

CONSOLIDAMENTO STATICO E ANTISISMICO DEI SOLAI

GUIDA TECNICA 2018

Sistemi tecnici certificati
per il recupero dei divisori orizzontali
nel patrimonio edilizio esistente.



Leca
soluzioni leggere e isolanti



Il recupero del patrimonio edilizio esistente, inteso come quel complesso di interventi nel quale le trasformazioni e la conservazione delle strutture si integrano con il miglioramento delle prestazioni dell'intero edificio, **è uno dei temi fondamentali su cui si confrontano architetti, urbanisti, economisti, operatori della filiera dell'edilizia**; lo è già oggi e lo sarà ancora di più in futuro per motivi di carattere economico, tecnico, culturale e di sostenibilità di sviluppo.

La crucialità del tema è testimoniata dall'attuale andamento del mercato delle costruzioni nel quale **l'attenzione si è orientata agli interventi di ristrutturazione**, sia per motivi economici sia per una rinnovata attenzione verso il più razionale impiego delle risorse.

La definizione e la valutazione degli interventi di recupero da effettuare su un **edificio esistente, specie se di pregio, sono attività estremamente delicate ed articolate**, che richiedono una comprensione profonda delle specificità dell'immobile e della tecnica costruttiva dell'epoca. Assieme costituiscono un **sistema complesso** che si concretizza nella ricerca ed applicazione di **soluzioni integrate**, attentamente organizzate in tutte le fasi esecutive, basate sull'utilizzo di **materiali e tecnologie affidabili e durevoli** ma anche rispettosi dell'oggetto edilizio esistente.

Gli interventi di ristrutturazione dovranno essere accompagnati da un **effettivo aumento delle prestazioni dell'edificio in termini di sicurezza/idoneità strutturale e antisismica**, unitamente al ben noto e importante **risparmio energetico** e al miglioramento del **comfort termoacustico: le parti strutturali dell'immobile sono infatti le prime che meritano analisi e mirati interventi di progettazione, per adeguarle alle rinnovate condizioni d'uso e condurle ad un miglior comportamento statico oltre che antisismico**. Dopo aver messo in sicurezza la struttura, gli interventi di ristrutturazione proseguiranno con l'adeguamento e il miglioramento delle restanti parti dell'edificio.

È necessaria quindi una metodologia di approccio al progetto basata sull'**analisi delle esigenze e delle prestazioni**, che consenta di analizzare il livello di degrado, obsolescenza o inadeguatezza proprie dell'edificio esistente facendo da guida all'intervento tecnico: una **diagnosi completa** che consenta **l'individuazione delle prestazioni residue, dei vincoli esistenti e del quadro delle nuove esigenze** affinché siano chiari i requisiti, le priorità e gli obiettivi di progetto.

Dal punto di vista culturale la sfida sta nel **combinare le scelte tecniche affidabili e altamente prestazionali**, tipiche delle recenti tecnologie industrializzate, **con l'esigenza di tutelare e valorizzare le specificità anche storico-architettoniche del manufatto edilizio esistente**; la priorità è quindi quella di **tramandare il patrimonio edilizio messo in sicurezza**, conservandone l'identità ed il suo valore storico intrinseco.

Laterlite con CentroStorico si pone l'obiettivo di risolvere, con sicurezza e semplicità, **ogni esigenza nel campo del rinnovo e ripristino** dei divisori orizzontali con **soluzioni e sistemi ad alto valore tecnico**, nel massimo rispetto degli edifici e di chi li abita.

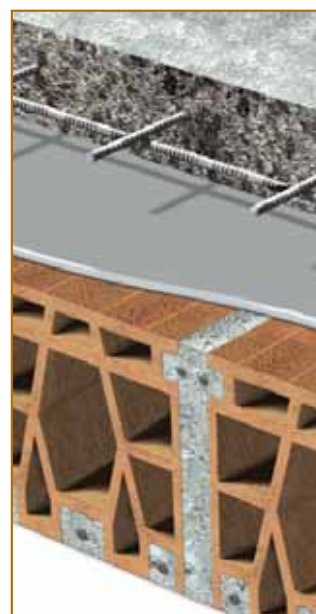
In questo contesto si inseriscono gli interventi sulle partizioni orizzontali esistenti, i solai, fondamentali per l'efficace recupero di interi edifici o loro porzioni: in questa "**Guida tecnica**" si tratteranno diffusamente le **soluzioni per il consolidamento dei solai esistenti, con particolare attenzione al loro rinforzo attraverso la tecnica della "soletta mista" o "soletta collaborante" grazie a soluzioni leggere e isolanti in argilla espansa Leca**.

In questa "Guida Tecnica" si tratteranno diffusamente le **soluzioni per il consolidamento statico e antisismico dei solai esistenti**, con particolare attenzione al loro rinforzo attraverso la **tecnica della "soletta mista" o "soletta collaborante" e sistemi di cerchiatura perimetrale** a livello di piano per il **corretto collegamento solaio - pareti e trasmissione delle azioni sismiche**.

I sistemi tecnici certificati presenti nella seguente "Guida Tecnica", saranno **ottenuti grazie al contributo delle soluzioni leggere e isolanti in argilla espansa Leca**.



1. Il patrimonio edilizio esistente	7
1.1 L'analisi del patrimonio edilizio italiano	8
1.2 Le tipologie di solai italiani	10
1.2.1 Solai in legno	11
1.2.2 Solai in acciaio	12
1.2.3 Solai in laterocemento	14
1.2.4 Solai prefabbricati	16
1.2.5 Solai in calcestruzzo armato	17
1.2.6 Solai ad arco e volta	18
1.3 Gli obiettivi della riqualificazione edilizia	19
2. Perché consolidare	21
2.1 Miglioramento del comportamento sismico	22
2.2 Aumento della portata del solaio e cambiamento di destinazione d'uso	23
2.3 Miglioramento del comportamento flessionale del solaio	24
2.4 Recupero del solaio di copertura per sopraelevazione	25
2.5 Miglioramento delle prestazioni tecniche del divisorio orizzontale	25
3. Il consolidamento statico	27
3.1 La tecnica della soletta mista collaborante	28
3.1.1 Esempio di calcolo: verifica statica di una sezione composta con e senza interconnessione	29
3.1.2 Il vantaggio del consolidamento leggero	30
3.2 Le indagini conoscitive preliminari	31
3.2.1 Indagini non distruttive	31
3.3 L'interconnessione meccanica	32
3.4 L'interconnessione chimica	34
3.5 Le soluzioni tecniche	36
3.5.1 Solaio in legno	36
3.5.2 Solaio in acciaio	44
3.5.3 Solaio in laterocemento, calcestruzzo e laterizio armato (SAP)	48
3.5.3A L'interconnessione meccanica	48
3.5.3B L'interconnessione chimica	52
3.6 Il progetto del consolidamento	56
3.6.1 Le prestazioni e certificazioni del sistema	56
3.6.2 Indicazioni progettuali per il calcolo del dimensionamento	63
3.6.3 Calcolo del dimensionamento della sezione composta	64
3.7 Il sostegno del solaio	74



4. Il consolidamento antisismico 77

- 4.1 I principi di progettazione in zona sismica 78
 - 4.1.1 Concetti base di dinamica delle strutture 78
 - 4.1.2 Gerarchia delle resistenze e criteri prestazionali applicati agli edifici 81
- 4.2 La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti 83
 - 4.2.1 Categorie d'intervento (rinforzi locali, miglioramento, adeguamento) 83
 - 4.2.2 Livelli di conoscenza e analisi storico-critica 87
- 4.3 Il ruolo del diaframma di piano nella sicurezza antisismica degli edifici 91
 - 4.3.1 Componenti del diaframma: diaframmi di piano e di falda 92
 - 4.3.2 Modello di calcolo e progettazione 93
 - 4.3.3 Organizzazione del diaframma e dei collegamenti: il dimensionamento 95
- 4.4 Le soluzioni e i sistemi tecnici 104
 - 4.4.1 Sistema Perimetro Forte 104
 - 4.4.2 Connettore CentroStorico Meccanico e Chimico 112
 - 4.4.3 Calcestruzzi leggeri strutturali 112
 - 4.4.4 Massetti leggeri 113

5. La classificazione del rischio sismico degli edifici esistenti 115

- 5.1 Introduzione 116
- 5.2 Esempi di miglioramento della classe di rischio sismico 116
 - 5.2.1 Edificio esistente in muratura tipo A 118
 - 5.2.2 Edificio esistente in muratura tipo B 126
- 5.3 Considerazioni finali 134

6. Servizi 137

- 6.1 Il software di calcolo statico 138
- 6.2 Servizi di consulenza al calcolo strutturale 139
- 6.3 Particolari e dettagli costruttivi 140
- 6.4 Servizi e formazione tecnica 141

7. Prodotti 143

- 7.1 Connettore Perimetrale CentroStorico 144
- 7.2 Ancorante Chimico CentroStorico 145
- 7.3 Connettore CentroStorico (Legno, Acciaio, Calcestruzzo) 146
- 7.4 Connettore CentroStorico Chimico 151
- 7.5 Calcestruzzi Leggeri Strutturali 154
- 7.6 Membrana CentroStorico 162





IL PATRIMONIO EDILIZIO ESISTENTE

1



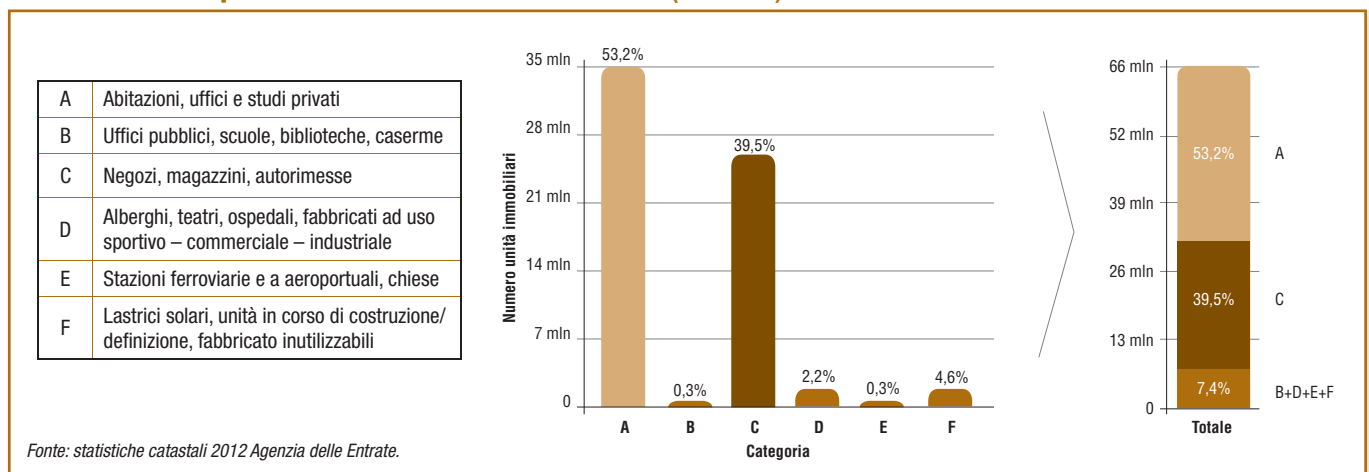
1.1 L'analisi del patrimonio edilizio italiano

Il presente documento vuole contribuire ad offrire **soluzioni tecniche**, oltre che servizi e sistemi costruttivi, utili al **consolidamento dei solai esistenti nell'ottica del migliore recupero del patrimonio edilizio esistente** tenendo in considerazione alcuni parametri fondamentali: **le specificità proprie dei singoli edifici, la sicurezza sismica, le rinnovate esigenze di utilizzo degli immobili, la tecnica costruttiva di recupero dei solai esistenti, le difficoltà operative tipiche dei cantieri di ristrutturazione.**

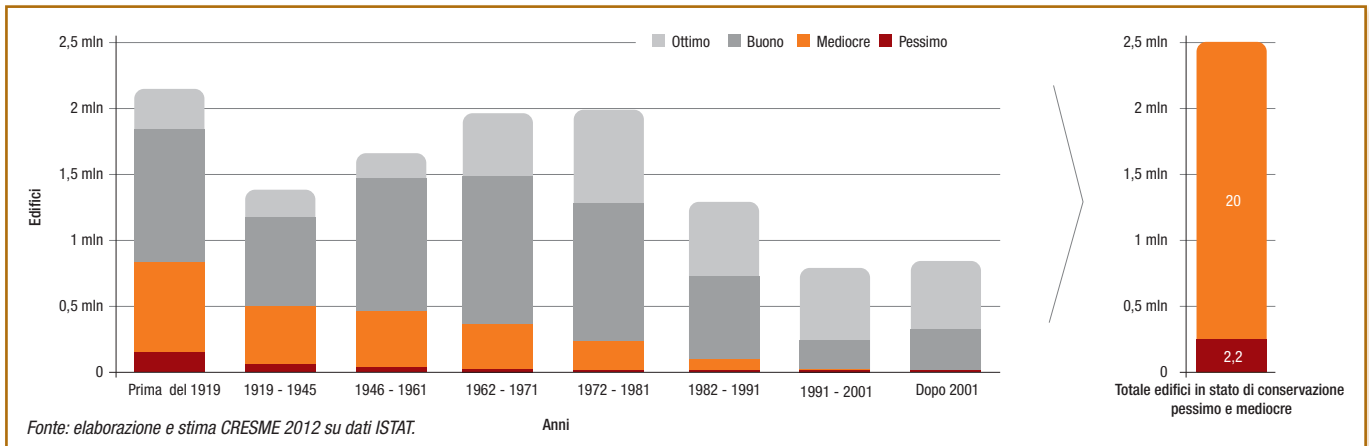
Una sfida da affrontare con grande attenzione al contesto, che richiede l'adozione di una **logica operativa e progettuale molto attenta alla complessità delle variabili in gioco**, da quelle statiche a quelle sismiche, da quelle cantieristiche a quelle tecnologiche e normative. **Il patrimonio immobiliare italiano è il più vecchio d'Europa: circa il 25% degli edifici non è mai stato sottoposto a interventi di riqualificazione, mentre si stima che il 5% degli edifici necessitano di interventi urgenti e il 40% richiedono misure di manutenzione straordinaria.** Sono circa **2,5 milioni** gli edifici in stato di conservazione **pessimo e mediocre**.

Per capire l'importanza del tema è utile **analizzare il patrimonio edilizio esistente italiano**, così come rappresentato dalle statistiche catastali 2012 (fonte Agenzia delle Entrate).

