condizionamento della luce statica – SAETTE IN LEGNO



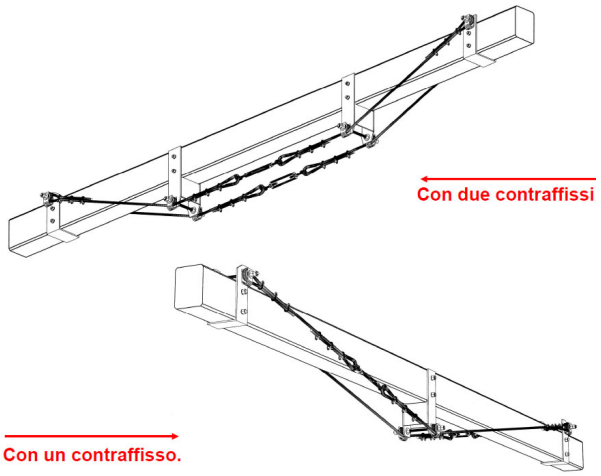


ATTENZIONE ALLA SPINTE NON CONTRASTATE INDOTTE SUI MURI

89

CONSOLIDAMENTO STATICO

SOLAI - Riduzione o condizionamento della luce statica – TRAVE ARMATA



La presenza di dadi regolabili o tenditori consente di verificare lo stato di sollecitazione dell'elemento ed eventualmente modificarlo

90

CONSOLIDAMENTO STATICO

SOLAI - Riduzione o condizionamento della luce statica – TRAVE ARMATA

La presenza di dadi regolabili o tenditori consente di verificare lo stato di sollecitazione dell'elemento ed eventualmente modificarlo

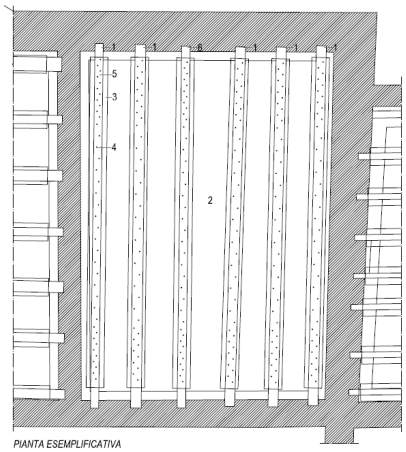
91

CONSOLIDAMENTO STATICO

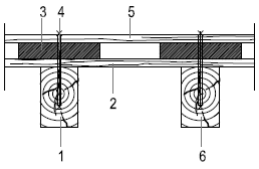
Tecniche di intervento per il consolidamento statico: applicazioni esemplificative

SOLAI – aumento della sezione resistente – rinforzi all'estradosso

Pancone ligneo – rinforzo legno-legno



PIANTA ESEMPLIFICATIVA



1. Trave in legno esistente
2. Tavolato esistente o di sostituzione (s=25-30 mm)
3. Pancone in legno (s= 60 mm)
4. Connettori in acciaio inox Ø14/10" agli appoggi, /20" in mezzeria
5. Nuovo tavolato (s=30 mm)
6. Trave di sostituzione della stessa specie del punto 1 o in legno lamellare

Il pancone ligneo può essere sostituito con un piatto o un profilo metallico realizzando un rinforzo legno-acciaio

VANTAGGI:

Reversibiltà
Lavorazione a secco
Nessun aumento massa

SVANTAGGI:

Rigidezza di paino
Rigidezza / Vibrazioni
Collegamento ai muri

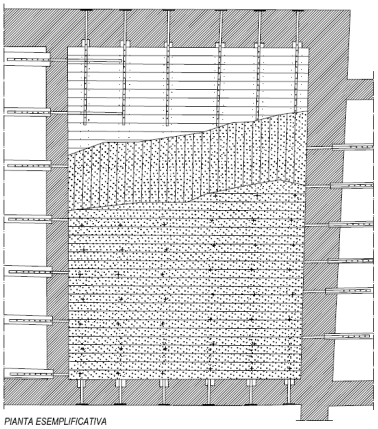
92

CONSOLIDAMENTO STATICO

Tecniche di intervento per il consolidamento statico: applicazioni esemplificative

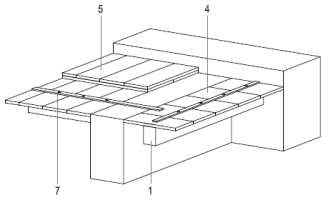
SOLAI – aumento della sezione resistente – rinforzi all'estradosso

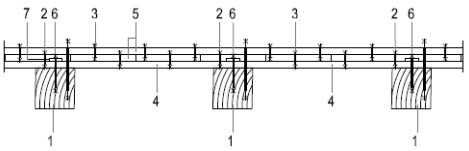
Applicazione di pannelli e tavolati – rinforzo legno-legno



PIANTA ESEMPLIFICATIVA

1. Travi in legno esistenti
2. Viti mordenti a legno
3. Viti mordenti a legno
4. Tavolato esistente o di sostituzione s=25 mm
5. Doppio tavolato incrociato (s=25+25 mm)
6. Viti mordenti a legno
7. Tiranti in acciaio



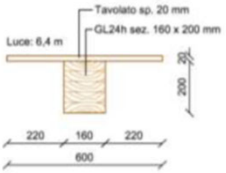


93

RINFORZI TUTTO LEGNO

Lo studio che viene presentato è tratto dal lavoro di G. Schiro, I. Giongo, M. Piazza, TECNICHE DI RINFORZO PER SOLAI LIGNEI, Ingenio n. 42 (brevetto VR2012A000195).

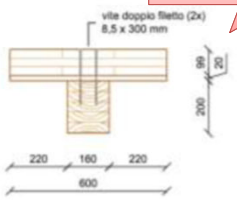
Considerano il rinforzo di una trave 160x200 o 180x240 mm, L=6,40 m, GL24h, con tavolato soprastante da 20 mm.



Con tre diverse ipotesi di rinforzo:

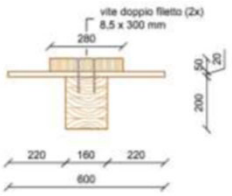
Soluzione A

Pannello X-Lam 600x99 mm



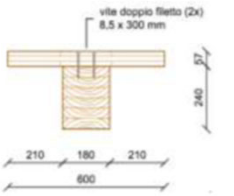
Soluzione B

Microlamellare di faggio 280x50 mm



Soluzione C

Pannello X-Lam 600x57 mm

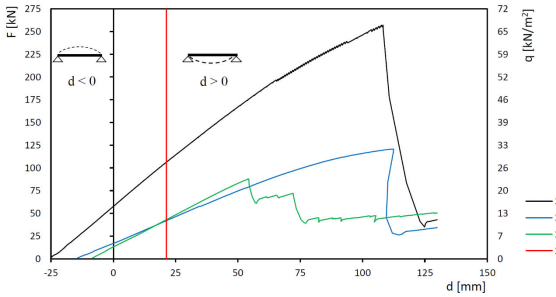


94

RINFORZI TUTTO LEGNO

Lo studio che viene presentato è tratto dal lavoro di G. Schiro, I. Giongo, M. Piazza, TECNICHE DI RINFORZO PER SOLAI LIGNEI, Ingenio n. 42 (brevetto VR2012A000195).

Nelle prove di carico la rottura è avvenuta sempre per tenso-flessione nella trave inferiore

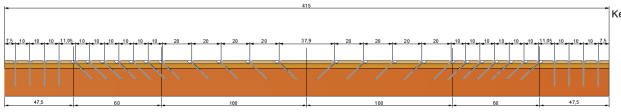


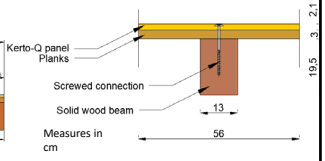
Il riforzo di tipo A fornisce una efficacia maggiore, sia in termini di controfreccia iniziale (-25 mm), che di rigidezza e resistenza ultima (F_u~250 kN)

96

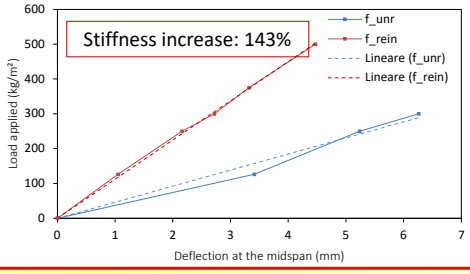
RINFORZO CON PANNELLI LVL CONTINUI

- Kerto-Q panel connected to the existing floor L=415 cm
- Screws 10X180 AT 45°, with washer, spaced as in figure





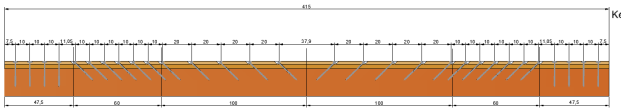
STATIC LOADING TEST

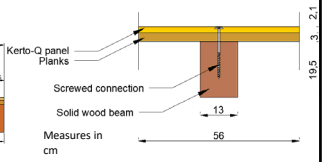


98

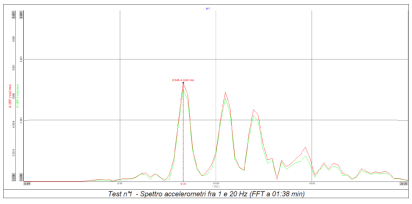
RINFORZO CON PANNELLI LVL CONTINUI

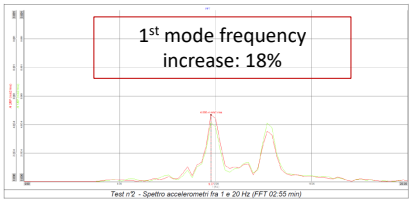
- Kerto-Q panel connected to the existing floor
- Screws with inclination and spacing as in figure





VIBRATIONS Before 8,3 Hz After 9,8 Hz



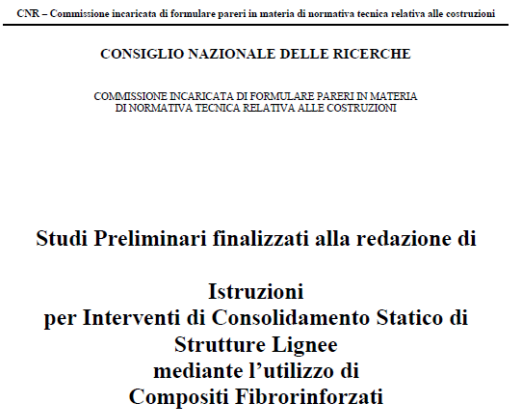


99

CONSOLIDAMENTO STATICO

SOLAI – aumento della sezione resistente – rinforzi all'intradosso

Materiali compositi – CNR DT 201/2005



CNR – Commissione incaricata di formulare pareri in materia di normativa tecnica relativa alle costruzioni

CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE

COMMISSIONE INCARICATA DI FORMULARE PARERI IN MATERIA
DI NORMATIVA TECNICA RELATIVA ALLE COSTRUZIONI

Studi Preliminari finalizzati alla redazione di

Istruzioni
per Interventi di Consolidamento Statico di
Strutture Lignee
mediante l'utilizzo di
Compositi Fibrorinforzati

ADEGUAMENTO DI SOLAI IN LEGNO ESISTENTI

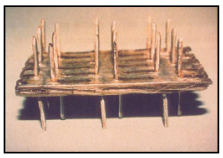
L'adeguamento di solai in legno esistenti va visto sotto due punti di vista diversi:

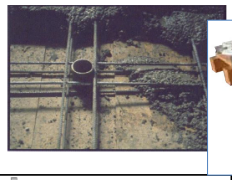
- **Adeguamento fuori piano – per carichi verticali**
  - Adeguamento della portata per i carichi gravitazionali agenti
  - Aumento della rigidezza per problemi di eccessiva deformabilità o vibrazione
  - Problemi locali di appoggio sulle murature
  - Attenzione all'aumento di peso proprio del solaio e a carichi eccentrici, specie in presenza di murature a paramenti non legati (murature a sacco)

- **Adeguamento nel piano - comportamento membranale:**
  - Aspetto importante nel miglioramento/adeguamento sismico di edifici esistenti
  - E' necessario un adeguato collegamento dei solai alle murature d'ambito perimetrali onde evitare problemi di ribaltamento fuori piano delle stesse
  - Aumento della rigidezza membranale per la ripartizione delle forze sismiche ai muri di controvento
  - Attenzione all'aumento di massa del solaio (incremento di forze sismiche)
  - *Attenzione alla diminuzione di duttilità e capacità dissipativa del solaio!!!!*

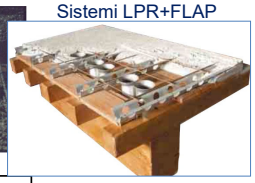
TECNICHE DI RINFORZO DEI SOLAI IN LEGNO

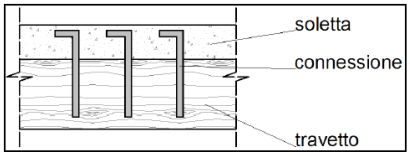
(a)


(b)

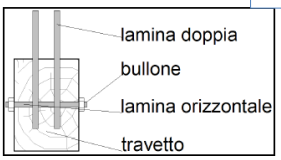


Sistemi LPR+FLAP



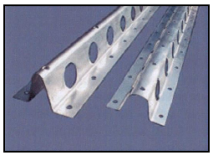


(d)



(e)

Sistema Soleco


(f)

(g)

(h)

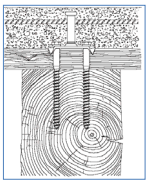


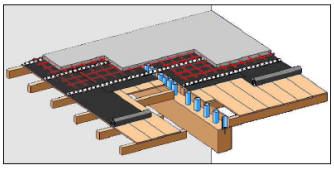
Figura 2.2. Pioli (a), Gang-nails (b), tubi in acciaio (c), sistema Piazza-Turrini (d), sistema Tampone-Campa® (e), traliccio LPR® (f), Wood Beton® (g) e piolo Tecnaria® (h).