Distribuzione del patrimonio immobiliare al 31.12.12 (n° unità)



Stato di conservazione degli edifici esistenti al 31.12.12

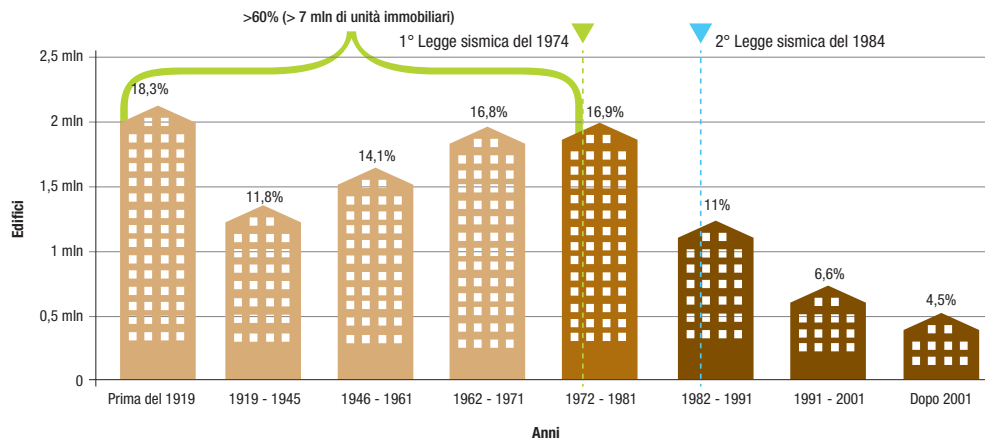


È quindi importante procedere con gli interventi tesi alla **conservazione del valore e dell'efficienza degli edifici**: l'**obsolescenza degli immobili** che può essere di tipo statico, sismico, funzionale, normativo è un processo che richiede una forma di **manutenzione**

correttiva, in grado di ripristinare uno standard prestazionale accettabile o ricondurre a un **livello qualitativo più elevato di quello previsto in origine** (in tal caso l'intervento di manutenzione costituirebbe un fattore di valorizzazione dello stesso immobile).

La novità in tema di recupero edilizio è l'impiego di **sistemi e soluzioni costruttive in grado di applicare tecnologie nuove a sistemi esistenti e datati, in modo da riportarli all'attualità tecnica e alla sicurezza statica.**

Edifici ad uso abitativo per epoca di costruzione



Fonte: elaborazione e stima CRESME 2012 su dati ISTAT.

Di particolare importanza gli interventi tesi a modificare le strutture esistenti per renderle più **resistenti all'attività sismica**; questo documento propone il **recupero strutturale dei solai esistenti con la tecnica di consolidamento a sezione composta o mista**, riconosciuta dalle **Norme Tecniche per le Costruzioni** in vigore quale sistema idoneo per finalità di sicurezza antisismica. L'attività risulta di particolare importanza: **oltre il 60% degli edifici (oltre 7 milioni equivalenti ad oltre 17 milioni di unità abitative) a prevalente uso residenziale è stato realizzato prima dell'introduzione della legge antisismica del 1974.**

Dal 1908 (terremoto di Messina e Reggio Calabria) al 1974 i comuni sono stati classificati come sismici solo dopo essere stati fortemente danneggiati dai terremoti.

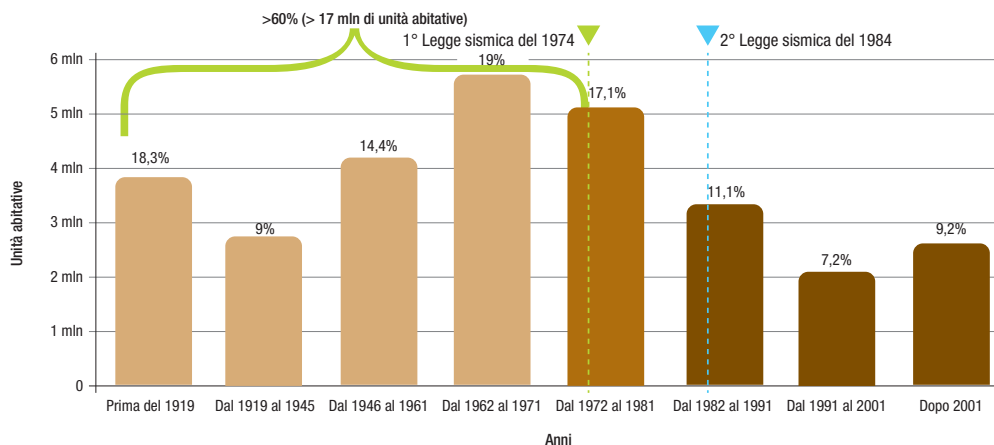
La **Legge n.64 del 2 febbraio 1974** stabilisce che la classificazione sismica del territorio italiano debba essere realizzata sulla base di comprovate motivazioni tecnico-scientifiche (attraverso decreti del Ministro per i Lavori Pubblici).

Nel 1981 viene adottata la proposta di riclassificazione del territorio nazionale in tre categorie sismiche e nel **1984**, con appositi decreti ministeriali, il 45% del territorio nazionale risulta classificato sismicamente ed è obbligatorio il rispetto

di specifiche norme per le costruzioni.

Nel **2003**, dopo il terremoto del 2002 in Puglia e Molise, viene emanata l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 che riclassifica l'intero territorio nazionale in quattro zone a diversa pericolosità, eliminando le zone "non classificate". Da questo momento nessuna area può ritenersi non interessata dal problema sismico. Le **N.T.C. 2018** (Norme Tecniche per le Costruzioni) introduce una nuova metodologia per definire la pericolosità sismica di un sito e le azioni sismiche di progetto per le nuove costruzioni e per gli interventi sulle costruzioni esistenti. **Tutte le regioni italiane risultano a rischio sismico.**

Unità abitative per epoca di costruzione



Fonte: elaborazione e stima CRESME 2012 su dati ISTAT.

1.2 Le tipologie di solai italiani

Il patrimonio edilizio italiano è composto da un **gran numero di solai**, differenti gli uni gli altri per tipologie realizzative, epoche di costruzione, con culture e tipicità locali.

I centri dei comuni italiani sono caratterizzati da tipologie edilizie molto diverse che vanno dall'**edificio monumentale**, costruito diversi secoli or sono, a **costruzioni storiche**, anch'esse di qualche secolo, a **costruzioni più recenti in muratura o in cemento armato**, a volte anche rimaneggiate nel tempo con interventi privi di criterio.

I solai possono essere suddivisi sinteticamente in **sei distinte tipologie**:

- 1) Solai in legno
- 2) Solai in acciaio
- 3) Solai in laterocemento
- 4) Solai prefabbricati
- 5) Solai in calcestruzzo armato
- 6) Solai ad arco e volta

Gli interventi sulle strutture esistenti presuppongono la **conoscenza quanto più completa e dettagliata dello stato di fatto**; da questa infatti dipendono sostanzialmente l'affidabilità e la probabilità di successo della progettazione e della successiva esecuzione degli interventi di consolidamento e rinforzo dei solai.

Risulta fondamentale applicare alle strutture un'**indagine diagnostica**, così da fornire le maggiori informazioni utili sulla statica del solaio ed eliminare una serie di fattori di incertezza che potrebbero condurre a disattendere le finalità dell'intervento di consolidamento.

Su ogni elemento strutturale è quindi opportuno prevedere:

1. Un'**ispezione visiva**, al fine di valutare la presenza di eventuali difetti e anomalie presenti oltre che possibili alterazioni subite nel tempo;

2. **Analisi strumentale**, mediante tecniche diagnostiche per quanto possibile non distruttive applicate "in situ" con particolare riferimento alle parti non visibili o inaccessibili della struttura;

3. **Elaborazione progettuale dei risultati**, attraverso la predisposizione di una relazione tecnica comprendente la tipologia di solaio, la sua stratigrafia costruttiva, la stima delle prestazioni meccaniche degli elementi costitutivi della struttura e dello stato ed efficienza dei collegamenti.

Dall'analisi delle indagini svolte sulla struttura si potrà valutare **quale operazione di consolidamento e rinforzo attuare** o, nel caso di situazioni particolarmente difficili o compromesse, propendere per interventi di ricostruzione (parziale o totale) del solaio.



1.2.1 Solai in legno

Sono i solai di **concezione più antica**, la cui struttura portante è caratterizzata da un'orditura principale costituita da travi lignee a sezione circolare (nell'edilizia più povera) o squadrata (di maggior pregio). L'estradosso delle travi è chiuso da un tavolato (o assito), piastrelle in cotto o da un incannucciato su cui poggia un massetto per l'allettamento della pavimentazione. All'intradosso dei solai possono essere posizionati dei controsoffitti (talvolta costituiti da vere e proprie tele) che mascherano la struttura. I solai in legno, costituiti da travi e tavolato, costituiscono, insieme alla volta in mattoni di laterizio, le prime soluzioni utilizzate per la realizzazione dei solai in edifici multipiano; in relazione alla loro notevole diffusione, spesso accompagnata da elevato pregio storico, sono i **solai oggetto dei maggiori interventi di consolidamento per i quali esistono confortanti e comprovate soluzioni tecniche di recupero con la tecnica della soletta mista "legno-calcestruzzo"**.



1.2.1.1 Solai a semplice orditura

Sono costituiti da una serie di travi disposte secondo la dimensione minore dell'ambiente da coprire; abitualmente possiedono luci sino a 3÷4 m.

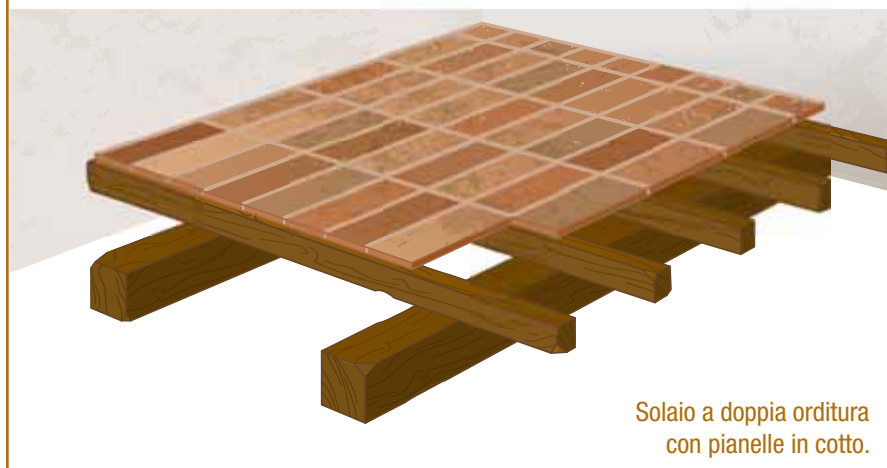
Il "cassero" superiore, a coprire il vuoto tra le travi, può essere realizzato con un assito in legno o con piastrelle in cotto.



1.2.1.2 Solai a doppia orditura

Questa tipologia di solai è realizzata con una serie di travi principali disposte a interasse di 2÷4 m secondo la dimensione minore dell'ambiente da coprire; superiormente sono presenti una serie di travi secondarie di minore dimensione poste ortogonalmente a quelle principali.

Il "cassero" superiore, a coprire il vuoto tra le travi, può essere realizzato con un assito in legno o con elementi in laterizio piani appoggiati alle estremità (ad es. piastrelle o tavelle).



1.2.2 Solai in acciaio

I solai cosiddetti “in acciaio” rappresentano la **naturale evoluzione tecnologica dei solai in legno** dove, al posto delle travi portanti lignee, vengono poste delle **travi portanti in acciaio** (le cosiddette putrelle) in virtù della loro capacità portante, ridotta deformabilità, superiore durabilità nel tempo ed incombustibilità. Esistono varie tipologie di solai in acciaio a seconda dell'elemento posizionato tra le ali inferiori dei profilati metallici: **1) Solai in acciaio con voltine; 2) Solai in acciaio con tavelloni; 3) Solai in lamiera grecata.**

1.2.2.1 Solai in acciaio con voltine

Utilizzati sin dalla metà dell'Ottocento, sono ancora oggi presenti negli **edifici “storici”**. Sono caratterizzati da profilati metallici che costituiscono l'orditura principale del solaio e da laterizi o mattoni posti tra le ali per realizzare l'orizzontamento. Le voltine possono essere ad intradosso curvo o piano.

Nel caso l'effetto arco è garantito da blocchi opportunamente sagomati detti “volterrane”. Esistono casi di laterizi a profilo curvilineo.

Non sempre caratterizzati da prestazioni meccaniche elevate in termini di portata, **si prestano ad essere consolidati e rinforzati con soluzioni e sistemi industrializzati al fine di aumentarne la tenuta ai carichi** (a fronte di opportune indagini conoscitive tese a conoscerne la geometria del solaio ed il relativo stato di conservazione).



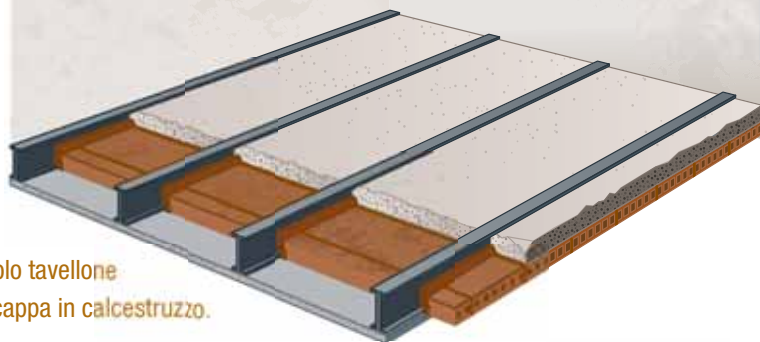
Voltine ad estradosso piano.



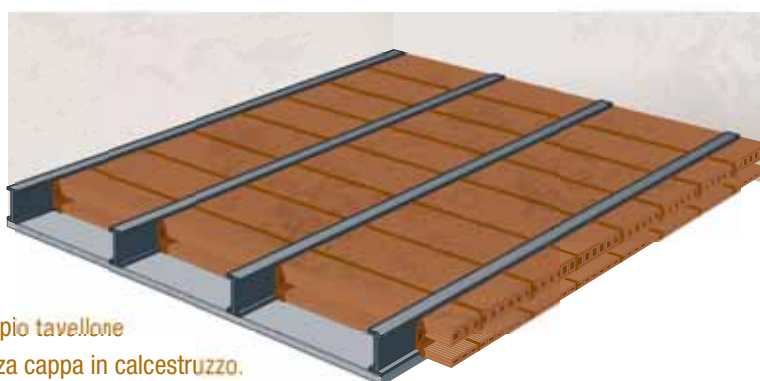
Voltine ad estradosso curvo.



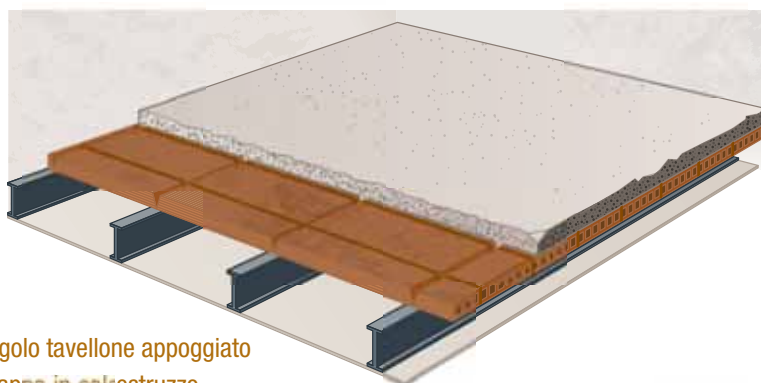
Voltine curve “volterrane”.



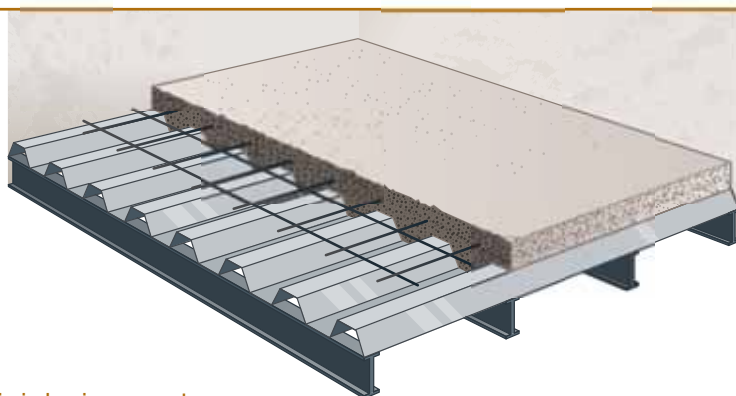
Singolo tavellone
con cappa in calcestruzzo.



Doppio tavellone
senza cappa in calcestruzzo.



Singolo tavellone appoggiato
e cappa in calcestruzzo.



Solaio in lamiera grecata.

1.2.2.2 Solai in acciaio con tavelloni

Di **diretta derivazione dai solai con voltine**, ne rappresentano una versione più “moderna”. Il riempimento tra le travi metalliche è effettuato mediante dei laterizi piani detti “tavelle” o “tavelloni”. Questi solai sono spesso utilizzati per la ristrutturazione di edifici in muratura. Talvolta le putrelle sono munite di connettori per la collaborazione con la soletta in c.a.

Non sempre caratterizzati da prestazioni meccaniche elevate in termini di portata, **si prestano ad essere consolidati e rinforzati con soluzioni e sistemi industrializzati al fine di aumentarne la tenuta ai carichi** (a fronte di opportune indagini conoscitive tese a conoscerne la geometria del solaio ed il relativo stato di conservazione).

1.2.2.3 Solai in lamiera grecata

Caratteristici degli edifici a struttura metallica e ad una **tecnica costruttiva piuttosto recente**, sono realizzati mediante un’orditura principale (spesso accompagnata da un’orditura secondaria) sormontata da connettori aventi la funzione di vincolare le lamiere grecate posizionate all’estradosso e di favorire l’intima collaborazione tra la struttura in acciaio ed il getto di calcestruzzo costituente la soletta. Le pareti delle lamiere sono in genere corrugate (ovvero striate o bugnate), così da favorire la connessione con il calcestruzzo della soletta.

Per l’intrinseca natura costruttiva e prestazionale oltre che per l’impiego di materiali dotati di buone caratteristiche meccaniche, **non è frequente il ricorso ad interventi di consolidamenti e rinforzo.**

1.2.3 Solai in laterocemento

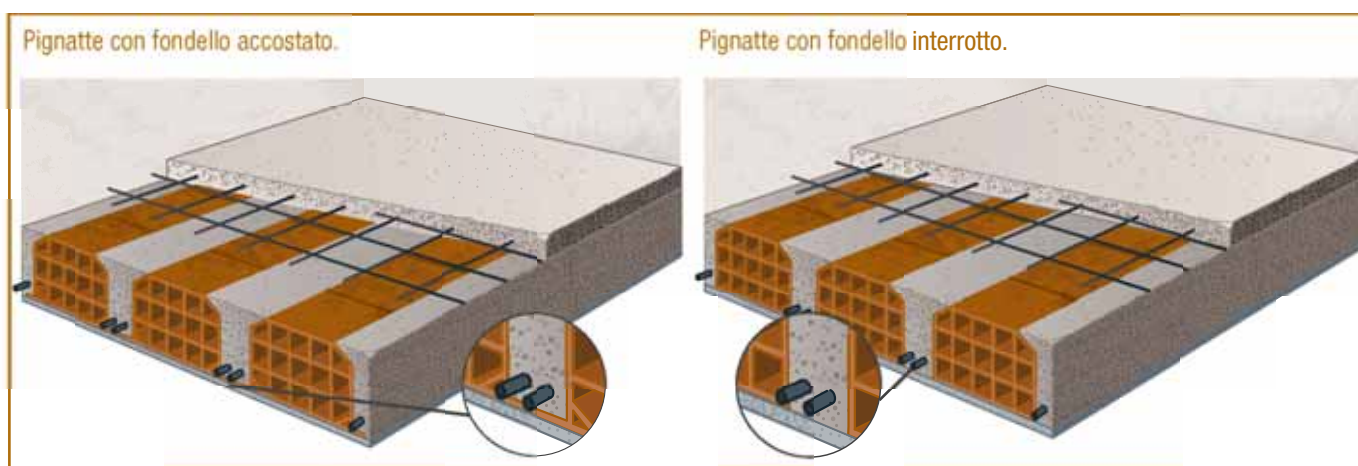
I solai in laterizio e cemento costituiscono la **maggioranza dei solai realizzati in Italia** e per questo meritano particolare attenzione. L'industria del cemento armato ha visto la produzione di numerose tipologie di questi elementi strutturali che possono essere così classificati:

1) Solai gettati in opera; 2) Solai tipo "VARESE"; 3) Solai a travetti prefabbricati e blocchi in laterizio; 4) Solai tipo "SAP".

Per la vastità di tipologie realizzative presenti, soprattutto quelli costruiti tra gli anni '30 e gli anni '70, la **tecnica di consolidamento di questi solai risulta particolarmente meritevole di indagini diagnostiche** tese alla puntuale conoscenza della geometria costruttiva e prestazionale, dello stato di conservazione oltre che della tipologia di ferri di armatura.

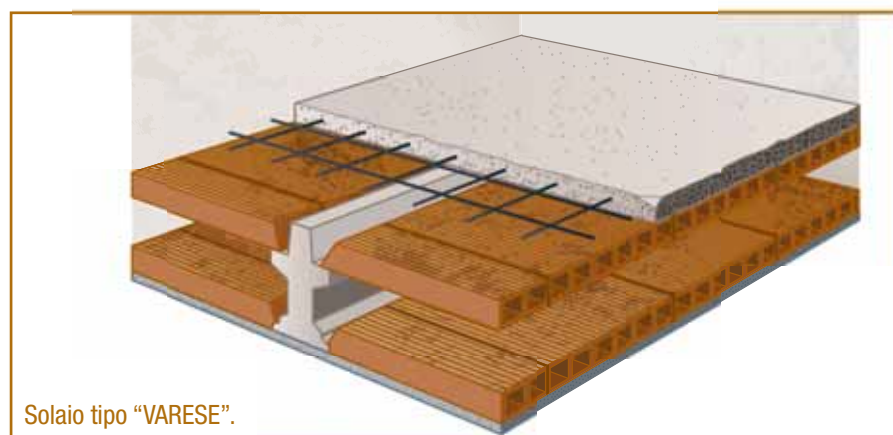
1.2.3.1 Solai gettati in opera

Sono realizzati poggiando i laterizi (pignatte) su un assito in legno (smontato al raggiungimento della maturazione del calcestruzzo), a un interasse tale da consentire la realizzazione dei travetti mediante il posizionamento delle barre di armatura ed il successivo getto di calcestruzzo. Appartenenti ad una tecnica costruttiva non molto recente, gli eventuali **interventi di consolidamento e rinforzo finalizzati al miglioramento delle prestazioni di tenuta ai carichi possono permettere l'applicazione di soluzioni e sistemi industrializzati** (a fronte di opportune indagini tese a conoscere la geometria del solaio e il relativo stato di conservazione).



1.2.3.2 Solai tipo "VARESE"

Considerato **uno dei primi prodotti prefabbricati in serie per l'edilizia italiana**, il solaio Varese è un tipo di solaio in laterocemento costituito da travetti prefabbricati in calcestruzzo armato ad armatura lenta con interposti tavelloni in laterizio disposti in duplice ordine a formare una camera d'aria. Nei solai con travi tipo "Varese" il tavellone viene posato sulla parte superiore della trave come cassero a perdere per la soletta di calcestruzzo armato, che ha la funzione di ripartire i carichi e rendere monolitica la struttura.



I tavelloni poggiati sull'ala superiore della trave sono in genere del tipo a taglio obliquo per favorire la penetrazione del conglomerato nelle forature e migliorare la monoliticità della struttura. Le tavelle di intradosso sono in genere di tipo "Varese", con taglio a gradino. Nati con lo scopo di sostituire i travetti in legno, si **diffusero dalla metà degli anni '40 e sino agli anni '60** grazie alla praticità d'applicazione ed alle prestazioni per lungo tempo ineguagliate; in relazione alle mutate esigenze di utilizzo degli edifici, in particolare per la richiesta di incremento della portata dei carichi, **si prestano a essere oggetto di interventi di consolidamento e rinforzo le cui modalità tecnico-realizzative non sono di facile progettazione** (per la particolare geometria e tenuta dei carichi).

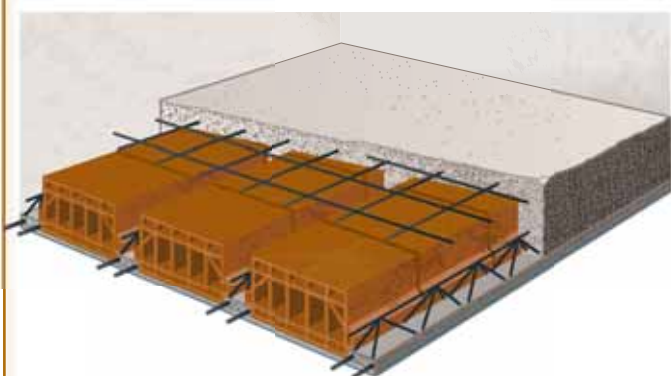
1.2.3.3 Solai a travetti prefabbricati e blocchi in laterizio interposti

Sono solai caratterizzati da una struttura portante (i travetti) prefabbricati o fabbricati a piè d'opera che non necessitano di complicate strutture di sostegno in fase di esecuzione. Sono pertanto di realizzazione più rapida rispetto ai solai gettati in opera. Si realizzano mediante posizionamento tra gli appoggi dei travetti prefabbricati, successiva collocazione dei laterizi e getto

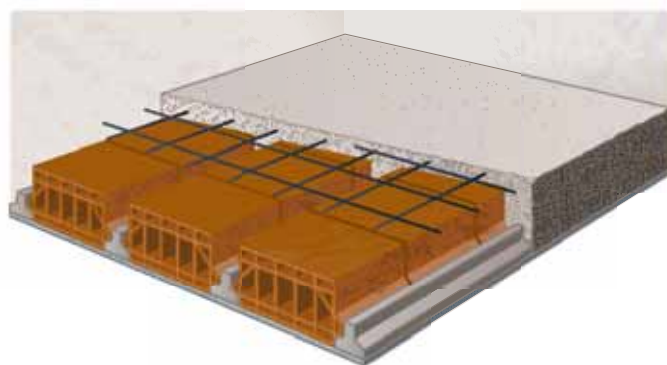
di completamento del c.a. Le varie tipologie di solaio si differenziano in buona sostanza per i differenti travetti prefabbricati che possono essere con fondello in laterizio parzialmente gettato e traliccio, con travetto intralacciato in c.a. o con travetto precompresso. **Realizzati prevalentemente tra gli anni 40 e gli anni '60, gli eventuali interventi di consolidamento e rinforzo**

finalizzati al miglioramento delle prestazioni di tenuta ai carichi trovano l'applicazione di soluzioni e sistemi industrializzati (anche grazie a una più adeguata geometria del solaio e a una maggiore conoscenza storica delle prestazioni originarie).

Solaio a travetti tralicciati.



Solaio a travetti in calcestruzzo.

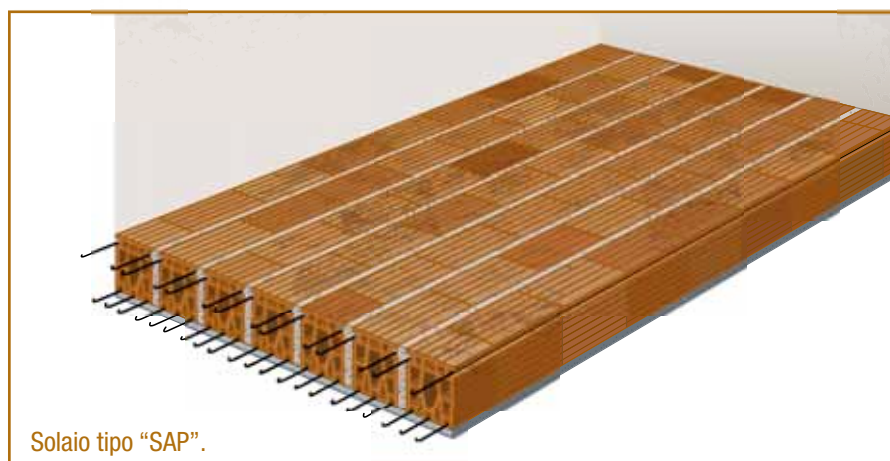


1.2.3.4 Solai tipo "SAP"

I solai "SAP" ("senza armatura provvisoria") rappresentano un solaio storico introdotto in Italia **intorno al 1930 e sino agli anni '60**. Caratterizzato da una buona velocità di esecuzione, si è rivelato nel corso degli anni piuttosto insidioso in virtù dei fenomeni di dissesto che lo hanno contraddistinto.

È in buona sostanza costituito da travetti in laterizio armato assemblati a piè d'opera mediante infilaggio di barre di armatura (in genere lisce e dal diametro ridotto) in tasche appositamente predisposte nel laterizio e sigillate mediante malta. I travetti in laterizio armato venivano accostati tra loro per la realizzazione di un getto di completamento.

Molto spesso i solai erano sprovvisti di soletta di ripartizione. All'intradosso sono in genere visibili solo i fondi dei laterizi (quando integri). Spesso si evidenziano distacchi di intonaco e di laterizio che



Solaio tipo "SAP".

mettono a nudo le barre di armatura, in genere piuttosto ossidate per effetto dei ridottissimi copriferri. **È frequente la richiesta di miglioramento della loro prestazione in termini di portata utile; tuttavia per l'intrinseca natura costruttiva gli interventi di consolidamento e rinforzo sono piuttosto difficili da applicare, richiedendo modalità tecnico-realizzative non di facile progettazione.**

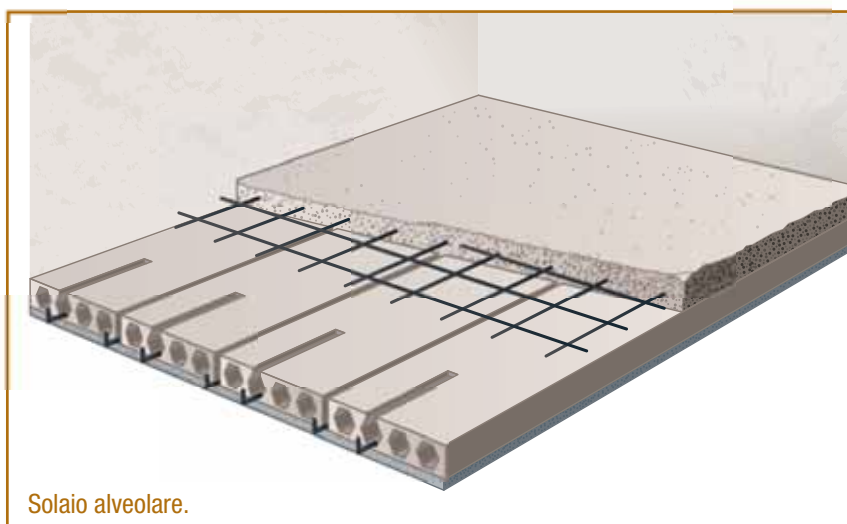
1.2.4 Solai prefabbricati

È un sistema costruttivo piuttosto recente che trova impiego in diversi ambiti in edilizia civile, residenziale, commerciale e industriale: sono generalmente contraddistinti da buona qualità costruttiva, ridotti tempi di messa in opera e facilità esecutiva. Negli anni '70 si sono diffuse, più a livello locale, produzioni di tipo "artigianale" per le quali può risultare difficile conoscerne le prestazioni statiche. Appartengono a tre tipologie: **1) Solai alveolari; 2) Solai a pannelli prefabbricati; 3) Solai con lastre in c.a. gettati in opera.**

1.2.4.1 Solai alveolari (o alveolati)

Sono costituiti da lastre prefabbricate in cemento armato vibrato e precompresso, larghe in genere 1,2 m, utilizzate per lo più nelle costruzioni prefabbricate (grossi centri commerciali, edilizia industriale, parcheggi, etc). Le lastre sono dette "alveolari" in virtù della presenza di canali realizzati in stabilimento mediante dei tubi-forma con la funzione di alleggerire i pesi e risparmiare materiale.