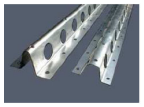
106

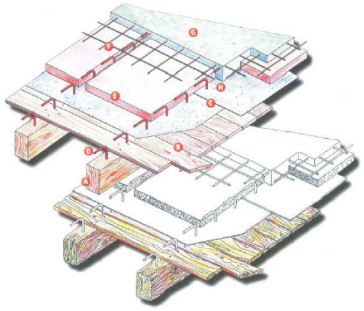
CONSOLIDAMENTO STATICO

SOLAI – aumento della sezione resistente – rinforzi all'estradosso

Soletta di calcestruzzo collaborante







VANTAGGI:

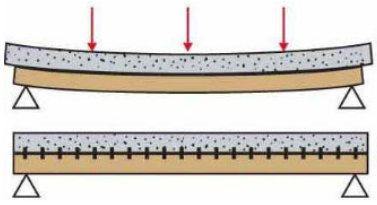
- Aumento rigidezza
- Aumento resisetnza
- Riduzione vibrazioni
- Piano rigido
- Collegamento coni muri

SVANTAGGI:

- Non reversibilità
- Invasività
- Lavorazione non a secco
- Aumento massa sismica

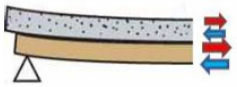
107

RINFORZO FLESSIONALE DEI SOLAI IN LEGNO

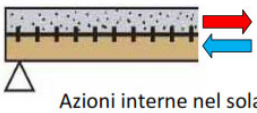


SENZA CONNESSIONE: il solaio è fatto di 2 strati, uno dei quali molto sottile

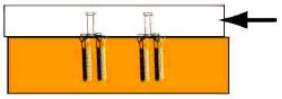
CON CONNESSIONE: lo strato aggiunto non scorre, comportamento unitario



ASSENZA DI CONNETTORI
SCORRIMENTI PERMESSI



PRESENZA DI CONNETTORI
SCORRIMENTI IMPEDITI



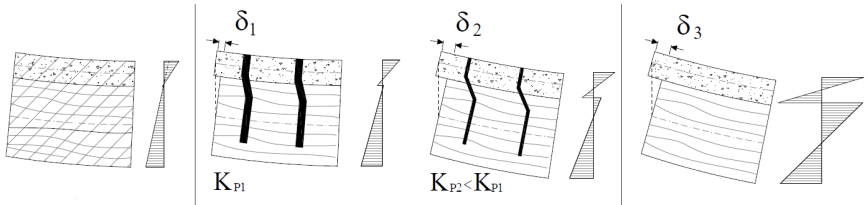
Azioni interne nel solaio misto
- **compressione** nella soletta,
- trazione nella trave,
- **resistenza allo scorrimento** orizzontale tra le due forze.

Ne conseguono una **maggiore capacità portante** e una **maggiore rigidezza.**[14]

RINFORZO FLESSIONALE DEI SOLAI IN LEGNO

COMPORTAMENTO DELLE TRAVI COMPOSTE

Distribuzione delle tensioni in funzione della rigidezza del collegamento



Connessione rigida | Connessione deformabile | Nessuna Connessione

La rigidezza del collegamento è espressa mediante l'efficienza $0 < \eta < 1$

$$\eta = \frac{(EJ)_{reale} - (EJ)_0}{(EJ)_\infty - (EJ)_0}$$

Efficienza unitaria
Scorrimento relativo trave-soletta impedito
Sforzi sui connettori massimi

Efficienza nulla
Scorrimento relativo trave-soletta libero
Sforzi sui connettori nulli

L'efficienza è teoricamente compresa tra 0 e 1, ma per i solai composti legno - cls difficilmente si raggiungono valori dell'efficienza > 0.4 – 0.6

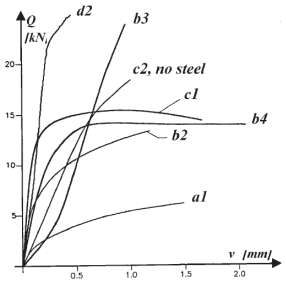
Sperimentalmente si osservano valori più elevati ma sono rilevanti i fenomeni di attrito soletta-trave

RINFORZO FLESSIONALE DEI SOLAI IN LEGNO

QUALE CONNETTORE USARE?

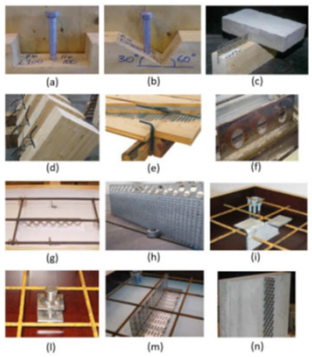
Materiali impiegati
Connettori

Quale connettore usare?
compromesso tra rigidezza, resistenza, duttilità.



Ceccotti, A. (2002)

- **a1** chiodi;
- **b2** connettori ad anello;
- **b3** tubi d'acciaio;
- **b4** piastre punzonate in acciaio;
- **c1** denti nel legno con connettori per evitare sollevamento;
- **c2** incavi, fresature nel legno;
- **d1** traliccio in acciaio incollato al legno;
- **d2** piastre in acciaio incollate al legno



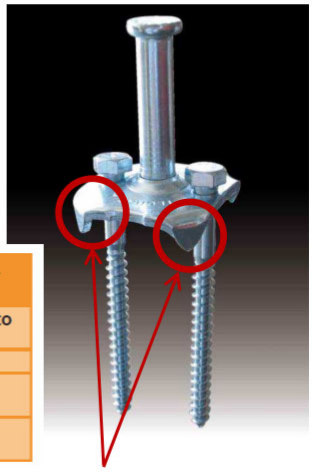
Yeoh et al. (2010)

111

RINFORZO FLESSIONALE DEI SOLAI IN LEGNO

Valori forniti dai produttori

7



Valori meccanici su legno di abete C16 (EN338) corrispondente alla classe S7 (DIN 4074) secondo il metodo degli:

STATI LIMITE	direttamente su trave	su tavolato di 2 cm	su tavolato di 4 cm
RESISTENZA CARATTERISTICA fk [N]	20900	14190	9760
MODULO DI SCORRIMENTO INIZIALE Kser [N/mm]	17200	2740	1330
MODULO DI SCORRIMENTO ULTIMO Ku [N/mm]	7410	1730	970

Maggiore attrito grazie all'efficacia dei ramponi

112

RINFORZO FLESSIONALE DEI SOLAI IN LEGNO

Calcolo della rigidezza Kp e della resistenza della connessione

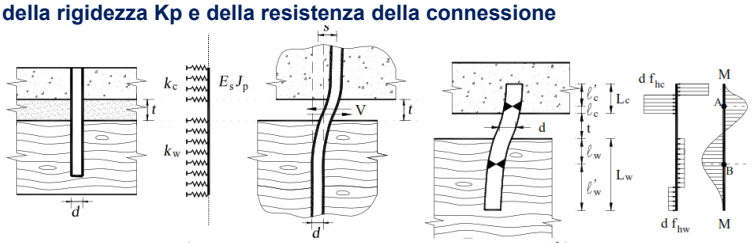
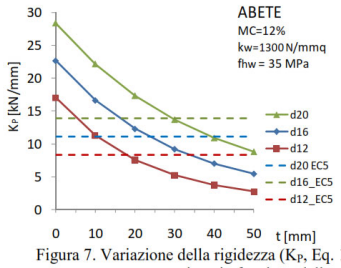
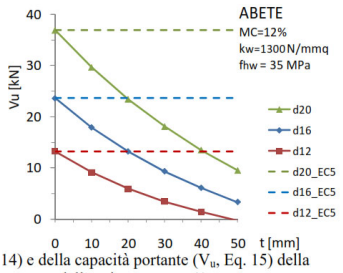


Figura 6: Modello per il calcolo: (a) della rigidezza; (b) della capacità portante della connessione [20].

Rigidezza





Resistenza

Figura 7. Variazione della rigidezza (K_P, Eq. 14) e della capacità portante (V_u, Eq. 15) della connessione in funzione dello spessore dell'assito passante (t).

Tratto da: P. Gelfi & A. Marini, *SOLAI MISTI LEGNO CALCESTRUZZO. METODI DI VERIFICA*, L'Edilizia Vol. 153 e 154

RINFORZO FLESSIONALE DEI SOLAI IN LEGNO

Confronto teorico sperimentale

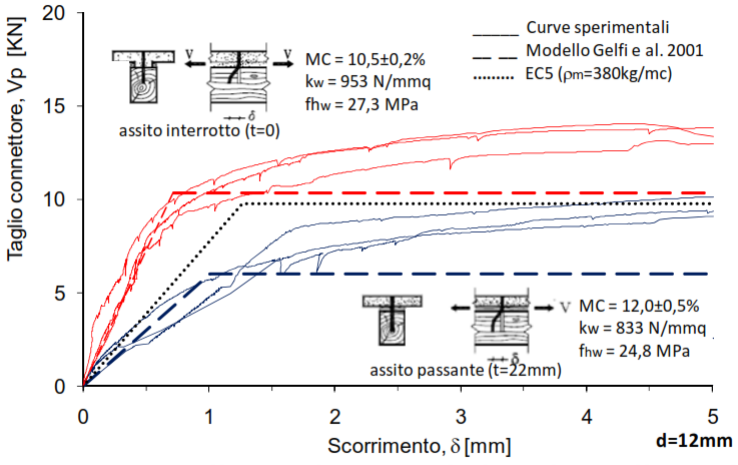


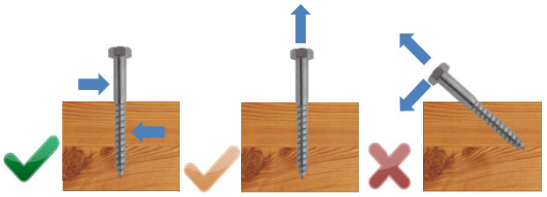
Figura 8. Curve taglio-scorrimento: valori sperimentali e teorici.

Tratto da: P. Gelfi & A. Marini, *SOLAI MISTI LEGNO CALCESTRUZZO. METODI DI VERIFICA*, L'Edilizia Vol. 153 e 154

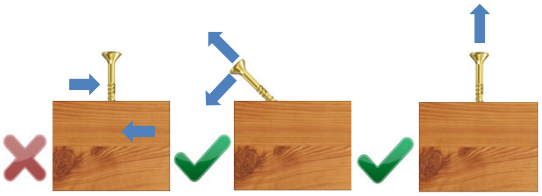
Connettori a gambo cilindrico
Viti da legno moderne

- Si sfrutta la loro elevata resistenza a trazione installandola a 45°
- Non necessitano di preforo (doppia operazione invece per le viti tradizionali)

Viti tradizionali



Viti moderne



RINFORZO CON VITI INCROCIATE

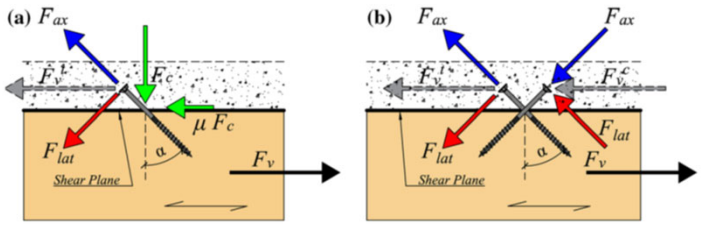


Fig. 1 Mechanical models for screws according to Eurocode 5: **a** single inclined screw; **b** couple of crossed screws

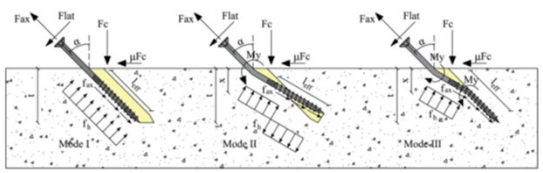


Fig. 2 Mechanical models of the different failure modes for the single inclined screw subjected to shear-tension stress extrapolated from [18] and adapted to the proposed modifications

$$F_{v,Rk}^{I_t} = R_{ax,k}' \cdot (\sin\alpha + \mu\cos\alpha) + f_{h,k} \cdot d \cdot t \cdot (1 - \mu \cdot \tan\alpha) \quad (5)$$

$$F_{v,Rk}^{II_t} = R_{ax,k}' \cdot (\sin\alpha + \mu\cos\alpha) + f_{h,k} \cdot d \cdot t \cdot (1 - \mu \cdot \tan\alpha) \cdot \left[\sqrt{2}\sqrt{\frac{2M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t^2} \cdot \cos^2\alpha + 1} - 1\right] \quad (6)$$

$$F_{v,Rk}^{III_t} = R_{ax,k}' \cdot (\sin\alpha + \mu \cdot \cos\alpha) + 2\sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} \cdot (\cos\alpha - \mu \cdot \sin\alpha) \quad (7)$$

RINFORZO CON VITI INCROCIATE

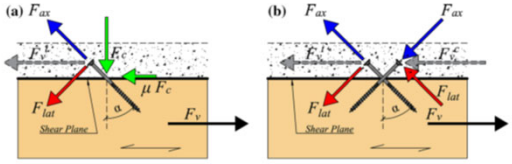


Fig. 1 Mechanical models for screws according to Eurocode 5: **a** single inclined screw; **b** couple of crossed screws

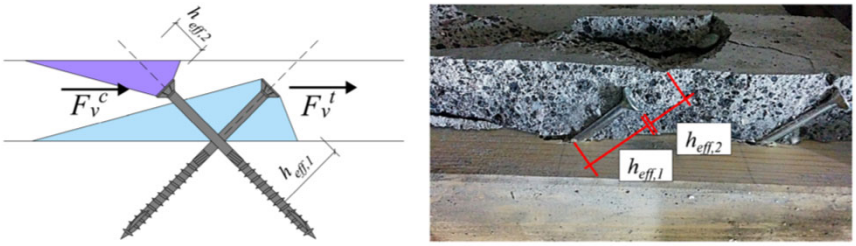


Fig. 3 Failure models in the concrete element for different loading conditions of a single inclined screw subjected to shear-tension or shear-compression stress: **a** theoretical model; **b** experimental evidence

La resistenza assiale della vite è la minima fra quella di estrazione del filetto e quella di espulsione del cono di calcestruzzo:

$$R_{ax,k} = \min(F_{ax,Rk}; F_{ax,Rk,cone}) \qquad (8)$$

RINFORZO CON VITI INCROCIATE

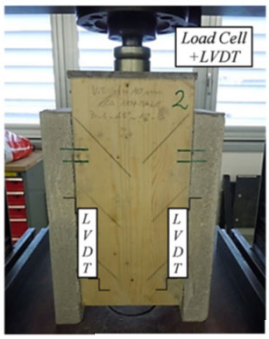


Fig. 4 Clean specimen before the test

La rigidezza di una vite infissa perpendicolarmente alla superficie del legno secondo EC5 è pari a:

$$K_{ser} = \rho_m^{1,5} \cdot d/23 \quad (\text{N/mm})$$

Nel caso di vite inclinata di angolo α, tenendo conto dell'attrito:

$$K_{ser,th}^t = K_{ser,//} \cdot \sin\alpha \cdot (\sin\alpha + \mu \cdot \cos\alpha) + K_{ser,\perp} \cdot \cos\alpha \cdot (\cos\alpha - \mu \cdot \sin\alpha)$$