Appartenenti a una **tecnica costruttiva piuttosto recente, raramente necessitano di interventi di consolidamento e rinforzo** proprio per l'intrinseca natura costruttiva e prestazionale oltre che per l'impiego di materiali dotati di buone caratteristiche meccaniche.

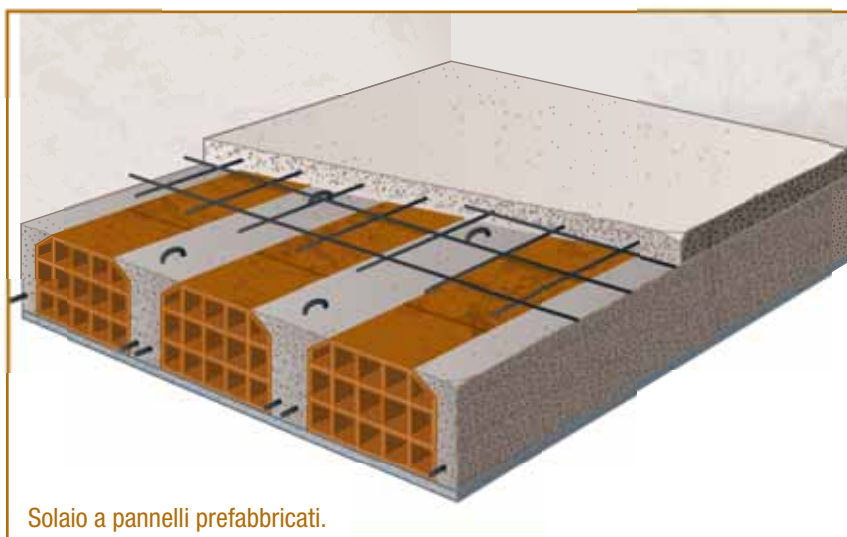


Solaio alveolare.

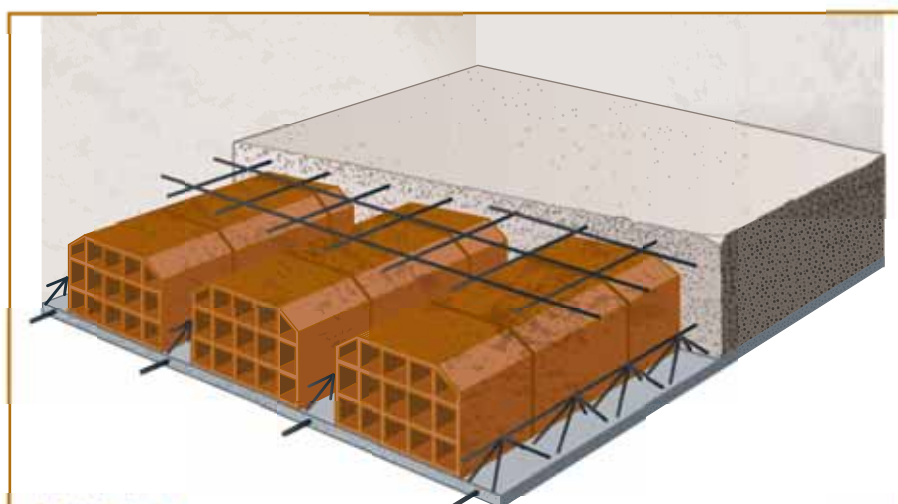
1.2.4.2 Solai a pannelli prefabbricati

Sono solai realizzati quasi per intero in stabilimento mediante assemblaggio dei laterizi e dei travetti armati. Sono caratterizzati da una rapida esecuzione, necessitano di poche opere di sostegno provvisorio e di ridotti getti di completamento. Risultano poco versatili per configurazioni in pianta particolari dei solai.

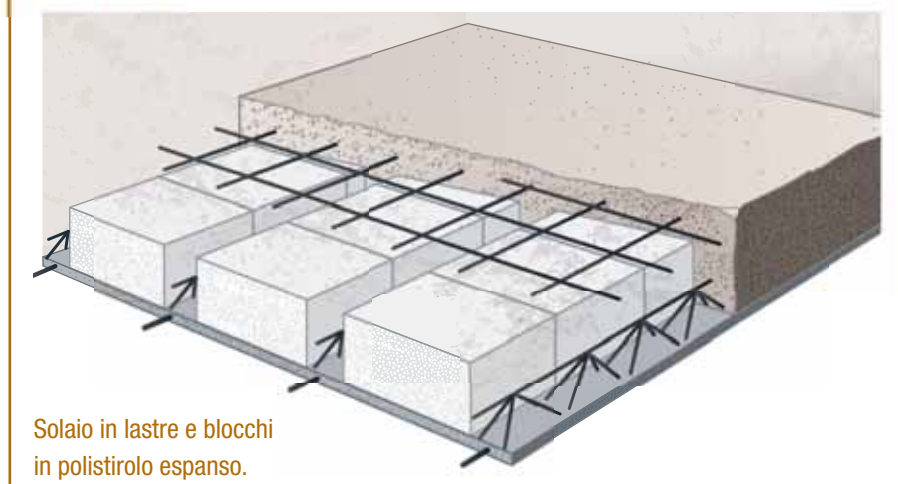
Realizzati a partire dagli anni '70, non è frequente la necessità ad interventi di consolidamento e rinforzo proprio per l'intrinseca natura costruttiva e prestazionale oltre che per l'impiego di materiali dotati di buone caratteristiche meccaniche.



Solaio a pannelli prefabbricati.



Solaio in lastre e blocchi in laterizio.



Solaio in lastre e blocchi in polistirolo espanso.

1.2.4.3 Solai con lastre in c.a. gettati in opera (altrimenti dette "predalles") e blocchi di alleggerimento

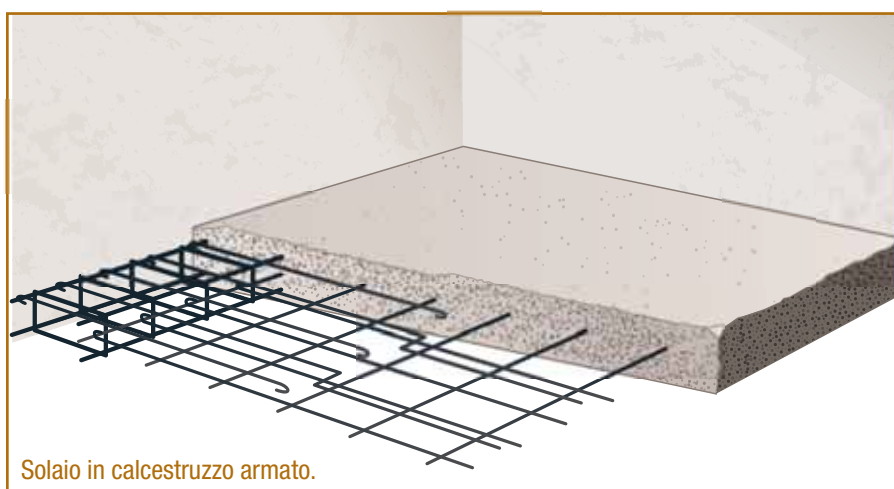
Sono solai caratterizzati da lastre in c.a. prefabbricate (precomprese o non) spesse in genere almeno 4 cm e larghe 1,2 m che vengono disposte tra gli appoggi della struttura portante. Su di esse vengono poggiati dei blocchi di alleggerimento (in laterizio o in polistirolo espanso o in plastica) opportunamente distanziati per consentire la successiva realizzazione dei travetti in c.a. (traliccato o non) mediante il getto di completamento. Sono solai di rapida esecuzione.

Realizzati a partire dagli anni '70, non è frequente la necessità ad interventi di consolidamento e rinforzo proprio per l'intrinseca natura costruttiva e prestazionale oltre che per l'impiego di materiali dotati di buone caratteristiche meccaniche.

1.2.5 Solai in calcestruzzo armato

I solai in c.a. a soletta piena appartengono ad una **tecnica costruttiva piuttosto recente**; usati raramente nel passato (e solo nel caso di manufatti con notevoli sovraccarichi accidentali o grosse luci), possono essere precomprese o non, muniti o meno di nervatura oppure piani o curvi.

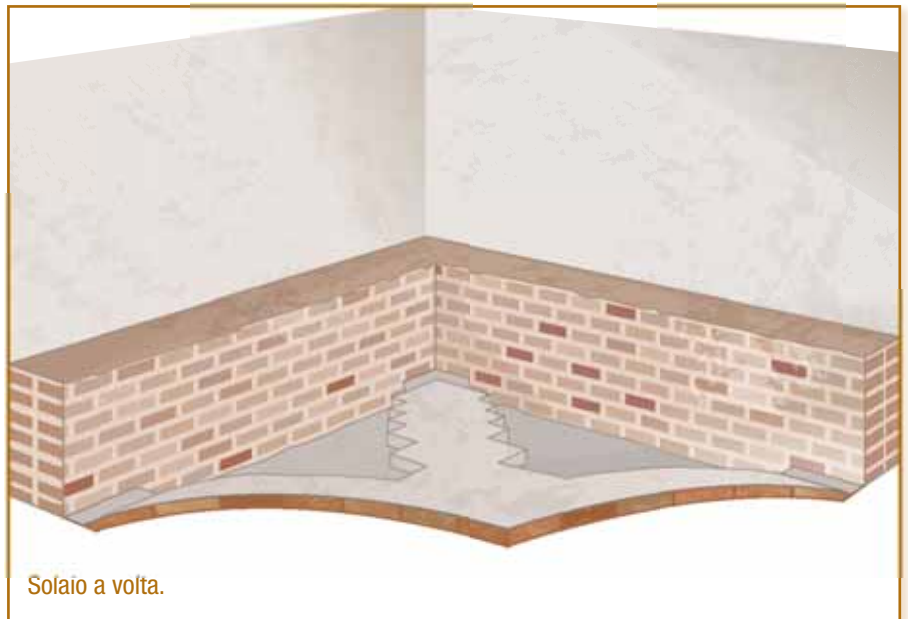
Raramente necessitano di interventi di consolidamento e rinforzo, proprio per l'intrinseca natura costruttiva e prestazionale oltre che per l'impiego di materiali dotati di buone caratteristiche meccaniche.



Solaio in calcestruzzo armato.

1.2.6 Solai ad arco e volta

Le strutture ad arco e volta rappresentano, insieme alle strutture in legno, le **prime soluzioni utilizzate per la realizzazione dei solai in edifici multipiano**; le strutture ad arco sopportano i carichi mediante una combinazione di compressione e flessione. Per rendere piana la superficie di calpestio venivano realizzati dei riempimenti con materiali di risulta (detti rinfianchi); il riempimento così eseguito, pur costituendo un "peso morto" cui la struttura portante veniva assoggettata, migliorava la stabilità delle volte riducendo le sollecitazioni su di essi esclusivamente a sforzi di compressione. **Il rinforzo statico delle volte ad arco può essere realizzato impiegando specifiche soluzioni tecniche**, la cui definizione è figlia di attente indagini conoscitive sulla struttura.



Solaio a volta.



1.3 Gli obiettivi della riqualificazione edilizia

Dall'analisi del **patrimonio edilizio italiano** emerge con assoluta evidenza l'opportunità di collocare al centro dell'attenzione la **riqualificazione degli immobili esistenti**, con l'obiettivo **di innalzarne le performances tecnologiche portandoli a standard tecnici e qualitativi pari al nuovo**.

Ristrutturare è per molti versi più impegnativo che progettare e costruire il nuovo, per la complessità delle questioni in gioco (rispetto degli aspetti normativi e dei vincoli esistenti, miglioramento del benessere di vita, sostenibilità dell'intervento nella sua globalità).

La base di partenza di ogni edificio è la struttura: da qui inizia la progettazione, da questa comincia a crescere e svilupparsi la costruzione. E proprio da qui che prende avvio il cammino verso la **giusta ristrutturazione**, dall'analisi dello stato di fatto dei solai esistenti e dalle esigenze che emergono in

termini di necessità di consolidamento statico per una struttura più efficiente ed in grado di supportare al meglio le nuove esigenze.

Il consolidamento dei solai esistenti fa maturare nel tecnico progettista e nel costruttore tutti quei processi di conoscenza dello stato di fatto, di progetto e di intervento atti a far **recuperare ad un edificio le sue caratteristiche strutturali perse** a causa dell'età, del degrado, di un'azione sismica o di altre azioni.

In questo contesto si inseriscono gli interventi sulle **partizioni orizzontali esistenti, i solai, fondamentali per l'efficace recupero di interi edifici o di loro porzioni**.

Tra le diverse soluzioni per il consolidamento e recupero dei solai esistenti, quali ad esempio l'applicazione di fibre di carbonio all'intradosso dei solai o la realizzazione di

un nuovo assito debitamente interconnesso al solaio ligneo esistente, nei prossimi capitoli verrà diffusamente descritta ed analizzata la soluzione tecnica della **"soletta mista"** o **"soletta collaborante"** realizzata con **sistemi di interconnessione meccanici industrializzati**.

In questo contesto costruttivo si inseriscono le soluzioni "CentroStorico" che, grazie alla novità di "Connettore CentroStorico", sono in grado di offrire **sistemi sicuri e certificati nelle prestazioni** per il rinforzo statico di **solai in legno, acciaio e calcestruzzo**.

Il perfetto complemento al sistema di consolidamento dei solai sono i **calcestruzzi leggeri strutturali in argilla espansa Leca**, necessari per la formazione della nuova soletta collaborante. I **benefici del "consolidamento leggero"** sono fondamentali, sia per il miglioramento del **comportamento statico** del divisorio orizzontale che di quello **sismico**.





PERCHÉ CONSOLIDARE

2



Le ragioni alla base del consolidamento e rinforzo di un solaio esistente sono di diversa natura, come vedremo nei paragrafi seguenti: è importante ricordare come gli interventi in progetto dovranno integrarsi pienamente con la tipologia esistente e **continuare a sfruttare la capacità portante del solaio** che rimane a tutti gli effetti l'elemento orizzontale di sostegno.

In generale si interviene sul solaio esistente in quanto lo si reputa inadatto a svolgere alcune funzioni: **l'insufficienza a supportare carichi maggiori**, **l'eccessiva deformabilità flessionale**, **la scarsa o nulla rigidità nel proprio piano**, **l'inefficiente funzione di incatenamento delle pareti perimetrali**.

2.1 Miglioramento del comportamento sismico

Una delle principali fonti di vulnerabilità degli edifici privi di catene o cordoli perimetrali (in particolare strutture in muratura con solai in legno/acciaio) è associata ai **meccanismi di collasso locale** (risposta fuori dal piano dei maschi murari); **adeguando le connessioni tra gli elementi, attraverso la formazione di una nuova soletta in calcestruzzo leggero strutturale armato interconnessa al solaio e alle murature**

perimetrali, è possibile migliorare il comportamento sismico dell'intero edificio.

Per il miglioramento sismico risulta di particolare importanza la **formazione del diaframma di piano** in grado di trasferire le azioni orizzontali del sisma alle pareti resistenti a taglio.

I diaframmi contribuiscono a vincolare la deformazione fuori piano dei muri prevenendone il collasso, mantenendo la

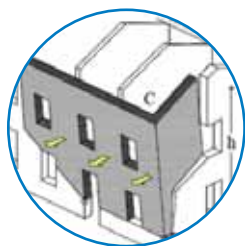
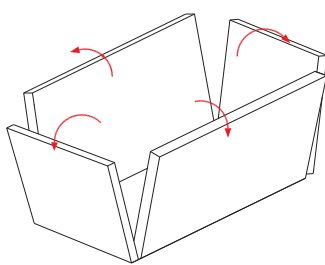
configurazione scatolare; la rigidità dei diaframmi nel loro piano influenza la distribuzione delle forze orizzontali tra i diversi pannelli murari.

Per poter rappresentare un vincolo efficace, **i diaframmi devono essere in grado di trasmettere forze e tensioni di trazione e devono inoltre essere adeguatamente collegati ai muri** come ben evidenziato nel capitolo 4.

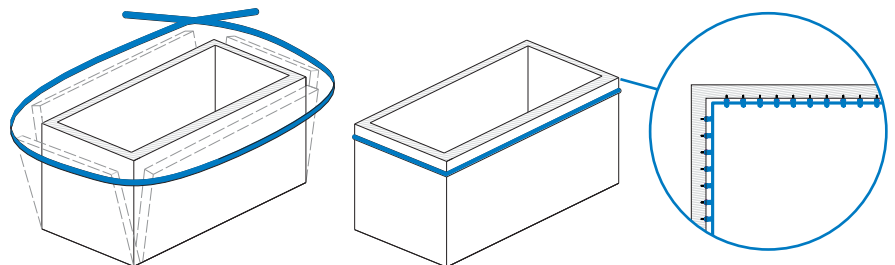
Comportamento scatolare dell'edificio in muratura.

Interventi per il miglioramento del comportamento antisismico dell'edificio.

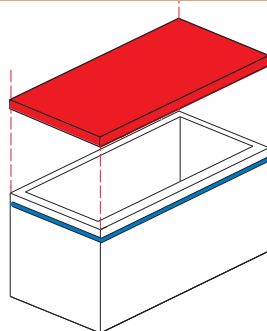
Edificio senza collegamenti solaio-pareti.



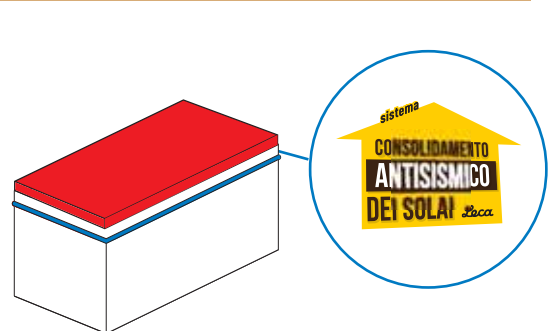
Ribaltamento delle facciate.



Perimetro Forte: formazione della cerchiatura perimetrale per evitare il ribaltamento delle pareti (Connettore Perimetrale).



Piano rigido: formazione della nuova soletta collaborante leggera interconnessa al solaio esistente (Calcestruzzo Leca + Connettore CentroStorico).

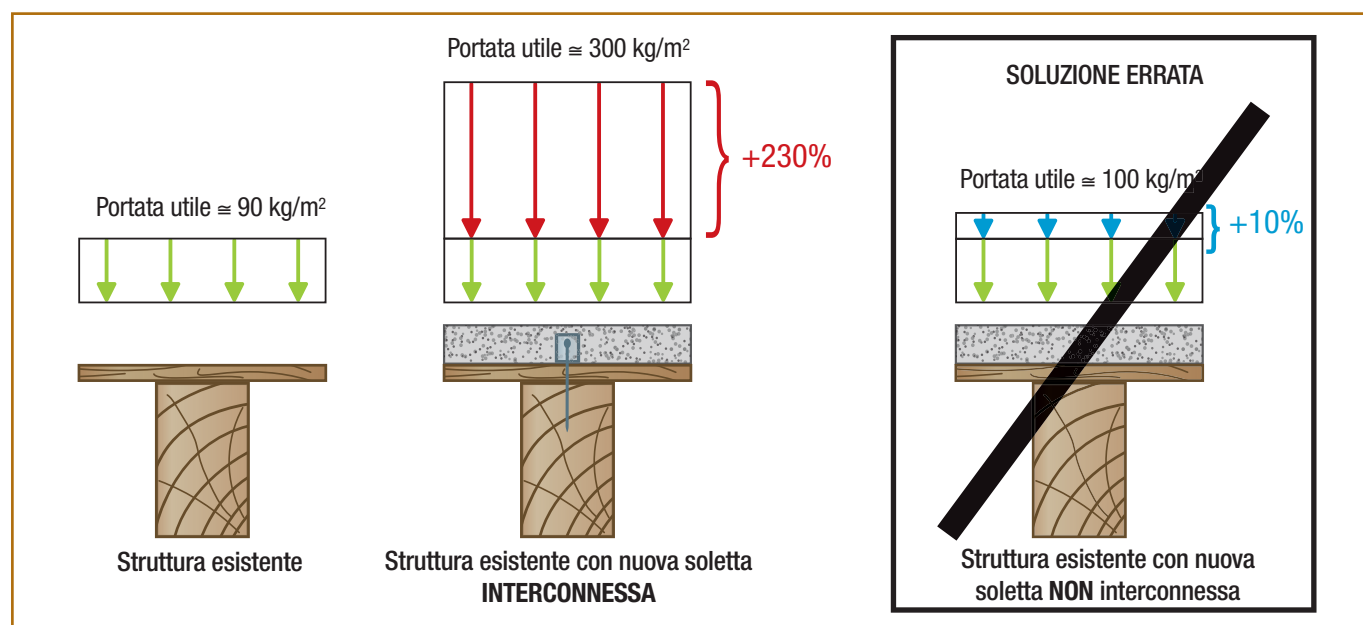


2.2 Aumento della portata del solaio e cambio di destinazione d'uso

Gli interventi di ristrutturazione hanno spesso origine da esigenze legate al **cambio di destinazione d'uso dell'immobile**, ad esempio da locali destinati ad abitazione ad uffici con conseguenti **maggiori carichi trasferiti al solaio** (sia carichi permanenti che variabili). È quindi necessario operare nei termini di **rinforzo strutturale del divisorio orizzontale, così da irrobustire staticamente la struttura e renderla compatibile con i nuovi carichi richiesti**.

Categorie di locali previste dalla normativa per la definizione da carichi accidentali

Cat.	Tipo di locale	Carichi verticali ripartiti (KN/m ²)	Carichi verticali concentrati (KN)	Carichi orizzontali (KN/m)
1	Ambienti non suscettibili di affollamento (locali abitazione e relativi servizi, alberghi, uffici non aperti al pubblico) e relativi terrazzi a livelli praticabili	2,00	2,00	1,00
2	Ambienti suscettibili di affollamento (ristoranti, caffè, banche, ospedali, uffici aperti al pubblico, caserme) e relativi terrazzi a livello praticabili	3,00	2,00	1,00
3	Ambienti suscettibili a grande affollamento (sale convegni, cinema, teatri, chiese, negozi, tribune con posti fissi) e relativi terrazzi a livello praticabili	4,00	3,00	1,50
4	Sale da ballo, palestre, tribune libere, aree di vendita con esposizione diffusa (mercati, grandi magazzini, librerie, ecc.) e relativi terrazzi a livelli praticabili, balconi e scale	5,00	4,00	3,00
5	Balconi, ballatoi e scale comuni (esclusi quelli perimetrali alla Cat.4)	4,00	2,00	1,50
6	Sottotetti accessibili (per sola manutenzione)	1,00	2,00	1,00
7	Coperture: • non accessibili • Accessibili, secondo categoria di appartenenza (da 1 a 4) • speciali (impianti, eliporti, altri), secondo il caso	0,50 - -	1,20 - -	- - -
8	Rimesse e parcheggi: • per autovetture di peso a pieno carico fino a 30 KN • per transito di automezzi superiore a 30 KN, da valutarsi caso per caso	2,50 -	2x10,0 -	1,0 -
9	Archivi, biblioteche, magazzini, depositi, laboratori, officine e simili: da valutarsi secondo il caso.	6,00	6,00	1,00



L'interconnessione tra trave e nuova soletta consente di **aumentare fino al 200%** la portata utile del solaio, a parità di deformazione ammessa, rispetto alla soluzione non interconnessa (esempio calcolato su un solaio in legno con luce 4,5 m, sezione travi 10x18 cm, interasse travi 60 cm). L'impiego di **calcestruzzi leggeri strutturali** favorisce un **ulteriore incremento** della portata utile del solaio e una riduzione dei carichi permanenti che gravano sulla struttura esistente.

2.3 Miglioramento del comportamento flessionale del solaio

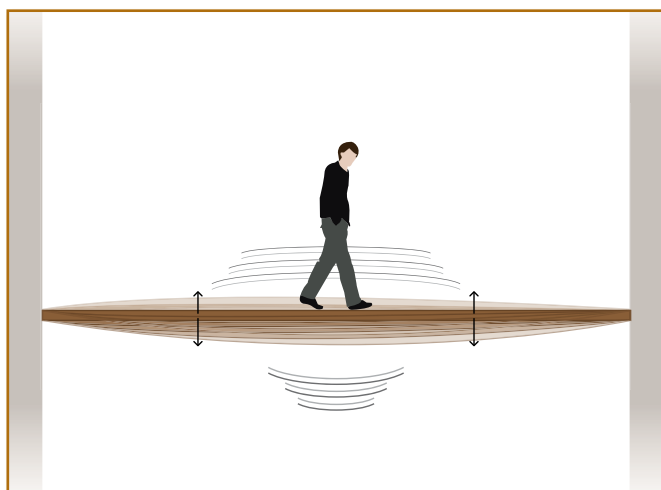
Molto di frequente il solaio appare poco rigido, fortemente deformato nel suo piano con un'evidente "freccia" in mezzzeria e significativa differenza di quota tra il perimetro dei locali e la parte centrale (evidente per lo più nelle strutture in legno). Infatti gli impalcati dei vecchi edifici manifestano spesso **carenze strutturali e funzionali tali da rendere necessari interventi di consolidamento.**

Essi infatti sono generalmente **dimensionati per carichi accidentali modesti**, ben lontani dai valori richiesti dalle attuali normative in relazione alla destinazione d'uso della struttura. Inoltre, per effetto dei carichi di lunga durata, gli **impalcati lignei subiscono spesso deformazioni eccessive**, che ne compromettono la funzionalità. Viene quindi richiesta in genere una **maggiore rigidità**, sia per evitare danneggiamenti e lesioni delle tramezzature e dei pavimenti, sia per migliorare il comfort abitativo, limitando le vibrazioni dovute al calpestio e migliorando l'insonorizzazione.

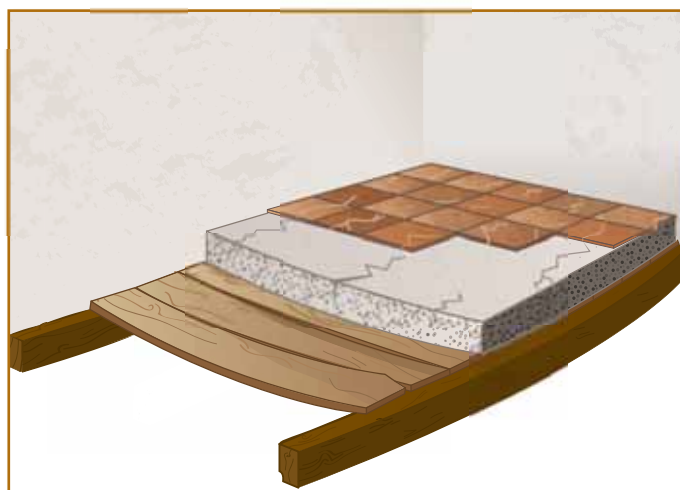
L'intervento di consolidamento ha come finalità il conseguimento di una **maggiore rigidità del solaio**, la conseguente **riduzione della freccia in mezzzeria** entro limiti accettabili (generalmente 1/500 della luce del solaio) e la **disponibilità di maggiori carichi di esercizio.**

L'effetto immediato di un **consistente miglioramento della rigidità flessionale del solaio** è dovuto al fatto che le travi non lavorano più separatamente ma, grazie all'interconnessione con la nuova soletta collaborante, si realizzano **due strutture che contribuiscono entrambe alla rigidità globale.**

In aggiunta si produce un **miglioramento del comportamento a lastra**, ovvero della rigidità nel piano del solaio, per cui il solaio risultante può essere **assimilato ad uno in laterocemento** per quanto riguarda la distribuzione delle **azioni sismiche sui setti murari** (a condizione che la nuova soletta sia armata e interconnessa, abbia uno spessore minimo di 5 cm e sia ben collegata ai muri perimetrali).



Solaio eccessivamente deformabile, con evidenti vibrazioni provocate dal calpestio.



Solaio eccessivamente deformabile, con conseguenti danneggiamenti del massetto e della pavimentazione sotto carico.

2.4 Recupero del solaio di copertura per sopraelevazione

Il recupero di sottotetti o l'innalzamento di uno o più piani di un edificio esistente va realizzato previa **verifica della compatibilità strutturale complessiva dell'edificio oltre che dell'ultimo solaio**: spesso il solaio in oggetto veniva costruito con strutture piuttosto esili, in quanto progettate per supportare limitati carichi.

L'intervento di ristrutturazione dell'immobile inizia con l'**irrobustimento del divisorio orizzontale**, attraverso la formazione di una **nuova soletta collaborante il più possibile leggera** per ridurre al massimo i carichi strutturali permanenti a tutto favore di quelli variabili.

In **edifici ad uso commerciale**, può risultare utile destinare la copertura ad uso carrabile e/o parcheggio : è quindi necessario progettare con attenzione l'intero comportamento statico della struttura, agendo anche sul **solaio di copertura per aumentare la capacità portante**.



2.5 Miglioramento delle prestazioni tecniche del divisorio orizzontale

L'intervento di consolidamento e rinforzo del solaio esistente con la tecnica della soletta collaborante produce altri significativi benefici nel comportamento del divisorio orizzontale.