Che nel caso di α=45° si riduce a:

$$K_{ser,th}^t = \frac{K_{ser,//} \cdot (1+\mu) + K_{ser,\perp} \cdot (1-\mu)}{2}$$

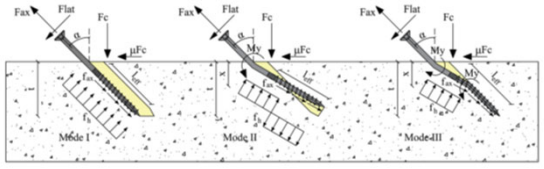
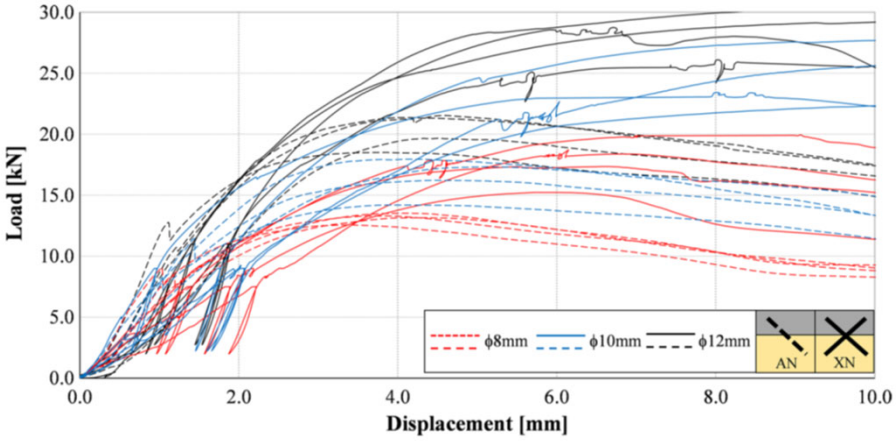


Fig. 2 Mechanical models of the different failure modes for the single inclined screw subjected to shear-tension stress extrapolated from [18] and adapted to the proposed modifications

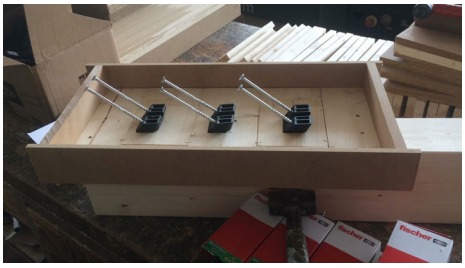
RINFORZO CON VITI INCROCIATE

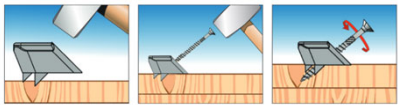
Tests con calcestruzzo normale (f_{cm}=33 MPa, Ec=31 GPa) **e legno lamellare GL24h**



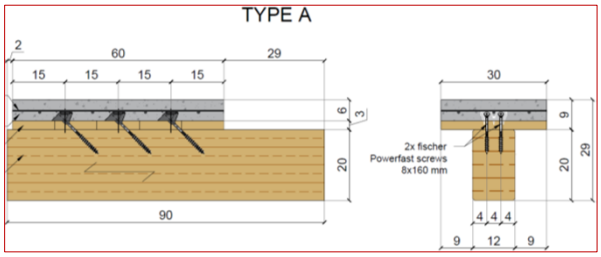
119

TEST SU UN NUOVO TIPO DI CONNETTORE



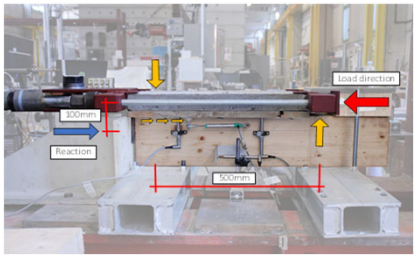


10 campioni per ciascuna configurazione da certificare

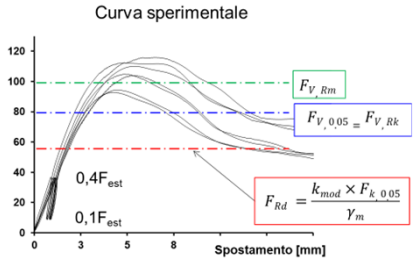


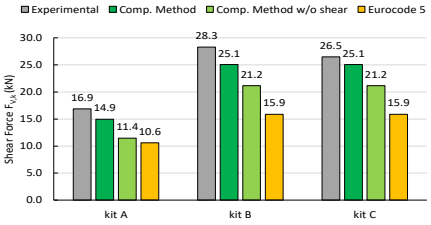
122

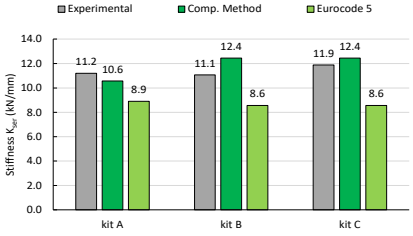
TEST SU UN NUOVO TIPO DI CONNETTORE



Test a taglio secondo EAD 130090-00-0303



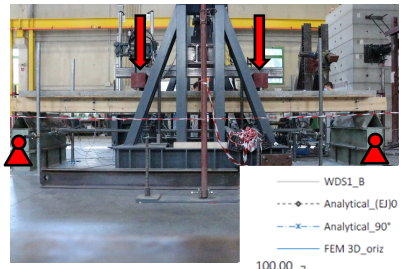


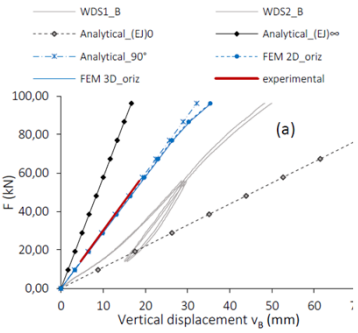


123

TEST SU UN NUOVO TIPO DI CONNETTORE

Test in scala reale, luce 5 m, vari layout dei connettori

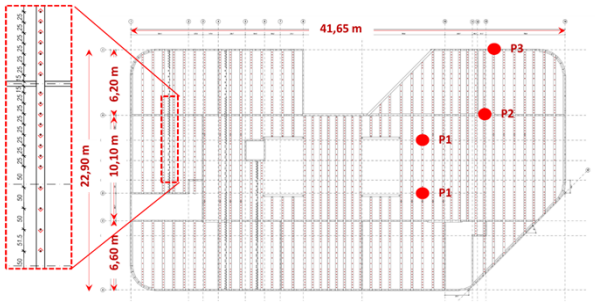




SLOPE COMPARISON (elastic) - middle beam:	SLOPE	Δ
TYPE A experimental	3,01	
Analytical_90°	2,99	-0,66%
FEM 3D_oriz	2,90	-3,71%

124

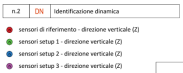
CASO APPLICATIVO – SOLAIO MISTO L=10,10 m

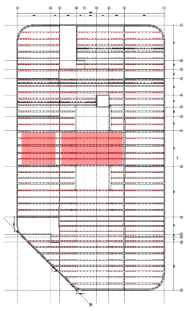


CASO APPLICATIVO – SOLAIO MISTO L=10,10 m

Misure sperimentali di vibrazione

SOLO LEGNO





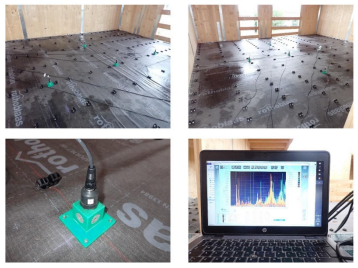
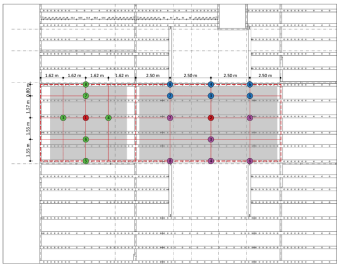
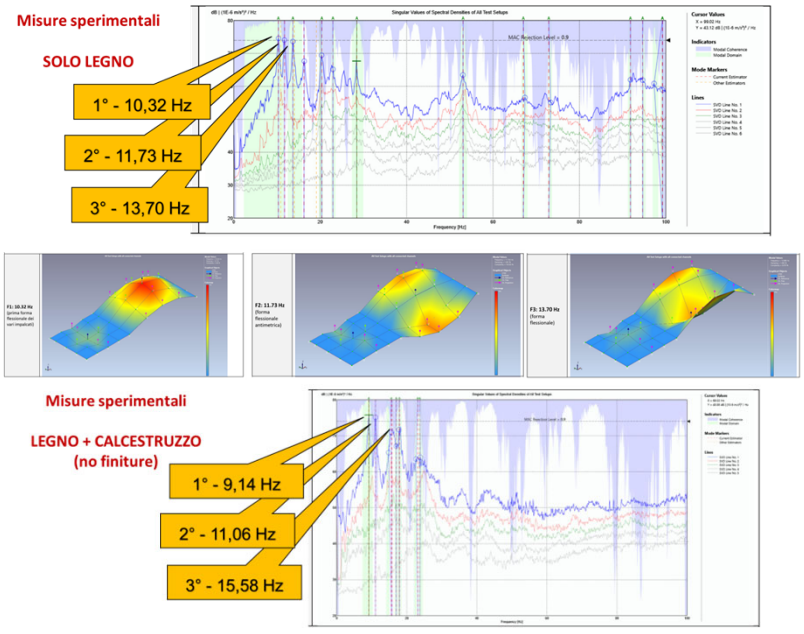


Figura 3.1: accelerometri collocati nelle posizioni di misura e sistema di acquisizione durante le registrazioni (indagine DN_01)



CASO APPLICATIVO – SOLAIO MISTO L=10,10 m



127

COMPORTAMENTO MEMBRANALE DEI SOLAI IN LEGNO

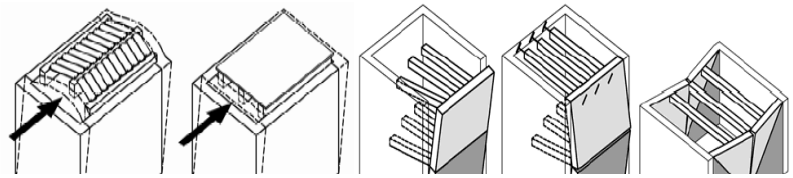
Si tratterà della rigidezza e resistenza membranale (comportamento nel piano) dei solai a struttura lignea, diversamente rinforzati.

Esso è determinante ai fini della corretta valutazione dell'efficacia dei "diaframmi di piano" che nell'assicurare il comportamento scatolare dell'edificio hanno il duplice compito di:

- Stabilizzare le pareti investite dal vento/sisma fuori piano
- Riportare alle pareti di controvento le azioni orizzontali applicate all'edificio
- Dissipare energia sismica preservando gli elementi strutturali verticali (gerarchia delle resistenze)

Fondamentale è la connessione degli stessi con le murature d'ambito, che deve essere di rigidezza superiore o paragonabile a quella del diaframma e avere la resistenza minima per garantire lo scambio di forze fra pareti e diaframmi di piano.

Fondamentale è soprattutto il comportamento dei diaframmi e relative connessioni ai muri rispetto alle sollecitazioni membranali di taglio

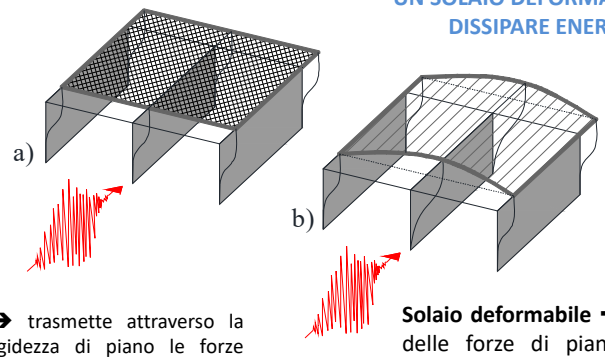


129

COMPORTAMENTO MEMBRANALE DEI SOLAI IN LEGNO

COMPORTAMENTO NEL PIANO

UN SOLAIO DEFORMABILE E' AMMESSO!
UN SOLAIO DEFORMABILE Può DISSIPARE ENERGIA



Solaio rigido ➔ trasmette attraverso la resistenza e rigidezza di piano le forze generate dal sisma alle pareti parallele all'azione sismica in proporzione alla rigidezza delle pareti.

Solaio deformabile ➔ la ripartizione delle forze di piano generate dal sisma alle pareti parallele all'azione dipende dal **rapporto di rigidezza pareti/solaio**.

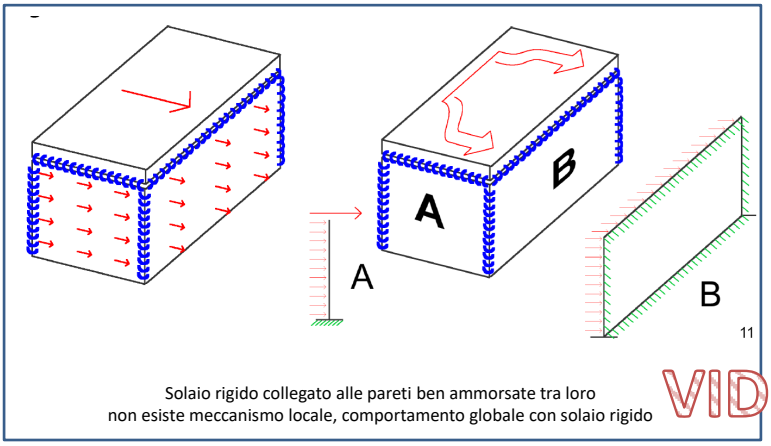
IL SOLAIO INFINITAMENTE RIGIDO E RESISTENTE NON ESISTE! E non è un obbligo!
Secondo NTC, un solaio si può considerare infinitamente rigido, quando le soluzioni con la rigidezza effettiva e l'ipotesi di infinitamente rigido non differiscono più del 10%

Edifici Esistenti in Muratura

a) qualità del collegamento tra pareti ortogonali

b) qualità del collegamento fra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano

Elementi essenziali per il funzionamento del "sistema scatolare"



Solaio rigido collegato alle pareti ben ammorsate tra loro
non esiste meccanismo locale, comportamento globale con solaio rigido

VIDEO

IMPORTANZA DELLA RIGIDEZZA NEL PIANO

Una inadeguata rigidezza nel piano del solaio può provocare, sotto azioni orizzontali, delle deformazioni angolari .
Nascono all'interno del piano del solaio dei **PUNTONI COMPRESSI** che contrastano sugli angoli del fabbricato inducendo delle spinte rilevanti fuori piano.
Il risultato è l'**espulsione dell'angolata** del fabbricato se non è adeguatamente trattenuta da cordoli o tirantature.