Isolamento acustico

La formazione di una nuova soletta in calcestruzzo, abbinata ad uno **specifico materassino acustico anticalpestio** e laddove possibile ad un massetto di finitura, consente di **migliorare** sensibilmente le prestazioni di **potere fonoisolante apparente al rumore per via aerea R'_w** e il **livello di rumore di calpestio normalizzato per rumori trasmessi per via strutturale $L'_{n,w}$** (Legge n. 447 del 26/10/95 e D.P.C.M. 5/12/97).

Isolamento termico

L'impiego di soluzioni leggere, oltre a favorire il miglioramento del comportamento statico del rinforzo del solaio, assicurano un **aumento dell'isolamento termico del divisorio orizzontale**. Infatti i **calcestruzzi leggeri strutturali** in abbinamento a **massetti di finitura leggeri** (quando lo spessore lo consente), grazie alla **bassa conducibilità termica λ** , contribuiscono al **miglioramento della trasmittanza termica** dell'intero divisorio orizzontale con l'obiettivo di raggiungere il requisito di Legge **$U \leq 0,8 \text{ W/m}^2\text{K}$** (Decreto Requisiti Minimi in vigore dal 1.10.15).

Protezione al fuoco

La presenza di una nuova soletta in calcestruzzo favorisce un **miglior comportamento al fuoco del divisorio orizzontale**, grazie alla presenza di uno **strato pieno di materiale isolante incombustibile** (per maggiori approfondimenti contattare l'Assistenza Tecnica Laterlite e scaricare la specifica documentazione su www.leca.it).





IL CONSOLIDAMENTO STATICO

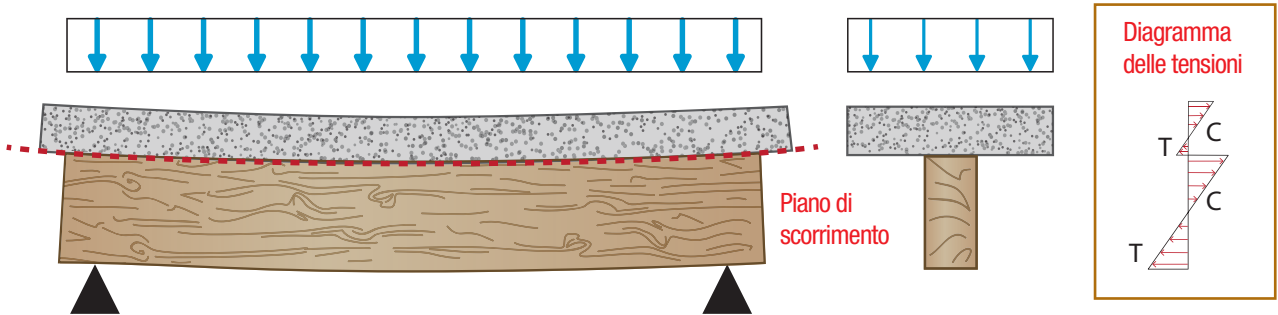
3



3.1 La tecnica della soletta mista collaborante

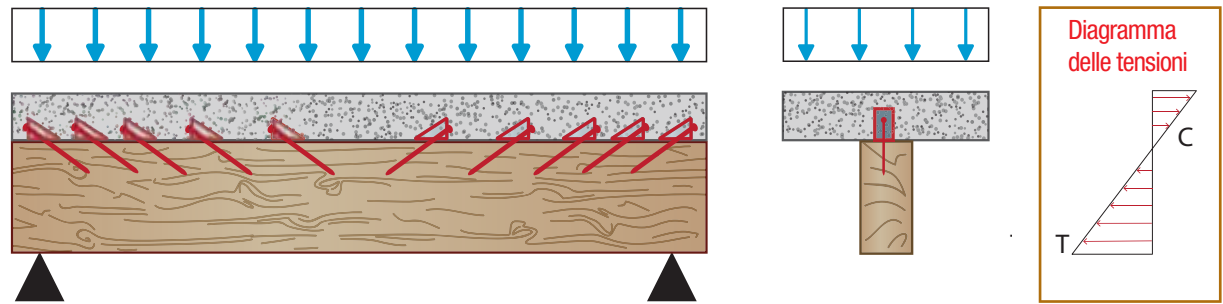
Negli interventi di consolidamento strutturale e miglioramento del comportamento sismico dei solai la soluzione tecnica denominata della “sezione composta” o “sezione mista” risulta essere molto efficiente e di facile impiego: il sistema si basa sulla **formazione di una nuova soletta in calcestruzzo armato, perfettamente interconnessa con il solaio esistente grazie all’impiego di specifici connettori (sia di tipo meccanico che chimico a seconda delle tipologie di solai e dei vincoli esistenti), in grado di aumentare la resistenza e rigidità del solaio esistente incrementandone anche la portanza**. Il sistema è largamente utilizzato da decenni e ampiamente studiato sia dal punto di vista analitico che sperimentale. La sezione mista legno-calcestruzzo, calcestruzzo-calcestruzzo, acciaio-calcestruzzo ha anche una maggiore rigidità flessionale rispetto alla sola sezione resistente del solaio portante originale e quindi risulta possibile **incrementare i carichi portati verticali** senza incorrere in eccessivi effetti deformativi. Inoltre la nuova soletta in calcestruzzo irrigidisce il solaio anche nel suo piano (**effetto diaframma rigido**), quando adeguatamente collegata alle murature portanti, consentendo una corretta **trasmissione e ripartizione delle azioni sismiche alle pareti**.

Struttura non interconnessa.



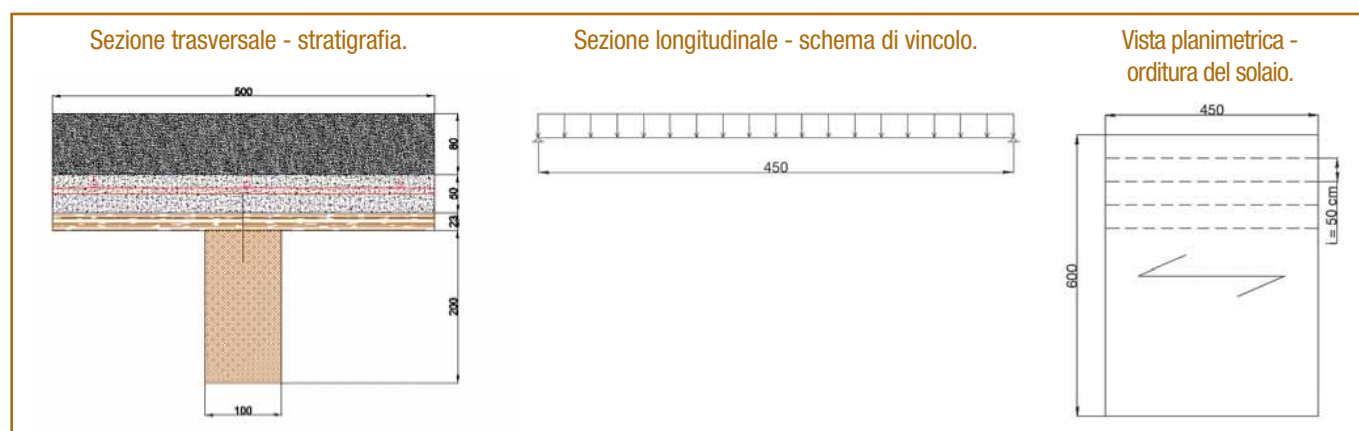
Il sistema, non assicurando l’unione tra solaio e soletta, risulta un **accoppiamento in parallelo della parte in calcestruzzo armato con la struttura esistente e conseguente scorrimento reciproco nel piano orizzontale** (la sezione ottenuta non è monolitica). La nuova soletta rappresenta un carico permanente agente sul solaio esistente. Il solaio, seppur irrobustito dalla nuova soletta in calcestruzzo, risulta **poco rigido** e con **deformazioni** (frecche) potenzialmente **significative**.

Struttura interconnessa rigidamente (monolitica).



Il sistema crea una vera e propria struttura mista con un’effettiva continuità strutturale. Il **connettore ha la funzione di “cucire” assieme solaio esistente e calcestruzzo impedendone lo scorrimento reciproco** e assicurando un considerevole aumento della rigidità e della resistenza della struttura. Il diagramma delle tensioni evidenzia come le prestazioni dei materiali risultino ottimizzate: il calcestruzzo è tutto compresso, la trave in legno interamente tesa. Il connettore lavora “a taglio”, **moltiplicando il contributo statico** dei due elementi, soletta in c.a. e solaio esistente.

3.1.1 Esempio di calcolo: verifica statica di una sezione composta con e senza interconnessione



Caratteristiche geometriche del solaio.

IPOTESI DI CALCOLO

Caratteristiche geometriche

- Dimensioni travetto 10x20 cm
- Luce di calcolo $L_c = L_{eff} * 1,05 = 450$
- Interasse = 50 cm
- Assito sp. 2,3 cm
- Nuova soletta sp. 5 cm
- Massetto Leggero sp. 5 cm
- Sottofondo Leggero sp. 7 cm
- Pavimentazione sp. 1 cm

Proprietà meccaniche dei materiali

- Legno tipo EN C20 (da EN328:2009)
- Calcestruzzo leggero tipo Calcestruzzo CentroStorico ($\rho = 1650$ Kg/m³ in opera)
- Assito in legno di abete
- Massetto Leggero tipo Massetto CentroStorico ($\rho = 1250$ Kg/m³ in opera)
- Sottofondo Leggero tipo Sottofondo CentroStorico ($\rho = 650$ Kg/m³ in opera)

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

1) Struttura non interconnessa

Verifiche a tempo zero

Freccia massima in mezzeria (f_{t0}) → **20,7 mm >> 9 mm**

Rigidezza flessionale $EJ_{tot} = EJ_{trave} + EJ_{assito} + EJ_{soletta} \rightarrow EJ_{tot} = 7,27 * 10^{11}$ Nmm²

2) Struttura interconnessa

Verifiche a tempo zero

Freccia massima in mezzeria (f_{t0}) → **7,8 mm < 9 mm**

Rigidezza flessionale $EJ_{tot} = EJ_{efficace} \rightarrow EJ_{tot} = 1,93 * 10^{12}$ Nmm²

Verifiche a tempo infinito

Freccia massima in mezzeria (f_{inf}) → **35,8 mm >> 12,86 mm**

Rigidezza flessionale $EJ_{tot} = EJ_{trave} + EJ_{assito} + EJ_{soletta} \rightarrow EJ_{tot} = 4,21 * 10^{11}$ Nmm²

Verifiche a tempo infinito

Freccia massima in mezzeria (f_{inf}) → **11,64 mm < 12,86 mm**

Rigidezza flessionale $EJ_{tot} = EJ_{efficace} \rightarrow EJ_{tot} = 1,29 * 10^{12}$ Nmm²

CONFRONTO SISTEMI

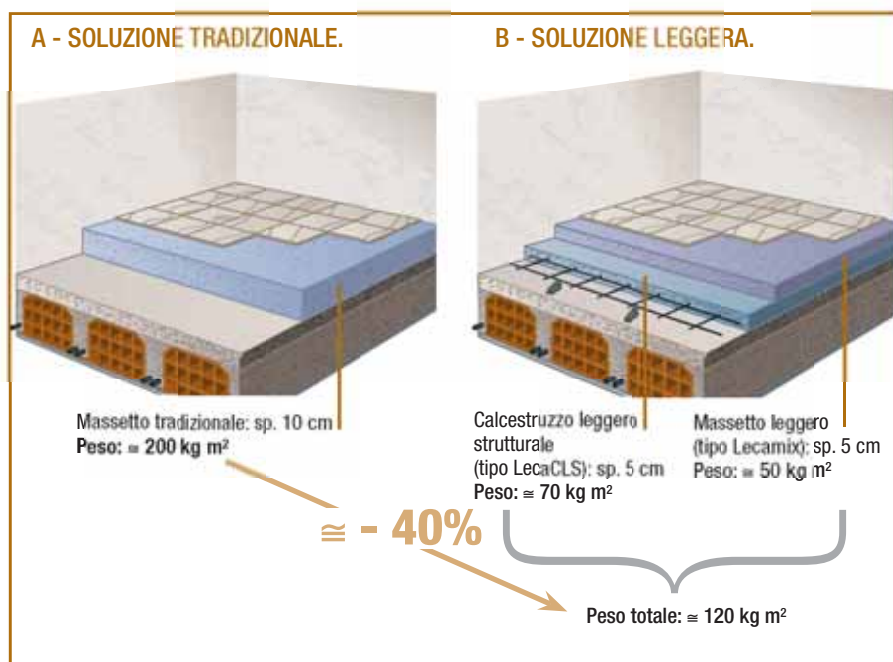
L'analisi delle prestazioni dei due sistemi conduce alle seguenti conclusioni:

- la struttura interconnessa consente una **riduzione della deformazione statica, freccia del solaio**, di ca. il **70%** rispetto a quella della struttura non interconnessa;
- la struttura interconnessa presenta una **rigidezza flessionale** ben superiore a quella della struttura non interconnessa, nell'ordine di circa **3 volte**.

3.1.2 Il vantaggio del consolidamento leggero

Negli interventi di ristrutturazione la “leggerezza” svolge sempre un ruolo molto importante; anche nel consolidamento di un solaio con la tecnica della soletta collaborante la scelta di una **soluzione leggera** nel suo complesso (calcestruzzo strutturale e massetto di finitura) conducono a **risultati migliorativi rispetto a una soluzione “tradizionale”** a parità di prestazioni meccaniche.

In un **esempio** possiamo considerare un classico solaio esistente in laterocemento, superficie 100 m², ricoperto da un massetto tradizionale di 10 cm di spessore (densità pari a circa 2.000 kg/m³) per la successiva posa della pavimentazione. Il peso complessivo gravante sul solaio è di 200 kg/m², corrispondente al peso complessivo di 20.000 kg (20 t) sull'intera superficie di 100 m².



Il **rifacimento del massetto esistente da 10 cm di spessore con una soluzione leggera**, ovvero un calcestruzzo leggero strutturale tipo **LecaCLS** (densità pari a ca. 1.400 kg/m³) per il consolidamento statico del solaio in laterocemento (nello spessore di 5 cm) e un massetto di finitura leggero tipo **Lecamix** (densità pari a circa 1.000kg/m³) nello spessore di 5cm, consente

di ottenere carico complessivo permanente di 120 kg/m², ovvero pari a 12.000 kg (12 t) distribuito sull'intera superficie di 100 m².

La soluzione leggera consente di ridurre il peso complessivo di circa il 40% rispetto alla soluzione tradizionale, con un risparmio di 80 kg/m² e 8 t sull'intera

superficie di 100 m².

Un **ridotto carico permanente** strutturale consente di **disporre di maggiori carichi utili**, in questo caso pari a 80 kg/m², a tutto favore di un **aumento dei carichi permanenti portati o accidentali di esercizio** altrimenti non possibile.

Calcestruzzi Leggeri Strutturali Leca/CentroStorico in argilla espansa



Calcestruzzi Leggeri Strutturali per il consolidamento e il rinforzo dei solai, disponibili in diverse tipologie di resistenza e densità. Premiscelati in sacco e pronti all'uso, sono certificati nelle prestazioni e conformi alle **Norme Tecniche per le Costruzioni 2018** e relative **Istruzioni** (Circolare 02/02/09).