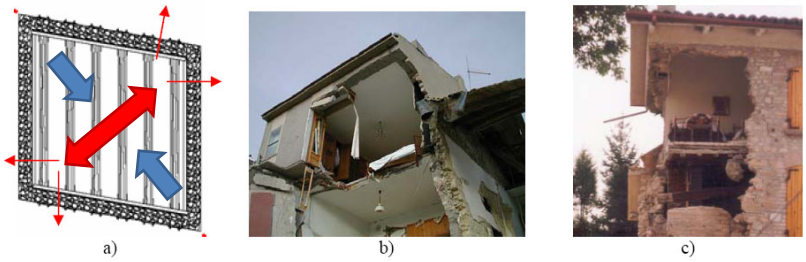
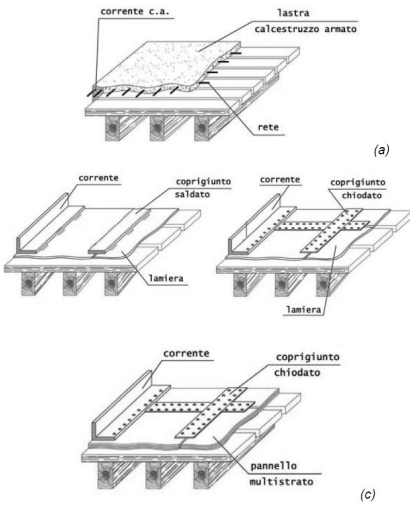


Figure 6. Angular deformation of the masonry unit and expulsion of the building corners.

- A. Brignola, S. Podestà, S. Pampanin, "In plane stiffness of wooden floor", Conference NZSEE 2008.

134

TECNICHE DI RINFORZO DEI SOLAI IN LEGNO



Lastra collaborante in c.a.(a), con lamiere d'acciaio (b) e con pannelli multistrato (Giuriani, 2004).

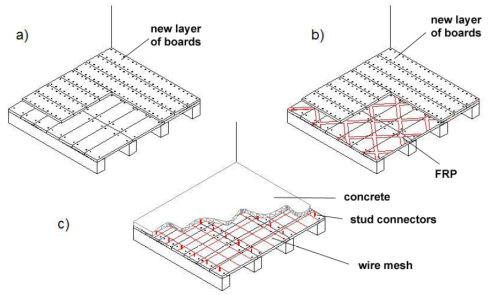


Figure 3. Typical retrofit techniques for existing timber floors: a) new layer of wood planks; b) diagonal bracing of composite materials (FRP); c) additional concrete topping.

A. Brignola, S. Podestà, S. Pampanin, "In plane stiffness of wooden floor", Conference NZSEE 2008.

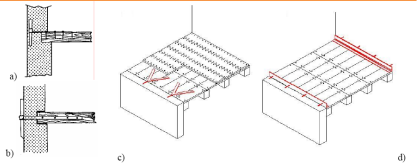
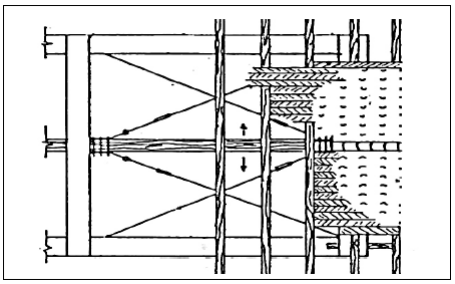
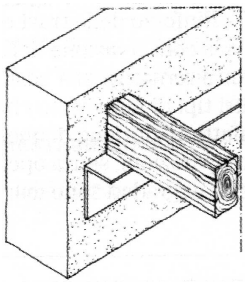


Figure 4. Typical retrofit techniques adopted to improve the connection between timber floor and masonry walls: a) b) steel ties; c) steel ties perpendicular to beams way; d) L-shape perimeter steel element (Doglioni, 2000).

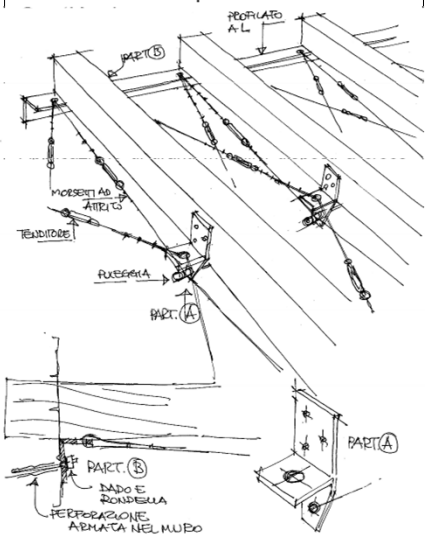
135

Consolidamento di solai esistenti





Solai in legno (o in acciaio) irrigiditi con tiranti disposti a croce di



138

Connessione dei solai di piano alla muratura

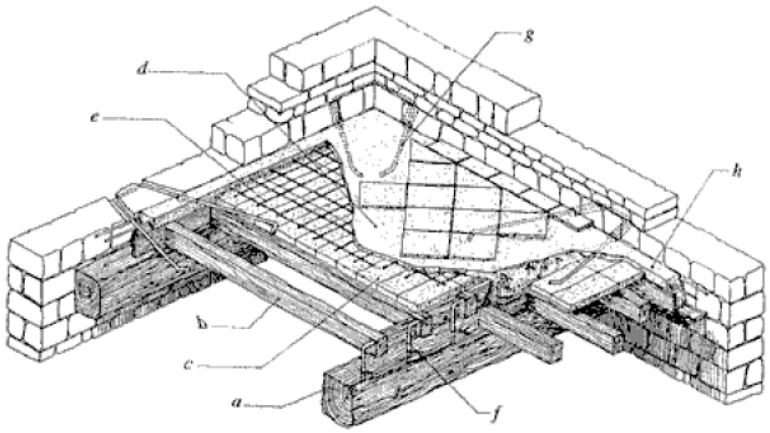
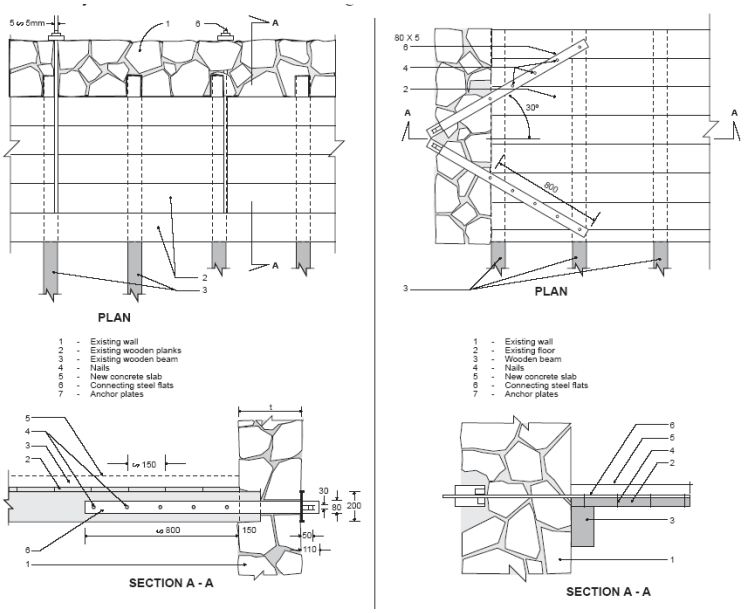


Fig.11.5 - *Miglioramento strutturale di un solaio esistente di legno, in un edificio in muratura: (a) travi principali; (b) travi secondarie; (c) piastrelle; (d) soletta di calcestruzzo; (e) rete di acciaio elettrosaldata; (f) spinotti d 'acciaio inseriti nel legno e fissati con resina epossidica; (g) staffe d'acciaio per collegare la soletta di calcestruzzo con la muratura; (h) cordolo in c.a. di rigiro.*

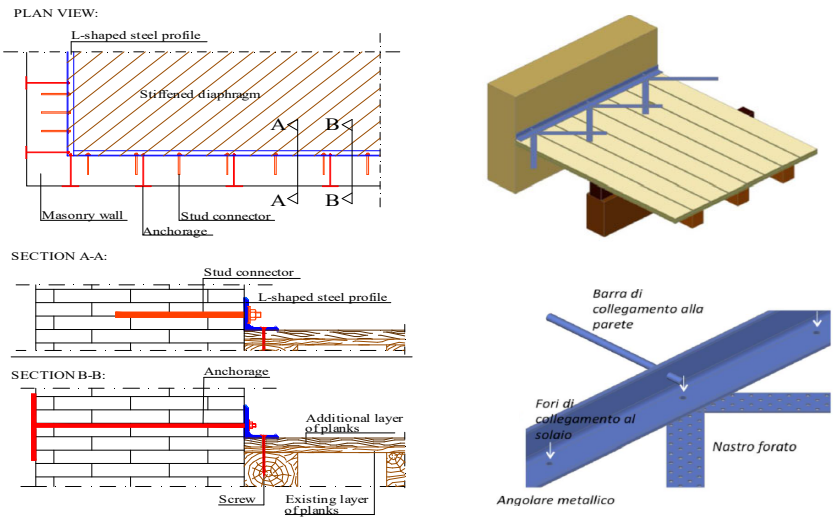
139

Connessione dei solai di piano alla muratura



Connessione dei solai di piano alla muratura

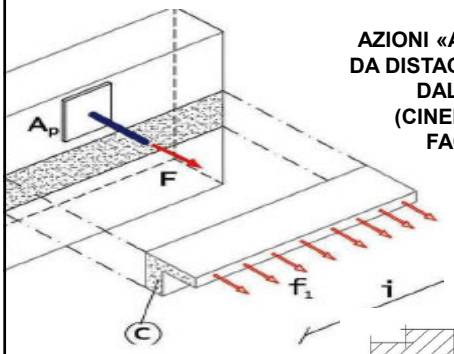
DETTAGLIO COLLEGAMENTO SOLAIO-MURO D'AMBITO CON PIATTI A V



Connessione dei solai di piano alla muratura

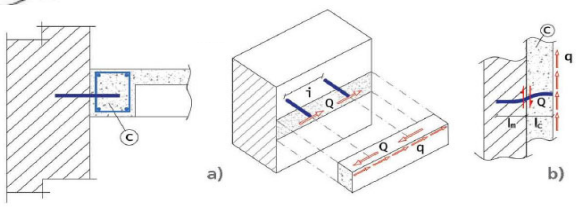
Tecniche di intervento per il miglioramento sismico: DETTAGLI ESEMPLIFICATIVI

SCHEMA ESEMPLIFICATIVO SOLLECITAZIONI SU ELEMENTI DI COLLEGAMENTO MURO-CORDOLO



AZIONI «ASSIALI» DATE DA DISTACCO DEL MURO DAL SOLAIO (CINEMATISMI DI FACCIATA)

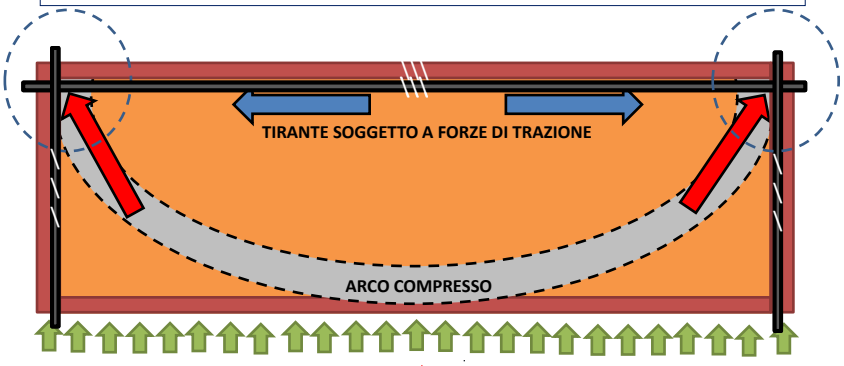
AZIONI «TANGENZIALI» NECESSARIE PER L'INTRODUZIONE DELLA FORZA SISMICA DI PIANO SULLA MURATURA D'AMBITO



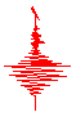
Connessione dei solai di piano alla muratura

FUNZIONAMENTO DI PIANO DEL SOLAIO – COMPORTAMENTO AD ARCO

LOCALIZZAZIONE DEGLI SFORZI ➔ NECESSARIE LE AMMORSATURE D'ANGOLO PER TRATTENERE IL PUNTONE COMPRESSO CHE TENDEREBBE A FAR ESPLODERE FUORI PIANO LA MURATURA



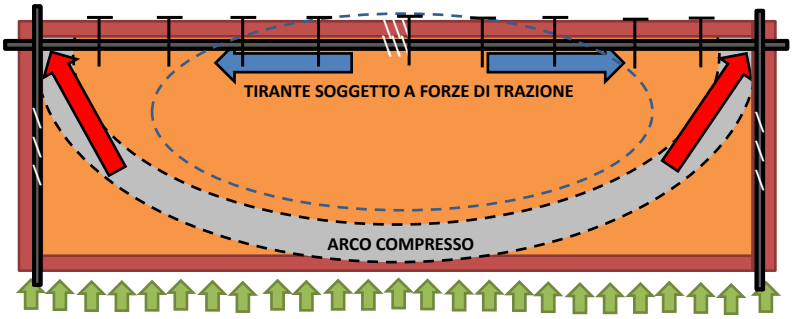
L'accelerazione sismica induce nelle masse dei solai di piano (falde di copertura) un forza nel piano del diaframma stesso



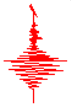
Connessione dei solai di piano alla muratura

FUNZIONAMENTO DI PIANO DEL SOLAIO – COMPORTAMENTO AD ARCO

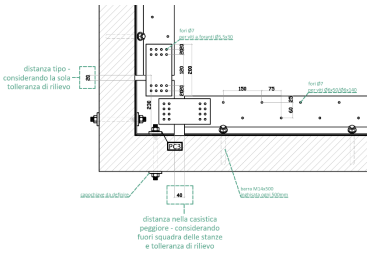
PORZIONE DI SOLAIO CHE INDUCE NELLE MURATURE D'AMBITO AZIONI FUORI PIANO. RISULTA NECESSARIO CHE TUTTI GLI ELEMENTI DEL SOLAIO SIANO BEN COLLEGATI TRA LORO E CON LE MURATURE IN MODO DA EVITARE CINEMATISMI FUORI PIANO

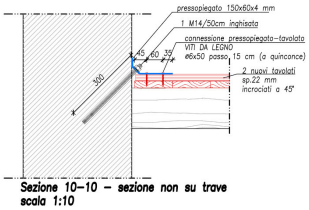


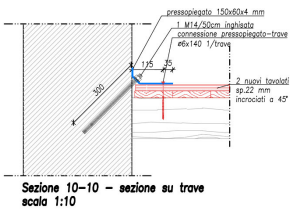
L'accelerazione sismica induce nelle masse dei solai di piano (falde di copertura) un forza nel piano del diaframma stesso



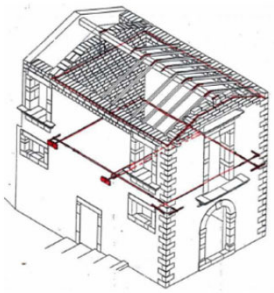
Connessione dei solai di piano alla muratura – formazione piano rigido e cordoli di piano







Creazione di cordolature/tirantature (meglio non incassate nei muri)



Tiranti passivi

Tiranti attivi

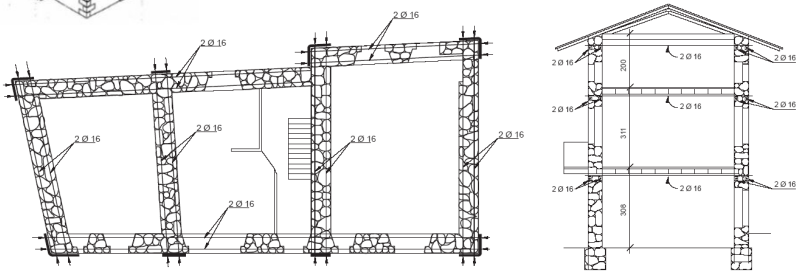


Fig. 82 : Strengthening walls by prestressing

Importanza delle tirantature/cordoli

2) Collasso della parete fuori-piano per flessione

Presenza cordolo a livello copertura

Assenza cordolo nei solai interpiano

Muratura in pietrame

Amatrice

Importanza delle tirantature/cordoli

3) Edificio integro

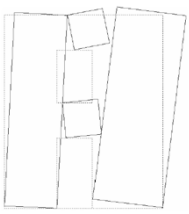
Presenza diffusa di tiranti metallici

Grisciano
(frazione di Accumoli)

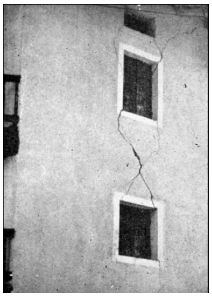
153

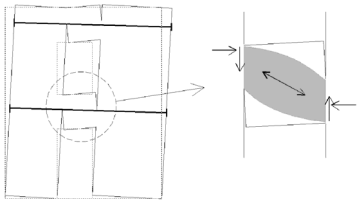
Effetto telaio dovuto alla presenza di cordoli

MODELLI DI CAPACITA' PER LA FASCIA DI PIANO



L'accoppiamento che può essere fornito dalle travi in muratura è funzione della compressione a cui esse sono soggette in direzione orizzontale.
Soltanto questa compressione infatti fornisce la resistenza flessionale che impedisce l'attivazione del meccanismo di ribaltamento.





la presenza di elementi resistenti a trazione disposti a livello delle fasce, quali catene o cordoli in cemento armato, o al limite un solaio posto dietro la fascia, si oppongono a tale meccanismo.
Si può quindi instaurare un meccanismo a puntone inclinato che garantisce l'accoppiamento dei pannelli murari.
In queste condizioni i possibili meccanismi di rottura delle travi in muratura sono di due tipi:

- rottura per compressione eccessiva nel puntone inclinato *(simile alla rottura per presso flessione di un pannello murario);*
- rottura per taglio

154

Effetto telaio dovuto alla presenza di cordoli

MODELLI DI CAPACITA' PER LA FASCIA DI PIANO

Azione assiale
con presenza di elementi
resistenti a trazione

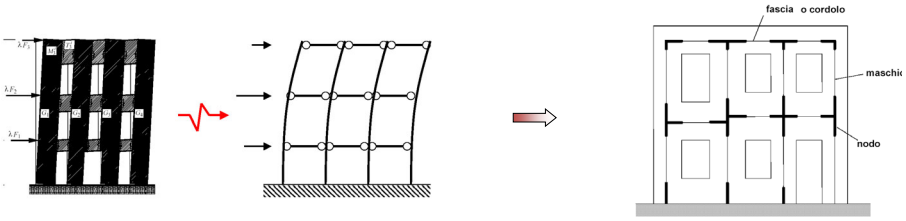
$$H_p = \min\left(A_s\, f_{yd}\,;0.4\, f_{hd}\, h\, t\right)$$

$$M_u = H_p \frac{h}{2}\left[1 - \frac{H_p}{0.85\, f_{hd}\, h\, t}\right]$$

$$V_R = \min\begin{cases} V_t = h\, t\, f_{vd0} \\ V_p = \dfrac{2M_u}{l} \end{cases}$$

Sistema resistente a Mensole

Sistema resistente a Telaio



155

ESEMPI REALIZZATI – TEATRO LA FENICE DI VENEZIA

156

ESEMPI REALIZZATI – TEATRO LA FENICE DI VENEZIA

157

ESEMPI REALIZZATI – TEATRO LA FENICE DI VENEZIA

Bande in acciaio di controvento

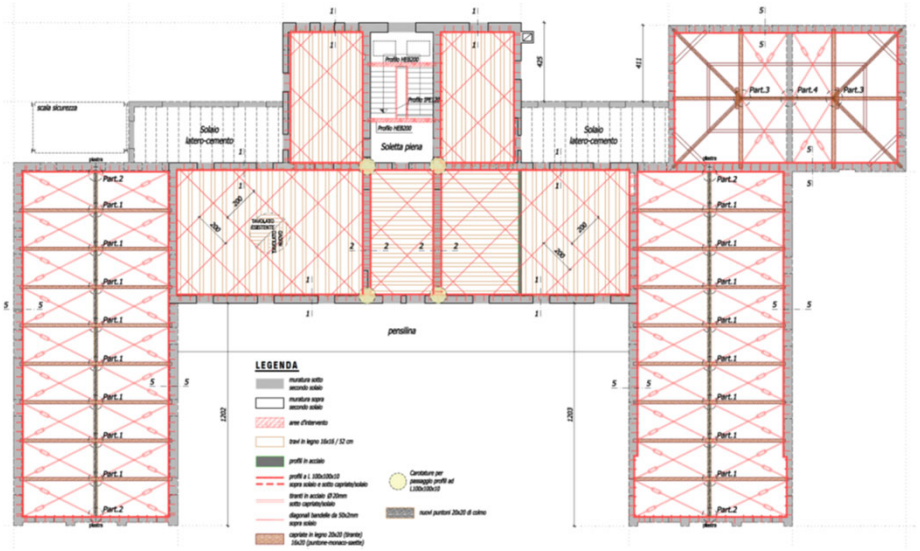
solaio di piano

copertura

158

ESEMPI REALIZZATI – EDIFICIO STORICO ISTITUTO CERLETTI CONEGLIANO

Piante intervento 2° solaio e copertura ali laterali

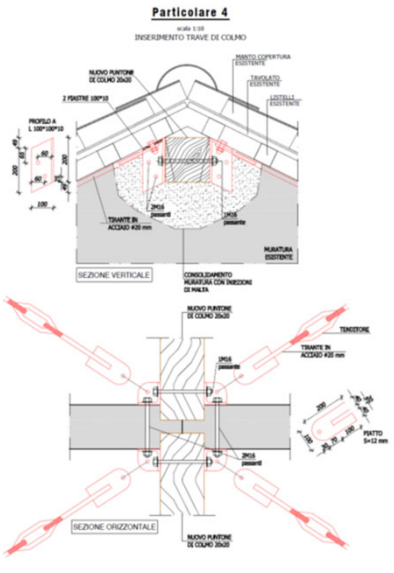


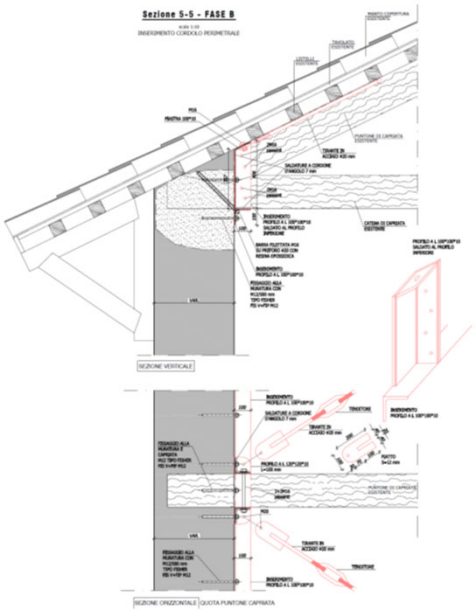
ESEMPI REALIZZATI – EDIFICIO STORICO ISTITUTO CERLETTI CONEGLIANO

Foto interventi di consolidamento solaio

ESEMPI REALIZZATI – EDIFICIO STORICO ISTITUTO CERLETTI CONEGLIANO

Dettagli intervento copertura





166

ESEMPI REALIZZATI – EDIFICIO STORICO ISTITUTO CERLETTI CONEGLIANO

Foto interventi di consolidamento coperture

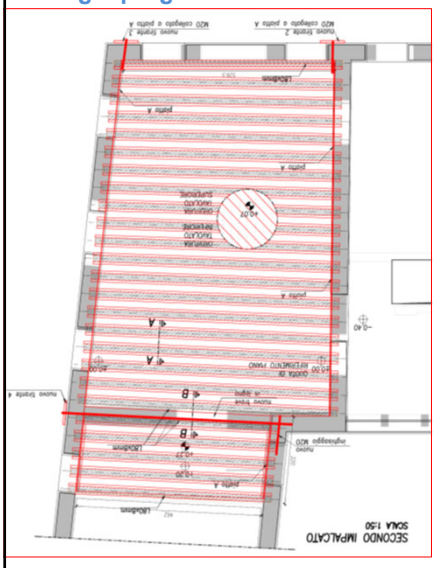
167

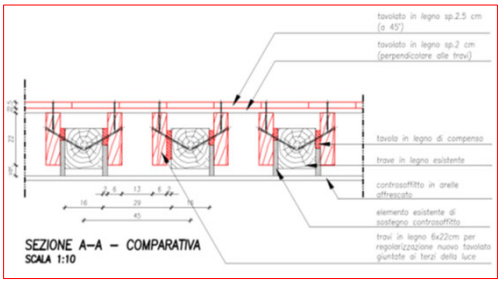
ESEMPI REALIZZATI – PALAZZO TANDURA-GERA-SAVOINI A FOLLINA (TV)

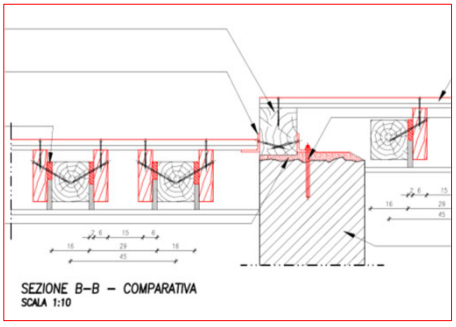
Foto stato di fatto pre-intervento

ESEMPI REALIZZATI – PALAZZO TANDURA-GERA-SAVOINI A FOLLINA (TV)

Disegni progetto di consolidamento

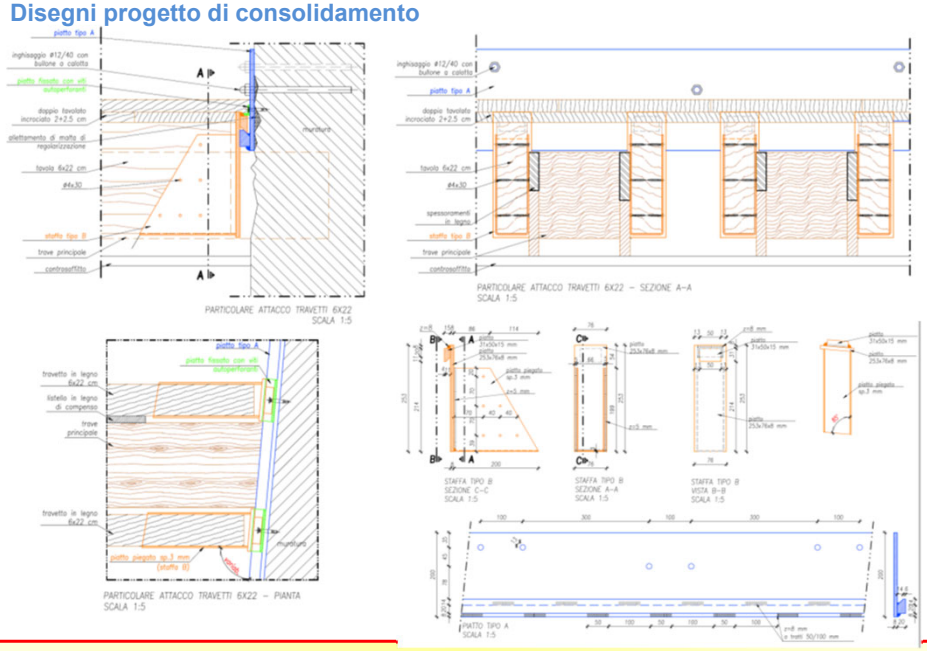






ESEMPI REALIZZATI – PALAZZO TANDURA-GERA-SAVOINI A FOLLINA (TV)

Disegni progetto di consolidamento



173

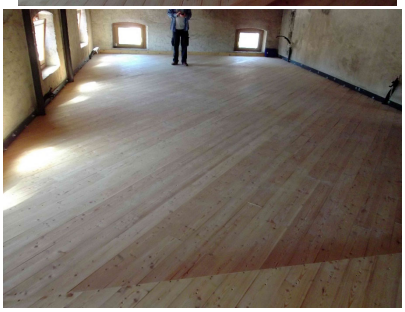
ESEMPI REALIZZATI – PALAZZO TANDURA-GERA-SAVOINI A FOLLINA (TV)

Foto dell'intervento

174

ESEMPI REALIZZATI – PALAZZO TANDURA-GERA-SAVOINI A FOLLINA (TV)

Foto dell'intervento



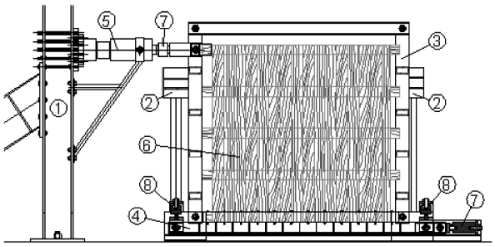
176

PROVE SPERIMENTALI RELATIVE ALLA VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA MEMBRANALE OTTENIBILE CON DIVERSE TECNICHE DI RINFORZO

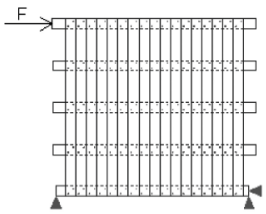
177

PROVE SPERIMENTALI

- M.R. Valluzzi, E. Garbin, M. Dalla Benetta, C. Modena, "In-plane strengthening of timber floors for the seismic improvement of masonry buildings", WCTE 2010.
- M.R. Valluzzi, E. Garbin, M. Dalla Benetta, C. Modena, "Experimental assessment and modelling of in-plane behaviour of timber floors", Structural Analysis of Historic Construction – D'Ayala & Fodde (eds), 2008 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-46872-5.