3.2 Le indagini conoscitive preliminari

È importante ricordare come gli interventi sui solai esistenti presuppongono la **conoscenza quanto più completa e dettagliata dello stato di fatto**; risulta fondamentale applicare alle strutture un'**indagine diagnostica**, così da fornire le maggiori informazioni utili sulla statica del solaio ed **eliminare una serie di fattori di incertezza** che potrebbero disattendere le finalità del consolidamento.

Su ogni elemento strutturale è quindi opportuno prevedere:

1. un'**ispezione visiva**, al fine di valutare la presenza di eventuali difetti e anomalie presenti oltre che possibili alterazioni subite nel tempo;
2. **analisi strumentale**, mediante tecniche

diagnostiche non distruttive applicate "in situ" con particolare riferimento alle parti non visibili o inaccessibili della struttura;

3. **elaborazione dei risultati**, attraverso la predisposizione di una relazione tecnica comprendente la tipologia di solaio, la sua stratigrafia costruttiva, la stima delle prestazioni meccaniche degli elementi costitutivi la struttura e dello stato ed efficienza dei collegamenti.

Dall'analisi delle indagini svolte sulla struttura si potrà quindi **valutare la migliore operazione di consolidamento e rinforzo da attuare** o, nel caso di situazioni particolarmente difficili o compromesse, propendere per interventi di ricostruzione (parziale o totale) del solaio.

Trattandosi di specifici interventi di consolidamento strutturale in opere più complete di ristrutturazione, è necessario trovare la migliore soluzione per **risolvere la presenza degli impianti elettrici e idrici** analizzando i vincoli esistenti.

Va quindi **evitato l'inglobamento degli impianti nella nuova soletta di calcestruzzo**, così da escludere riduzioni di sezione reagente; si suggerisce di posizionarli nelle murature perimetrali e/o inglobarli nella caldana del solaio preesistente (per strutture in laterocemento).

Il **calcolo strutturale** andrà eseguito da un **tecnico abilitato** e asseverato dalla **Direzione dei Lavori** in presenza di eventuali varianti.

3.2.1 Indagini non distruttive

Nel caso di edifici esistenti, ed in special modo per quelli di interesse storico, è opportuno caratterizzare la struttura esistente attraverso **prove meccaniche di tipo non distruttivo in sito**. Queste ultime costituiscono l'insieme dei metodi di individuazione, di prova e controllo, eseguiti senza arrecare alcun danneggiamento al manufatto (o al limite un danneggiamento locale solitamente accettato).

I più comuni controlli applicabili ai manufatti cementizi sono le **indagini pacometriche e sclerometriche**.

Il **pacometro** è uno strumento basato sul

principio operativo delle correnti parassite che, grazie alla generazione di un campo magnetico, riesce a **localizzare la presenza e l'orientamento delle barre di armatura all'interno dei getti di calcestruzzo** senza necessitare di delicate demolizioni; è quindi indicato per accertare e/o verificare la presenza delle barre nei getti.

Le **indagini sclerometriche** hanno come scopo la valutazione della **resistenza locale e della qualità superficiale del calcestruzzo**; forniscono utili elementi di conoscenza attraverso un valore di rimbalzo che

risulta essere in relazione con l'elasticità del materiale ed implicitamente con la sua resistenza. Tali indagini forniscono l'**indice di durezza della superficie**, che risulta essere indicativo del degrado superficiale e della bontà del legame tra gli elementi costitutivi del calcestruzzo. L'indagine sclerometrica è utile per mappare velocemente la compattezza e la resistenza del calcestruzzo. La prova sclerometrica dev'essere preceduta da un'accurata indagine pacometrica al fine di evitare di eseguire le battute nelle aree interessate dal passaggio delle armature.



Sclerometro, strumento utile alla valutazione della resistenza locale del calcestruzzo.



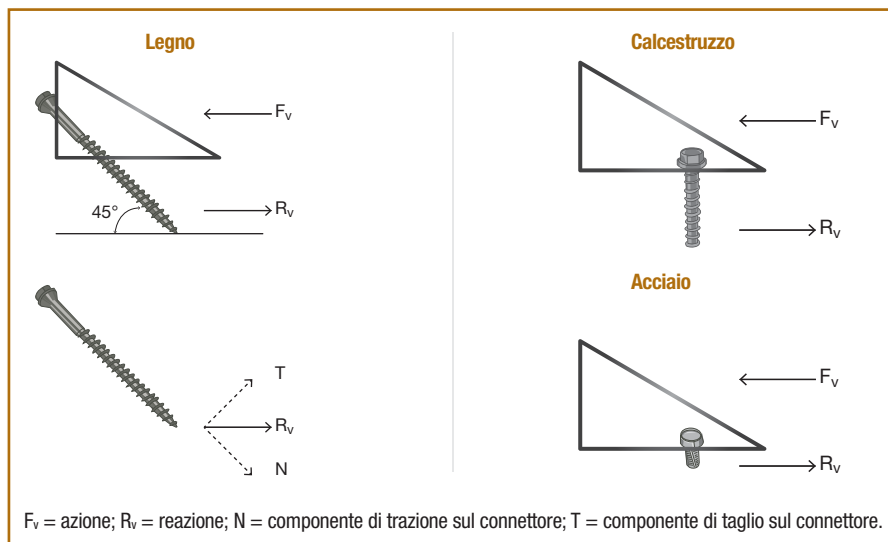
Pacometro, strumento in grado di localizzare le barre di armatura presenti nel getto di calcestruzzo.

3.3 L'interconnessione meccanica

Idonea su solai in legno, acciaio, latero-cemento il sistema si fonda sull'impiego del **connettore metallico** avente funzione di "cucire" assieme il solaio esistente e la nuova soletta in calcestruzzo armato impedendone lo scorrimento reciproco. In questo modo si crea una vera e propria **struttura mista con un'effettiva continuità strutturale**, assicurando un considerevole aumento della rigidità e della resistenza della struttura.

Il **connettore** è l'elemento necessario al **trasferimento dell'azione di taglio (F_v)** che collega le due parti della sezione composta.

Distribuzione delle forze di taglio



I **sistemi di interconnessione** per il consolidamento dei solai sono realizzati principalmente con due diverse tipologie:

- **connettori industrializzati**, fissati a secco alla struttura portante con specifiche viti (a seconda del produttore il sistema è valido per solai in legno, acciaio, e calcestruzzo).
- **connettori non industrializzati**, tipo sistema "Turrini-Piazza", costituiti da barre metalliche piegate a "L" fissate alla struttura portante con specifici collanti epossidici (sistema valido per solai in legno, acciaio, e calcestruzzo).

Connettore industrializzato (tipo sistema Connettore CentroStorico)



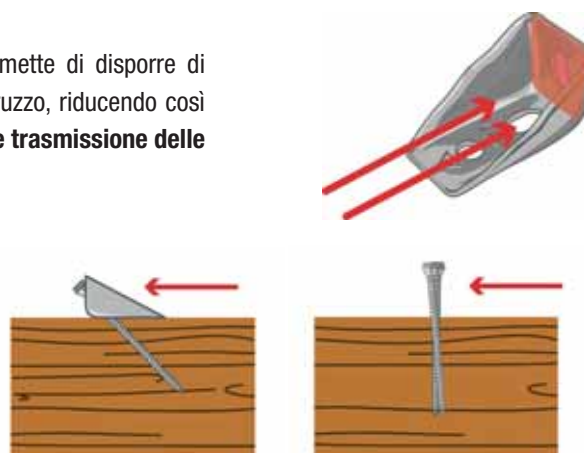
Connettore non industrializzato (tipo sistema "Turrini-Piazza")



Connettore CentroStorico

La particolare **conformazione a cuneo** del prisma di base permette di disporre di un'ampia superficie verticale di contatto tra connettore e calcestruzzo, riducendo così la concentrazione di sforzi sul connettore e garantendo un'**ottimale trasmissione delle azioni di taglio**.

Connettore CentroStorico Legno, grazie alla **disposizione della vite a 45°**, ottimizza il comportamento delle fibre del legno; lavorando principalmente a estrazione e non solo a taglio, come le viti tradizionali, **non è soggetto al rischio di rifollamento nel tempo**.



Laterlite ha sviluppato un connettore di tipo puntiforme industrializzato, denominato **Connettore CentroStorico**, costituito da un elemento prismatico metallico fissato alla struttura esistente con tre specifiche

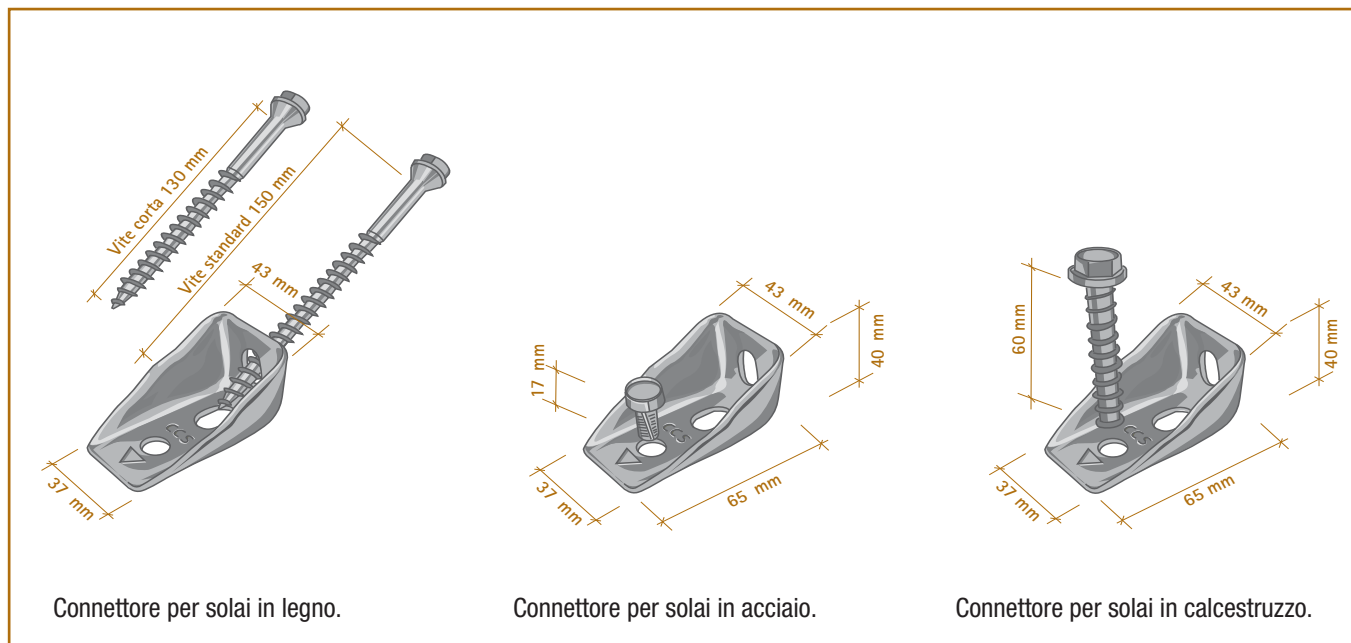
viti (per solaio in legno, acciaio e lateroemento).

Le soluzioni tecniche che saranno oggetto di specifica trattazione e approfondimento tecnico e di calcolo impiegano il Connettore

CentroStorico, elemento **certificato nelle prestazioni meccaniche**.

Per gli opportuni approfondimenti di prodotto e le modalità di messa in opera, si rimanda la lettura del **cap. 7**.

Connettore CentroStorico



Connettore CentroStorico per il consolidamento e il rinforzo statico dei solai in legno, acciaio e calcestruzzo.

Certificato nelle prestazioni e facile nella posa, assicura l'elevata aderenza al solaio ed un'efficace assorbimento degli sforzi di taglio.

I sistemi di interconnessione di tipo industrializzato, in particolare quelli certificati come Connettore CentroStorico, garantiscono **sicurezza** e **affidabilità** all'intero sistema consolidato perché le prestazioni meccaniche dell'interconnessione sono testate in **laboratorio**.

In particolare i sistemi più evoluti sono **certificati** su diverse tipologie di solai e il comportamento è assicurato dalla **perfetta**

integrazione con la nuova soletta di calcestruzzo.

Altro aspetto di primaria importanza risulta la **facilità** e **semplicità** di posa dei sistemi industrializzati, fondamentali per evitare rischi connessi ad errori nella corretta posa in opera del sistema. È infatti sufficiente fissare il connettore all'elemento portante attraverso l'apposita vite, studiata specificatamente per la tipologia di solaio,

per **assicurare la prestazione finale del sistema calcolato**.

Elemento di **incertezza** dei **sistemi non industrializzati**, che può anche inficiare la prestazione finale, è ad esempio la **buona tenuta della saldatura** (per solai in acciaio), la **perfetta formazione/pulizia/resinatura del foro** nella trave (inserimento della barra piegata nei solai in legno) e il **rifollamento generato dal piolo**.

3.4 L'interconnessione chimica

Il sistema di consolidamento dei solai con la soluzione dell'interconnessione chimica si basa sullo **stesso principio tecnico della connessione meccanica**, ovvero **rendere collaborante la nuova soletta in calcestruzzo armato con il solaio esistente** aumentando l'inerzia dell'intera struttura orizzontale.

Il contributo fondamentale offerto dal connettore chimico è quello di **ottima e robusta adesione tra i due elementi** (solaio esistente e nuova soletta in c.a.) trasferendo, grazie a un'elevata resistenza di adesione e al taglio, le sollecitazioni taglienti della nuova soletta in calcestruzzo armato al solaio esistente. L'obiettivo finale è quello di conseguire un'**unica inerzia della struttura**, maggiore della somma delle due singole (nuova soletta

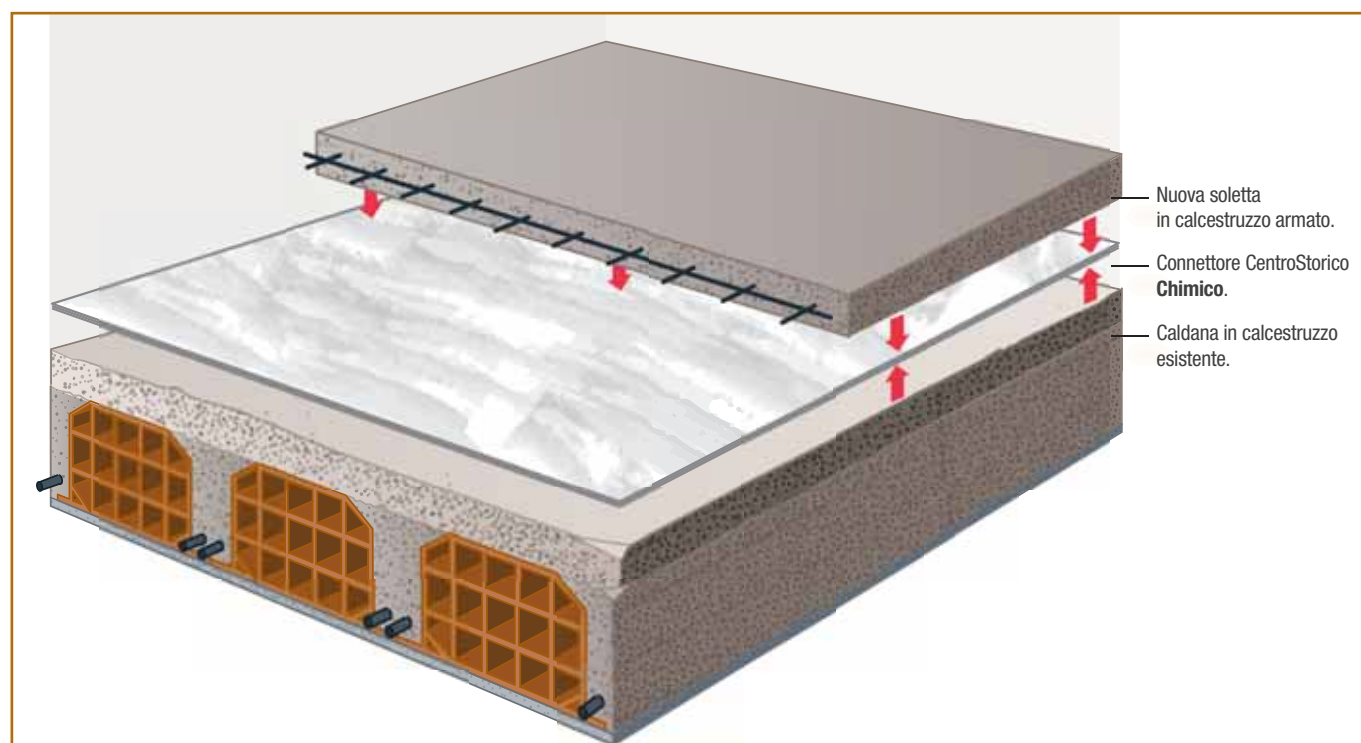
e solaio esistente).