1 Horizontal reaction frame
2 Out-of-plane reaction frame
3 Articulated quadrilateral
4 Reaction beam
5 Hydraulic jack
6 Floor specimen
7 Horizontal load cell
8 Vertical load cell



PROVE SPERIMENTALI

- M.R. Valluzzi, E. Garbin, M. Dalla Benetta, C. Modena, "Experimental assessment and modelling of in-plane behaviour of timber floors", Structural Analysis of Historic Construction – D'Ayala & Fodde (eds), 2008 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-46872-5.

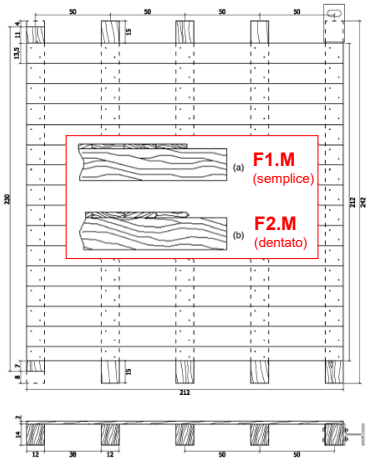


Figure 4. Dimensions of floor specimens F1.M and F2, as connected to steel frame.

Curve carico/deformazione del solaio a confronto con i limiti caratteristici di deformazione di un muro in laterizio

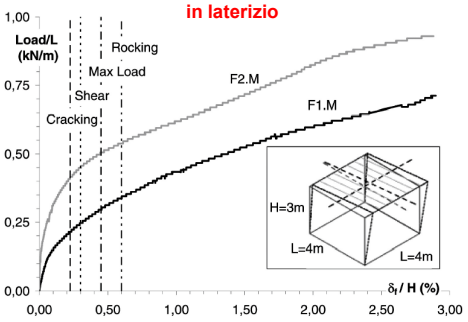


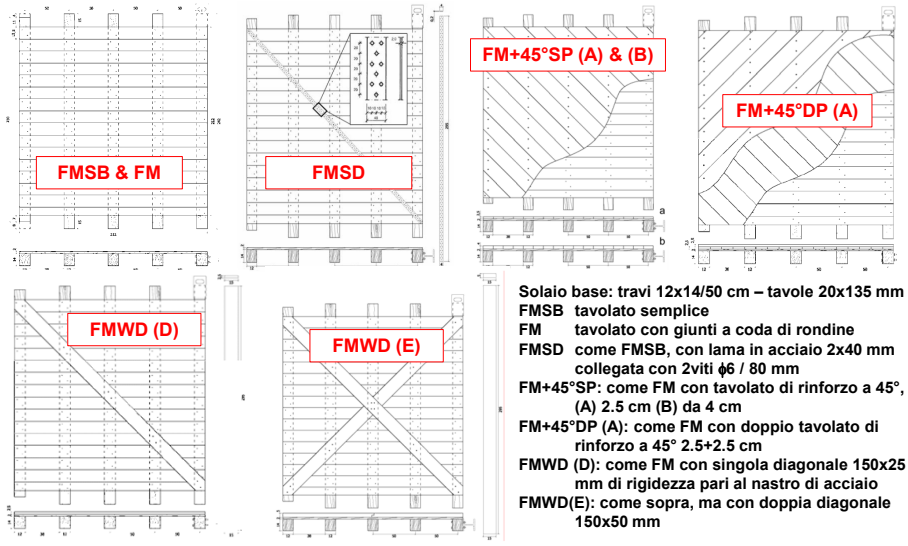
Table 2. Results of shear test on floor specimens.

		F1.M	F2.M
F_{max} (30 mm)	(N)	1047	1435
$F_{y,est}$	(N)	774	901
$V_{y,est}$	(mm)	8,60	2,67
$K_i = tg\alpha$	(N/mm)	80,93	288,29
$tg\beta$	(N/mm)	13,49	19,22
$tg\alpha/tg\beta$	–	6	15

PROVE SPERIMENTALI

- M.R. Valluzzi, E. Garbin, M. Dalla Benetta, C. Modena, "In-plane strengthening of timber floors for the seismic improvement of masonry buildings", WCTE 2010.

COMPARAZIONE FRA DIVERSE TECNICHE DI RINFORZO

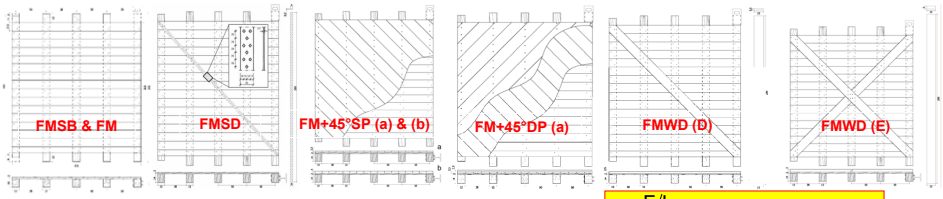


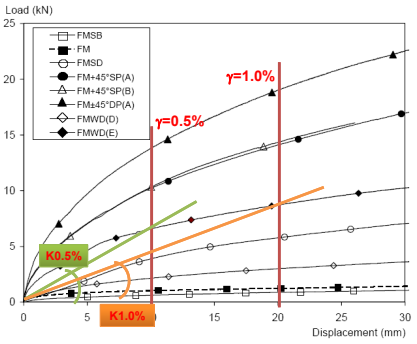
Solaio base: travi 12x14/50 cm – tavole 20x135 mm
FMSB tavolato semplice
FM tavolato con giunti a coda di rondine
FMSD come FMSB, con lama in acciaio 2x40 mm collegata con 2viti ϕ6 / 80 mm
FM+45°SP: come FM con tavolato di rinforzo a 45°, (A) 2.5 cm (B) da 4 cm
FM+45°DP (A): come FM con doppio tavolato di rinforzo a 45° 2.5+2.5 cm
FMWD (D): come FM con singola diagonale 150x25 mm di rigidezza pari al nastro di acciaio
FMWD(E): come sopra, ma con doppia diagonale 150x50 mm

PROVE SPERIMENTALI

- M.R. Valluzzi, E. Garbin, M. Dalla Benetta, C. Modena, "In-plane strengthening of timber floors for the seismic improvement of masonry buildings", WCTE 2010.

COMPARAZIONE FRA DIVERSE TECNICHE DI RINFORZO





$$K = \frac{F/L}{\gamma} = G \cdot t \ [kN/m = N/mm]$$

	F0.5% [kN]	F1.0% [kN]	K=F0.5%/L/γ [kN/m]	K=F1.0%/L/γ [kN/m]	ΔK
FMSB	0.70	0.90	70	45	-36%
FM	1.00	1.10	100	55	-45%
FMSD	3.80	5.80	380	290	-24%
FM+45°SP(A)	10.30	14.10	1030	705	-32%
FM+45°SP(B)	10.30	14.30	1030	715	-31%
FM+45°DP(A)	13.80	19.00	1380	950	-31%
FMWD(D)	2.20	3.00	220	150	-32%
FMWD(E)	6.60	8.80	660	440	-33%

Per una soletta in c.a, spessore 40 mm

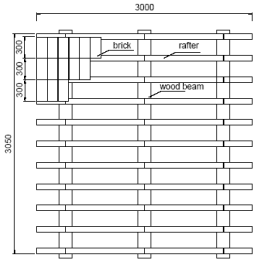
$K = G_{fess}\ t = 6\,500 \times 40 = 260\,000$ kN/m

PROVE SPERIMENTALI

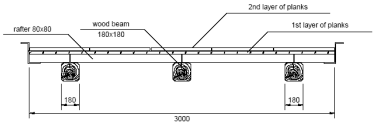
- M. Corradi, E. Speranzini, A. Borri, A. Vignoli, "In-plane shear reinforcement of wood beam floors with FRP", Composites: Part B 37 (2006) 310–319

RINFORZO DI SOLAI IN LEGNO MEDIANTE TAVOLATI, FIBRE DI VETRO (GFRP) E GETTO DI CAPPA DI CLS

Solaio originale (con tavelle in laterizio o tavolato)



Figs. 2 and 3. Wooden beam floor with solid bricks.



Rinforzo con 2° tavolato ortogonale

Figs. 4 and 5. A traditional reinforcement: application of an additional layer of planks.

Rinforzo con cappa di cls strutturale alleggerito armato con rete ϕ6 – connettori Turrini-Piazza

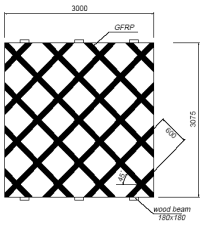


Fig. 6. GFRP reinforcement for floor no. 5.

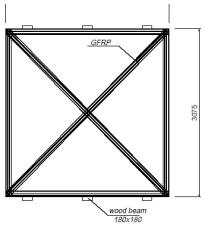


Fig. 7. GFRP reinforcement for floor no. 6.

Rinforzo con striscie di GFRP

PROVE SPERIMENTALI

- M. Corradi, E. Speranzini, A. Borri, A. Vignoli, "In-plane shear reinforcement of wood beam floors with FRP", Composites: Part B 37 (2006) 310–319

RINFORZO DI SOLAI IN LEGNO MEDIANTE TAVOLATI, FIBRE DI VETRO (GFRP) E GETTO DI CAPPA DI CLS

Table 1
Wooden beam floors tested

Test no.	Wood beam floor type	Reinforcement type
01-T2-OR	Layer of planks (two nails: one nails at each end)	None
02-T6-OR	Layer of planks (six nails: three nails at each end)	None
09-T2-OR[a]	Layer of planks (two nails: one nails at each end)	None
03-T4-T6	Layer of planks (four nails: two nails at each end)	Additional layer of planks (six nails: two at each end and two in the middle)
05-T4-FV	Layer of planks (four nails: two nails at each end)	Additional layer of planks, GFRP mesh of 600 mm (six nails: two at each end and two in the middle)
06-T4-FV	Layer of planks (four nails: two nails at each end)	Additional layer of planks, GFRP applied along diagonals and perimeter (six nails: two at each end and two in the middle)
10-T4-FV[a]	Layer of planks (four nails: two nails at each end)	Additional layer of planks, GFRP mesh of 600 mm (six nails: two at each end and two in the middle)
07-PI-OR	Solid bricks	None
08-PI-FV	Solid bricks	GFRP mesh of 600 mm and layer of hydraulic lime
04-PI-CL	Solid bricks	RC slab

[a] Load orthogonal to wood beam axis.

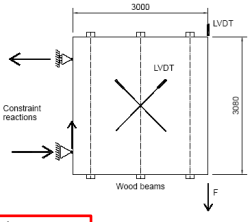
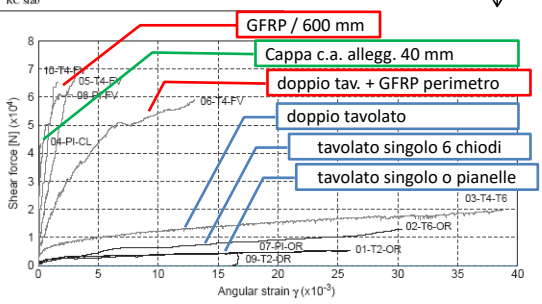


Table 2
Results of shear tests

Test no.	Max load (N)	$k_{1/3}$ (kN mm^{-1})	$\gamma_{1/3}\times10^{-3}$
01-T2-OR	4,940	0.47	0.46
02-T6-OR	12,380	0.28	4.87
03-T4-T6	19,310	1.71	1.01
04-PI-CL	42,370	169	0.02
05-T4-FV	65,630	11.2	0.56
06-T4-FV	57,840	5.04	1.28
07-PI-OR	5,010	0.28	0.50
08-PI-FV	59,754	99.3	0.04
09-T2-OR[a]	4,770	1.05	0.40
10-T4-FV[a]	64,180	22.8	0.24

[a] Load orthogonal to wood beam axis.



PROVE SPERIMENTALI

- M. Piazza, C. Baldessari, Tomasi, "The role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings", The 14° World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.

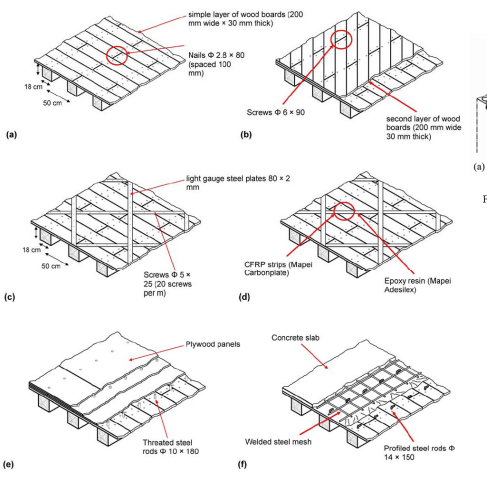


Figure 2. Different timber floor in plane shear strengthening techniques: (a) existing simple layer of wood planks on the timber beams; (b) second layer of wood planks crossly arranged to the existing one and fixed by means of steel screws; (c) diagonal bracing of the existing wood planks by means of light gauge steel plates; (d) diagonal bracing of the existing wood planks by means of FRP laminae; (e) three layers of plywood panels glued on the existing wood planks; (f) a RC slab connected by means of studs (all measures in mm)

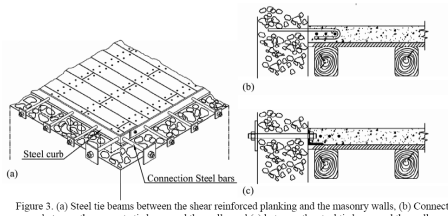
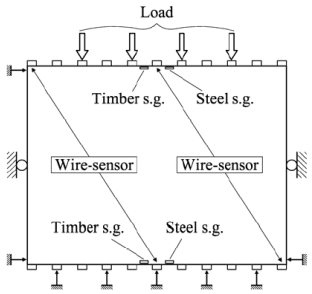


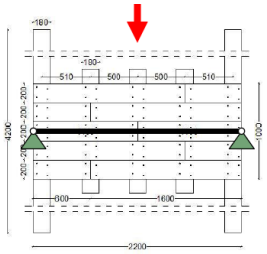
Figure 3. (a) Steel tie beams between the shear reinforced planking and the masonry walls, (b) Connection between the concrete tie beam and the walls, and (c) between the steel tie beam and the walls.

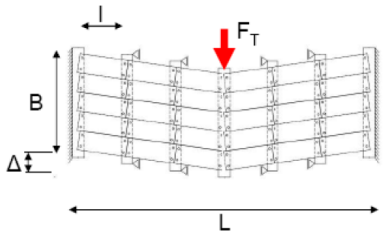


185

PROVE SPERIMENTALI

- M. Piazza, C. Baldessari, Tomasi, "The role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings", The 14° World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.



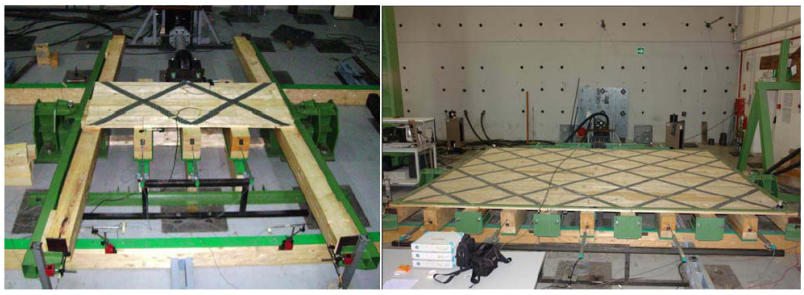


$$k = \frac{F_T}{\Delta} \quad \text{(kN/mm)}$$

$$G = \frac{F_T \cdot L}{4 \cdot \Delta \cdot B \cdot t} \quad \text{(MPa)}$$

t=30 mm
spessore del tavolato

Figure 8. Experimental set up and loading configuration for small size specimens (a), in plane deformation of timber floor, geometrical parameter for the equivalent shear modulus G (b)

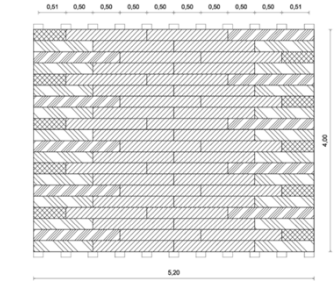


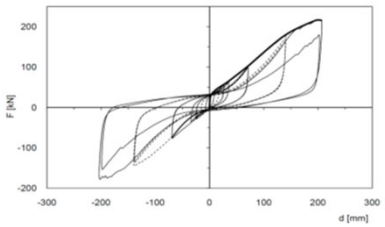
186

PROVE SPERIMENTALI

- M. Piazza, C. Baldessari, Tomasi, "The role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings", The 14° World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.

Tavolato semplice





Beam		Simple boards	
n.	11	n.	80
Material	GL24c	Material	C22
E	11,6 GPa	E	10 GPa
Section	18x18 cm^2	Section	20x3 cm^2
Span	50 cm	Length	60-160 cm
Floor dim.	5,2x4,2 m^2	Total area	5,2x4,2 m^2
Boards connections		4 nails ø2,8x80 mm / beam	
Tie-beam reinforcement			
Parallel to load	Element dim.	80x5x3860 mm	
	Material	Fe430	
	E	210 GPa	
	Position	external beam	
	Connections	screws ø10x160 / 30 cm	
	Test	monotonic and cyclic test	
Orthogonal to load	Element dim.	75x5x5200 mm	
	Material	Fe430	
	E	210 GPa	
	Position	end of floor	
	Connections	screws ø10x160 / beam	
	Test	cyclic test	

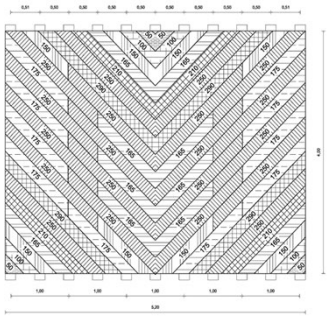
Floor type	0,1 F_{max} [kN]	$d_{0,1Fmax}$ [mm]	0,4 F_{max} [kN]	$d_{0,4Fmax}$ [mm]	k [kN/mm]
Test 2x1m - no reinf.	2,97	0,99	11,88	7,17	1,44
Test 5x4m - reinf.	21,61	0,94	86,43	55,92	1,18

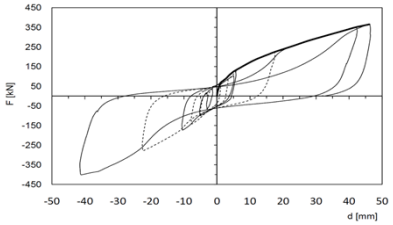
188

PROVE SPERIMENTALI

- M. Piazza, C. Baldessari, Tomasi, "The role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings", The 14° World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.

Tavolato + secondo tavolato a 45°





Beam		Simple boards	
n.	11	n.	80
Material	GL24c	Material	C22
E	11,6 GPa	E	10 GPa
Section	18x18 cm^2	Section	20x3 cm^2
Span	50 cm	Length	60-160 cm
Floor dim.	5,2x4,2 m^2	Total area	5,2x4,2 m^2
Boards connections		4 nails ø2,8x80 mm / beam	
Floor reinforcement - second boards			
n.		64	
Material		C22	
E		10 GPa	
Section		20x3 cm^2	
Length		50-290 cm	
Laying		45°	
Total area		5,2x4,2 m^2	
Connections		2 screws ø6x90 mm / board / beam	
Tie-beam reinforcement			
Parallel to load	Element dim.	80x5x3860 mm	
	Material	Fe430	
	E	210 GPa	
	Position	external beam	
	Connections	screws ø10x160 / 30 cm	
	Test	monotonic and cyclic test	
Orthogonal to load	Element dim.	75x5x5200 mm	
	Material	Fe430	
	E	210 GPa	
	Position	end of floor	
	Connections	screws ø10x160 / beam	
	Test	cyclic test	

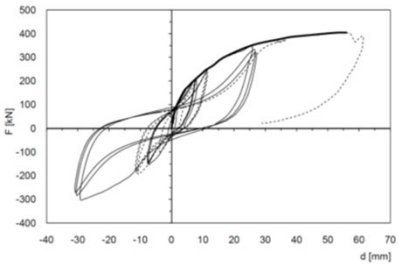
Floor type	0,1 F_{max} [kN]	$d_{0,1Fmax}$ [mm]	0,4 F_{max} [kN]	$d_{0,4Fmax}$ [mm]	k [kN/mm]
Test 2x1m - no reinf.	7,20	0,77	28,82	4,88	5,25
Test 5x4m - reinf.	36,52	0,44	146,08	7,22	16,16

189

PROVE SPERIMENTALI

- M. Piazza, C. Baldessari, Tomasi, "The role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings", The 14° World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.

Tavolato + nastri di acciaio a 45°



Beam		Simple boards	
n.	11	n.	80
Material	GL24c	Material	C22
E	11,6 GPa	E	10 GPa
Section	18x18 cm²	Section	20x3 cm²
Span	50 cm	Length	60-160 cm
Floor dim.	5,2x4,2 m²	Total area	5,2x4,2 m²
Boards connections		4 nails ø2,8x80 mm / beam	
Floor reinforcement - steel plates			
n.		16	
Material		Fe360	
E		210 GPa	
Section		80x2 mm²	
Length		1,55-5,66 m	
Laying		45°	
Total area		5,2x4,2 m²	
Connections		50 screws ø5x25 mm / plate	
Tie-beam reinforcement			
Parallel to load	Element dim.	80x5x3860 mm	
	Material	Fe430	
	E	210 GPa	
	Position	external beam	
	Connections	screws ø10x160 / 30 cm	
	Test	monotonic and cyclic test	
Orthogonal to load	Element dim.	75x5x5200 mm	
	Material	Fe430	
	E	210 GPa	
	Position	end of floor	
	Connections	screws ø10x160 / beam	
	Test	cyclic test	

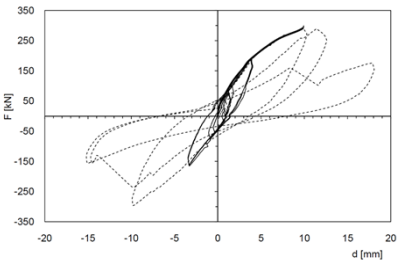
Floor type	0,1 F_{max} [kN]	$d_{0,1Fmax}$ [mm]	0,4 F_{max} [kN]	$d_{0,4Fmax}$ [mm]	k [kN/mm]
Test 2x1m - no reinf.	6,51	1,22	26,06	5,81	4,26
Test 5x4m - reinf.	40,48	0,43	161,90	4,22	32,08

190

PROVE SPERIMENTALI

- M. Piazza, C. Baldessari, Tomasi, "The role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings", The 14° World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.

Tavolato + nastri FRP a 45°



Beam		Simple boards	
n.	11	n.	80
Material	GL24c	Material	C22
E	11,6 GPa	E	10 GPa
Section	18x18 cm²	Section	20x3 cm²
Span	50 cm	Length	60-160 cm
Floor dim.	5,2x4,2 m²	Total area	5,2x4,2 m²
Boards connections		4 nails ø2,8x80 mm / beam	
Floor reinforcement - FRP strips			
n.		16	
Material		Mapei Carboplate	
E		250 GPa	
Tension strength		2500 MPa	
Shear strength		79 MPa	
Section		50x1,4 mm²	
Length		1,55-5,66 m	
Laying		45°	
Total area		5,2x4,2 m²	
Connections		epoxy glue	
Tie-beam reinforcement			
Parallel to load	Element dim.	80x5x3860 mm	
	Material	Fe430	
	E	210 GPa	
	Position	external beam	
	Connections	screws ø10x160 / 30 cm	
	Test	monotonic and cyclic test	
Orthogonal to load	Element dim.	75x5x5200 mm	
	Material	Fe430	
	E	210 GPa	
	Position	end of floor	
	Connections	screws ø10x160 / beam	
	Test	cyclic test	

Floor type	0,1 F_{max} [kN]	$d_{0,1Fmax}$ [mm]	0,4 F_{max} [kN]	$d_{0,4Fmax}$ [mm]	k [kN/mm]
Test 2x1m - no reinf.	3,32	0,09	13,30	0,52	23,18
Test 5x4m - reinf.	29,06	0,16	116,24	1,74	54,95

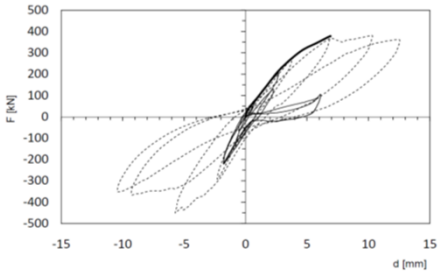
191

PROVE SPERIMENTALI

- M. Piazza, C. Baldessari, Tomasi, "The role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings", The 14° World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.

Tavolato + soletta di c.a.

Beam		Simple boards	
n.	11	n.	80
Material	GL24c	Material	C22
E	11,6 GPa	E	10 GPa
Section	18x18 cm²	Section	20x3 cm²
Span	50 cm	Length	60-160 cm
Floor dim.	5,2x4,2 m²	Total area	5,2x4,2 m²
Boards connections		4 nails ø2,8x80 mm / beam	
Floor reinforcement - concrete slab			
Layers		3	
Material		Rck 30	
E		30 GPa	
Thickness		5 cm	
Total area		5,2x4,2 m²	
Connections		bars B450C ø14 / 20-30 cm	
Distribute reinforcement		B450C ø 6, 20x20 cm	
Tie-beam reinforcement			
Parallel to load	Element dim.	3 ø14	
	Material	B450C	
	Position	external beam	
	Test	monotonic and cyclic test	
Orthogonal to load	Element dim.	3 ø14	
	Material	B450C	
	Position	end of floor	
	Test	monotonic and cyclic test	



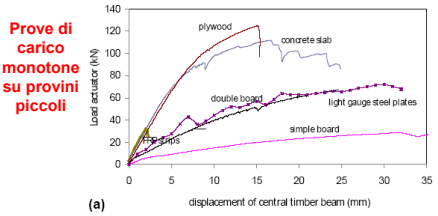
Floor type	0,1 F_{max} [kN]	$d_{0,1Fmax}$ [mm]	0,4 F_{max} [kN]	$d_{0,4Fmax}$ [mm]	k [kN/mm]
Test 2x1m - no reinf.	-	-	-	-	-
Test 5x4m - reinf.	37,85	0,24	151,39	1,80	72,69

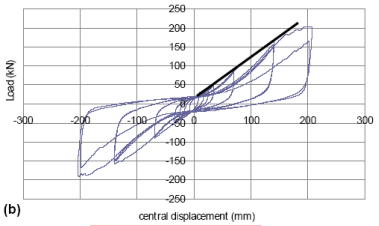
192

PROVE SPERIMENTALI

- M. Piazza, C. Baldessari, Tomasi, "The role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings", The 14° World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.

Prove di carico monotone su provini piccoli





Prova di carico ciclica su provino in scala reale singolo tavolato

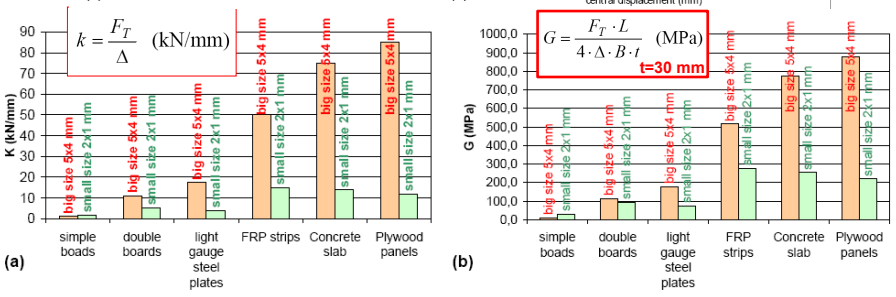
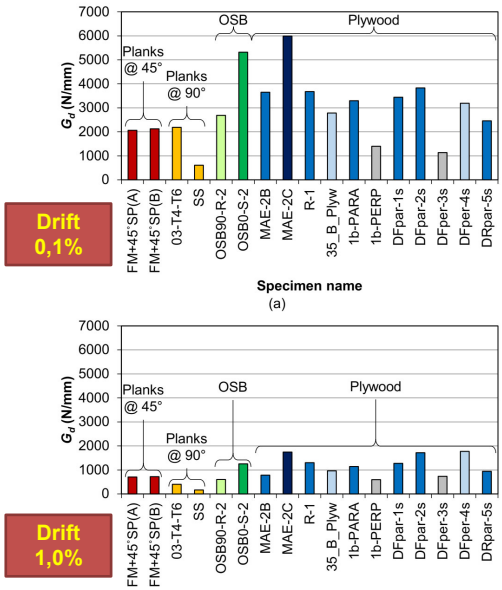


Figure 9. Experimental results for small size and real size floor specimens in term of a general stiffness parameter k (a), and a equivalent shear stiffness parameter G (b)

193

PROVE SPERIMENTALI a confronto

- Michele Mirra, Seismic behaviour of masonry buildings with timber diaphragms, PhD dissertation thesis, Delft University, 2022.



Legend

- Strengthening with a superposition of planks arranged at angle of 45° with respect to the original sheathing
- Strengthening with a superposition of planks arranged at angle of 90° with respect to the original sheathing
- Strengthening with an overlay of OSB panels positioned perpendicular to the joists
- Strengthening with an overlay of OSB panels positioned parallel to the joists
- Strengthening with an overlay of plywood panels (loading parallel to the joists)
- Strengthening with an overlay of blocked plywood panels (loading parallel to the joists)
- Strengthening with an overlay of plywood panels (loading perpendicular to the joists)
- Strengthening with an overlay of blocked plywood panels (loading perpendicular to the joists)

194

SpSe 18 THESSALONIKI 8TH EUROPEAN CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING 18 - 21 JUNE 2018

A study about optimal stiffening of timber floors in URM buildings

Roberto SCOTTA[1], Davide TRUTALLI[1], Luca MARCHI[1], Luca POZZA[2]

[1] *University of Padova, Padova, Italy* roberto.scotta@unipd.it
UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
davide.trutalli@dicea.unipd.it
luca.marchi@dicea.unipd.it

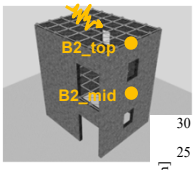
[2] *University of Bologna, Bologna, Italy* luca.pozza2@unibo.it
ALMA MATER STUDIORUM UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

195

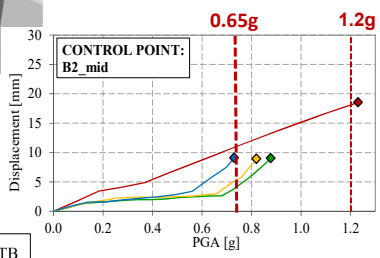
RESULTS – CASE STUDY C

SpSe 18

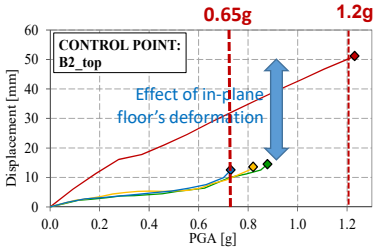
Displacements of floors



Absolute displacements of MID FLOOR



Absolute displacements of TOP FLOOR



KEY

NS TB SP RC

Results demonstrate that interventions aiming to stiffen the floors **reduces the overall dissipative capacity** of the structure and leads to a reduced seismic performance.

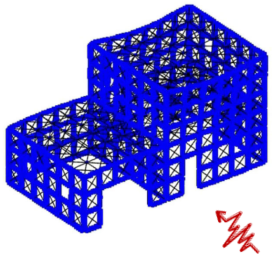
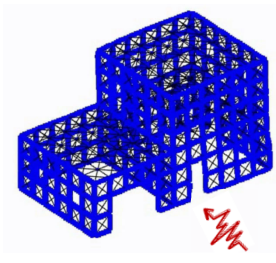
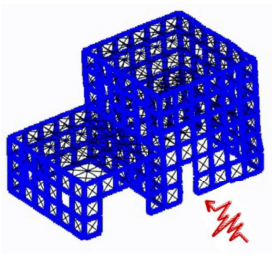
PGA_u decreases with increasing stiffness and mass of retrofitting intervention.

196

RESULTS – CASE STUDY E

SpSe 18

DINAMIC DEFORMATION UNDER SEISMIC INPUT

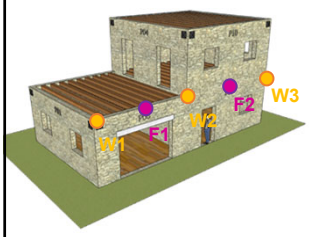
NS	TB	RC
		

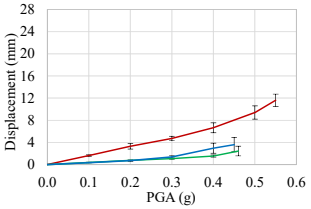
199

RESULTS – CASE STUDY E

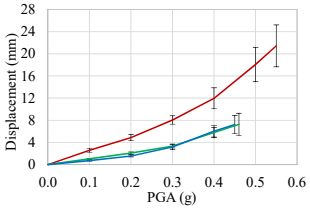
SpSe 18

First-storey displacements of walls and mid-span floors

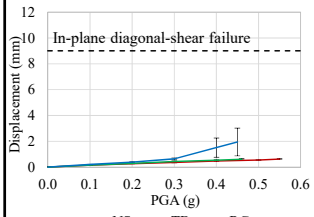




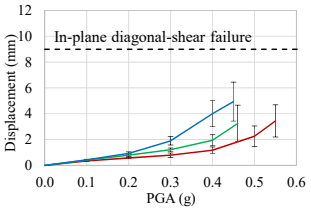
MID-SPAN FLOOR F1



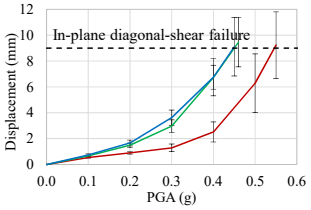
MID-SPAN FLOOR F2



LATERAL WALL W1



CENTRAL WALL W2



LATERAL WALL W3

200

CONCLUSIONS

SpSe 18

The comparative analyses demonstrated that:

1. The seismic capacity of a traditional masonry building decreases if a **retrofitting method leading to an excessive floor stiffening is adopted**. Obviously, ties and rigid connections between floors and walls are mandatory to avoid first-mode overturning of walls and to assure the transmission of shear forces between floors and resisting walls.

2. A deformable floor acts as a dissipative damper interposed between the masses of floors and orthogonal walls and the resisting shear walls. *The diminution of the oscillation periods and of the dissipation capacity produce an increase of seismic forces on resisting walls.*

3. A stiffening intervention of the floor is needed only when the original floor is unable to avoid out-of-plane failures of walls. **The increase of stiffness should be adequate to stiffness of walls and mass increase should be avoided.**

202

CONCLUSIONS

SpSe 18 THESSALONIKI EARTHQUAKE ENGINEERING 18 - 21 JUNE 2018

4 ➡ The mith "*NEED A RIGID FLOOR*" must be debunk

An optimal compromise between the increase of in-plane stiffness of the floors

which is favorable to distribute inertial forces to shear walls and to avoid excessive out-of-plane displacements of walls orthogonal to seismic action

and the decrease of their dissipative capacity has to be found.

5 ➡ Pushover analyses are unreliable in case of deformable and therefore dissipative floors. Affordable alternatives or corrections should be found.

6 ➡ Obtained results need to be generalized and converted into practical design rules.

203

BIBLIOGRAFIA CONSULTATA
dalle quale sono state tratte immagini ed esempi della presentazione:

- Piero Gelfi, Alessandra Marini, dip. Ing. Civile Architettura Territorio e Ambiente (DICATA), Univ. Di Brescia, SOLAI MISTI LEGNO CALCESTRUZZO. METODI DI VERIFICA, Pubblicata in due parti sui numeri 153 e 154 della rivista L'Edilizia.
- E. Zamparini, dispense del «Corso di recupero e conservazione degli edifici», Università di Pavia, A.A. 2010-11
- M.R. Valluzzi, E. Garbin, M. Dalla Benetta, C. Modena, "In-plane strengthening of timber floors for the seismic improvement of masonry buildings", WCTE 2010.
- M.R. Valluzzi, E. Garbin, M. Dalla Benetta, C. Modena, "Experimental assessment and modelling of in-plane behaviour of timber floors", Structural Analysis of Historic Construction – D'Ayala & Fodde (eds), 2008 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-46872-5
- N. Gattesco, L. Macorini, F. Benussi, "Intervento sui solai lignei per l'adeguamento sismico di edifici storici con tecniche caratterizzate da elevata reversibilità", ANIDIS 2007, Pisa.
- Gattesco, L. Macorini, "Strengthening and Stiffening Ancient Wooden Floors with Flat Steel Profiles", Structural Analysis of Historical Constructions, New Delhi 2006
- M. Corradi, E. Speranzini, A. Borri, A. Vignoli, "In-plane shear reinforcement of wood beam floors with FRP", Composites: Part B 37 (2006) 310–319
- M. Piazza, C. Baldessari, Tomasi, "The role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings", The 14° World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.
- A. Brignola, S. Podestà, S. Pampanin, "In plane stiffness of wooden floor", Conference NZSEE 2008.
- L. Marchi, R. Scotta, L. Pozza, *Experimental and theoretical evaluation of TCC connections with inclined self-tapping screws,* Materials and Structures (2017) 50:180 DOI 10.1617/s11527-017-1047-1
- Gianni Schiro, Ivan Giongo, Maurizio Piazza, *TECNICHE DI RINFORZO PER SOLAI LIGNEI*, Ingenio n. 42. Brevetto VR2012A000195

204

BIBLIOGRAFIA dalle quale sono state tratte immagini e dati riportati nella presentazione:

- M.R. Valluzzi, E. Garbin, M. Dalla Benetta, C. Modena, “In-plane strengthening of timber floors for the seismic improvement of masonry buildings”, WCTE 2010.
- Valluzzi, M. R., Garbin, E., Dalla Benetta, M., & Modena, C. (2008, July). Experimental assessment and modelling of in-plane behaviour of timber floors. In Proceedings of the 6th international conference on structural analysis of historical constructions–SAHC08, Bath, ISBN 978-0-415-46872-5
- N. Gattesco, L. Macorini, F. Benussi, “Intervento sui solai lignei per l’adeguamento sismico di edifici storici con tecniche caratterizzate da elevata reversibilità”, ANIDIS 2007, Pisa.
- Gattesco, L. Macorini, “Strengthening and Stiffening Ancient Wooden Floors with Flat Steel Profiles”, Structural Analysis of Historical Constructions, New Delhi 2006
- M. Corradi, E. Speranzini, A. Borri, A. Vignoli, “In-plane shear reinforcement of wood beam floors with FRP”, Composites: Part B 37 (2006) 310–319
- M. Piazza, C. Baldessari, Tomasi, ”The role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings”, The 14° World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.
- A. Brignola, S. Podestà, S. Pampanin, “In plane stiffness of wooden floor”, Conference NZSEE 2008.
- Baldessari, C. (2010). In-plane behaviour of differently refurbished timber floors (Doctoral dissertation, University of Trento).
- Peralta, David F., Joseph M. Bracci, and Mary Beth D. Hueste. "Seismic behavior of wood diaphragms in pre-1950s unreinforced masonry buildings."Journal of Structural Engineering 130.12 (2004): 2040-2050.
- Scotta, R., Trutalli, D., Marchi, L., Pozza, L., Mirra, M., Seismic response of masonry buildings with alternative techniques for in-plane strengthening of timber floors. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, Ed. LNEC. Série III, no 4, 2017
- Michele Mirra, Seismic behaviour of masonry buildings with timber diaphragms, PhD dissertation thesis, Delft University, 2022.

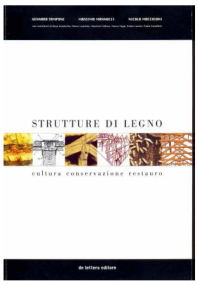
205

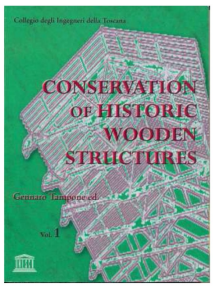
BIBLIOGRAFIA

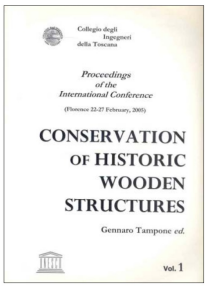
Alcune immagini, foto ed esempi riportati nella presentazione sono tratti da:

- **Massimo MANNUCCI - LegnoDOC srl Prato - LA DIAGNOSI DELLE STRUTTURE LIGNEE IN OPERA: CRITERI, MEZZI, OPERATIVITA’**
- **Emanuele Zamperini - CRITERI PROGETTUALI PER IL CONSOLIDAMENTO - Le strutture in legno**
- **Marco Brognoli studio ides - PROVE E CONTROLLI NON DISTRUTTIVI PER LA VERIFICA DEGLI EDIFICI ESISTENTI SECONDO LA NORMATIVA SISMICA E LE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Materiale dalle lezioni del prof. P. Faccio – corso consolidamento degli edifici storici**
- **Il manuale del legno strutturale – Luca Uzielli Hoepli editore**

Testi per approfondimenti e consultazioni:







206

GRAZIE PER L'ATTENZIONE

Per contatti e chiarimenti:

Ing. ROBERTO SCOTTA

Dipartimento ICEA – Università di Padova

roberto.scotta@unipd.it