La connessione chimica deve possedere una **resistenza di adesione almeno pari alle sollecitazioni taglienti trasmesse dalla nuova soletta in cls alla struttura esistente**, assicurando una perfetta continuità di tenuta meccanica tra il solaio esistente e la nuova soletta in calcestruzzo.

In caso di supporto con modesta resistenza meccanica e compattezza, è bene

consolidare il calcestruzzo esistente con un adatto primer (tipo "Primer CentroStorico" con diluenti per epossidici e spolvero a fresco di sabbia silicea secca) e successivamente procedere con la posa di Connettore CentroStorico Chimico.

Per approfondimenti tecnici di calcolo sulla soluzione, si rimanda alla lettura del Cap. 4.



La connessione chimica è **applicabile su solai in laterocemento e calcestruzzo**, con esclusione dei solai lignei e metallici ove è preferita la connessione meccanica. La soluzione tecnica risulta particolarmente valida per il consolidamento dei **solai tipo SAP**, realtà costruttiva degli anni 30'-60' piuttosto diffusa in Italia. Costituiti da travetti in laterizio armati con e senza cappa in calcestruzzo, il **consolidamento** di questa tipologia di solai risulta **particolarmente difficile** anche per l'assenza del supporto tecnico di calcolo offerto dalle normative vigenti (i solai SAP non possono essere as-

similati ai solai in laterocemento).

Laterlite, in collaborazione con il **Politecnico di Milano**, ha condotto una **campagna di prove sperimentali** nelle quali i solai SAP (h 12 e h 16 cm senza cappa di calcestruzzo) sono stati consolidati con **Connettore CentroStorico Chimico** e **Calcestruzzi Leggeri Strutturali Leca/CentroStorico**. Il risultato è un **aumento della capacità portante dei solai sino al 100%** (calcolo su SAP 12 senza cappa, luce 5 m, armatura 3φ6, acciaio FeB32K, consolidato con Connettore Chimico e LecaCLS 1400), grazie all'elevata adesione strutturale

di Connettore Chimico al solaio esistente e alla resistenza offerta dalla nuova soletta in calcestruzzo Leca/CentroStorico.

Pratico e di facile impiego, il sistema si distingue per una tecnica di posa "**non invasiva**", che si adatta al meglio alle caratteristiche dei solai SAP e a quelli in laterocemento con ridotta larghezza dei travetti.

In presenza di solai in laterocemento con sovrastante cappa, il sistema richiede la **puntuale verifica del supporto in calcestruzzo esistente** (in termini di resistenza, compattezza, consistenza) al fine di decretarne il corretto impiego.

Laterlite ha sviluppato un adesivo specifico per l'incollaggio strutturale, denominato **Connettore CentroStorico Chimico**, costituito da resine epossidiche bicomponenti di adeguata fluidità idoneo per

il consolidamento e rinforzo statico di solai in laterocemento e calcestruzzo.

Certificato nelle prestazioni meccaniche, è il prodotto impiegato nel calcolo delle soluzioni tecniche di seguito proposte.

Per gli opportuni approfondimenti specifici di prodotto e le modalità di messa in opera, si rimanda la lettura del **Cap. 7**.



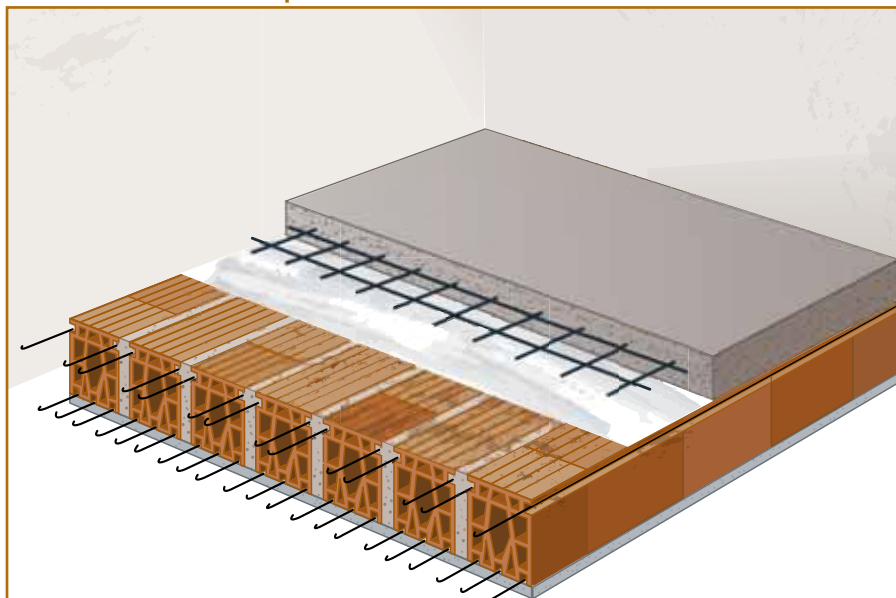
Connettore CentroStorico Chimico

è un adesivo epossidico fluido bicomponente per incollaggi strutturali di calcestruzzo fresco su calcestruzzo indurito, avente la funzione di consolidamento e rinforzo statico di solai esistenti in calcestruzzo e laterocemento.



Richiedi la speciale "Lancia a tramoggia", ideale per la posa rapida e sicura di Connettore Chimico.

Consolidamento solai tipo SAP



Disponibile su www.leca.it il nuovo Manuale Tecnico sul Consolidamento dei solai SAP a cura del Politecnico di Milano. Per richiederne una copia: infoleca@leca.it.

Tipo solaio	Portata utile solaio non consolidato	Portata utile solaio consolidato	Incremento portata utile
SAP H 12 cm senza cappa	120 kg/m ²	240 kg/m ²	+100%
SAP H 16 cm senza cappa	190 kg/m ²	340 kg/m ²	+80%

Prestazioni calcolate su solaio luce 5 m, armatura 3φ6, acciaio FeB32K, consolidato con Connettore Chimico e LecaCLS 1400 (nuova soletta collaborante spessore 5 cm)



3.5 Le soluzioni tecniche

3.5.1 Solai in legno

I solai lignei sono frequentemente oggetto di interventi di consolidamento e rinforzo perché storicamente realizzati per sopportare modesti carichi; sono spesso caratterizzati da elevata deformabilità, non accettabile per le attuali esigenze oltre che per ragioni di sicurezza antisismica. Gli interventi di rinforzo prevedono la formazione di una nuova soletta in calcestruzzo, adeguatamente armata e interconnessa alle travi di legno, ottenendo un significativo aumento di resistenza e rigidezza del solaio ligneo esistente.

3.5.1.1 Il sistema tecnico

Connettore CentroStorico può essere **indistintamente fissato a diretto contatto della trave in legno o sopra l'assito**.

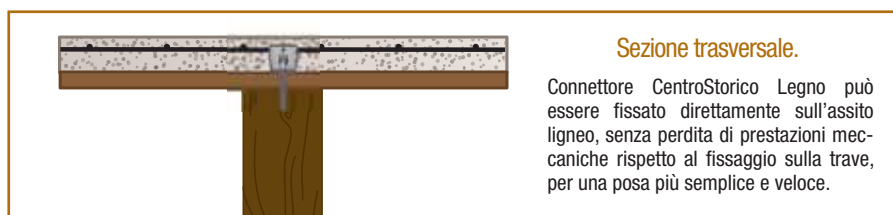
Il getto in calcestruzzo che costituisce la nuova soletta collaborante deve possedere uno **spessore min di 5 cm**, al fine di contenere il Connettore e relativa rete elettrosaldata.

In caso di spessore della soletta maggiore di 8 cm, necessario per esigenze di calcolo, il **Connettore CentroStorico può essere posizionato verticalmente**; in ogni caso non esiste un valore limite nello spessore della soletta.

Il numero dei connettori da impiegare è determinato da un calcolo (cfr. Cap. 3.6), ma mediamente si possono ipotizzare nel numero di **5-10 connettori/m²**; il loro posizionamento prevede una spaziatura piuttosto ravvicinata in corrispondenza della muratura perimetrale e più distanziati in corrispondenza della mezzera della trave.



Posizionamento Connettori CentroStorico

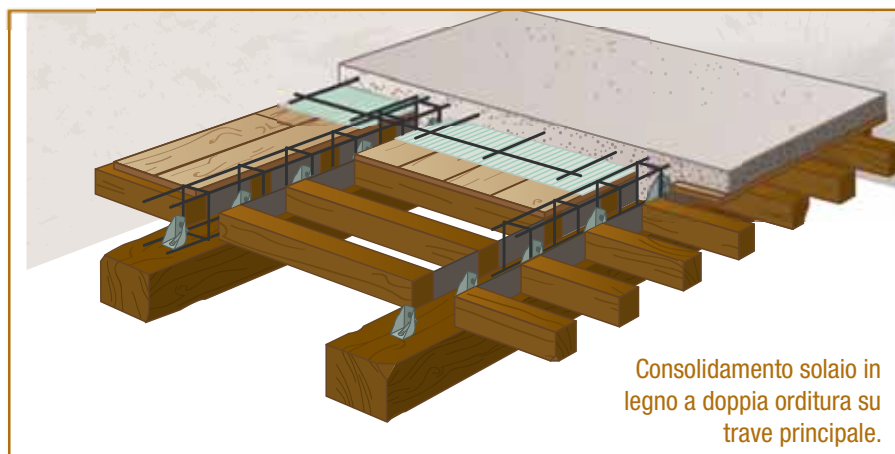


In presenza di **solai in legno a doppia orditura**, il rinforzo può essere realizzato con due diverse tecniche e modalità di posa:

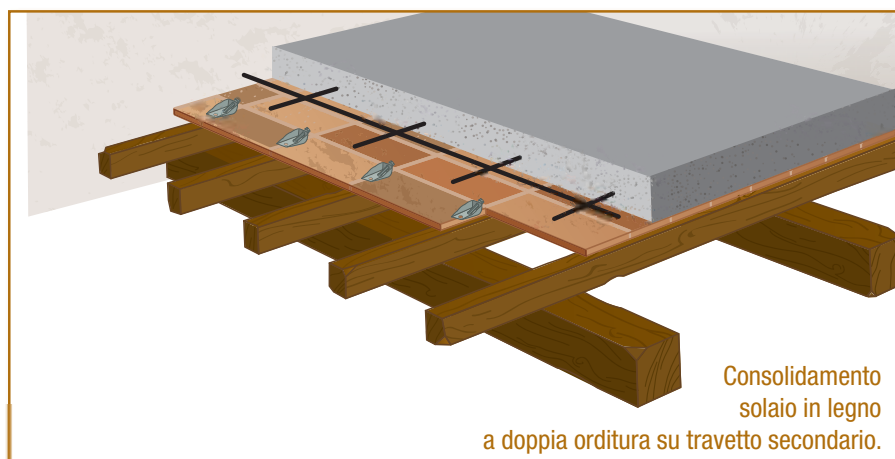
- **consolidando le travi principali**, soluzione molto efficiente in termini di aumento della portata del solaio ma che richiede lavorazioni più impegnative (taglio dell'assito, creazione del cordolo in calcestruzzo, posa di elementi di contenimento del getto).
- **intervento sui travetti secondari**, sistema molto più rapido e facile da realizzare in quanto richiede la sola posa del connettore direttamente sullo stato esistente (assito, piannelle, tavelle, etc.). Questa soluzione assicura un beneficio all'intero solaio (effetto irrigidente e miglioramento dell'andamento deformativo) grazie all'interconnessione della nuova soletta ai travetti secondari; sarà comunque necessaria la verifica della resistenza ultima delle sezioni per via dell'assenza della connessione della trave principale alla nuova soletta.

Prima della posa dei connettori, è bene prevedere la stesa di un **idoneo telo** (tipo **Membrana CentroStorico**) in grado di essere **impermeabile al passaggio dell'acqua** (così da evitare il percolamento di boiaccia cementizia durante la fase di getto della nuova soletta in calcestruzzo al piano inferiore) e **traspirante al vapore** (anche in presenza di elevata umidità ambientale dei locali sottostanti non ci sarà formazione di condensa nel lato inferiore del solaio in legno).

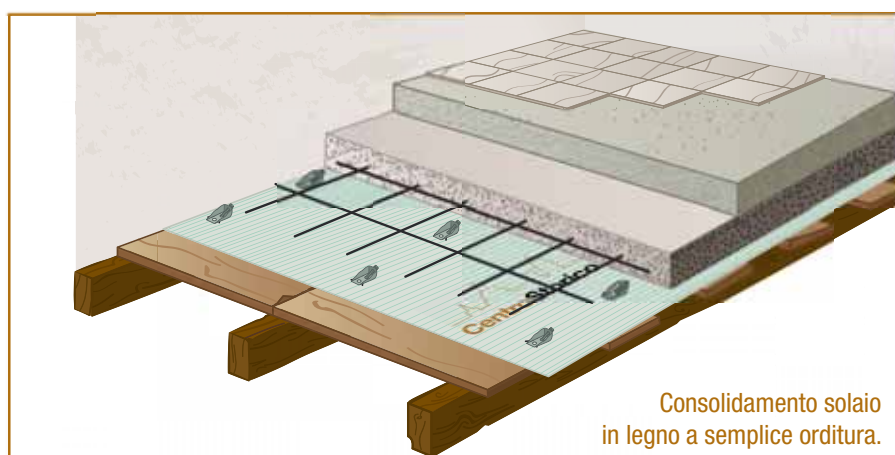
Connettore CentroStorico è **semplice e facile da posare**, non richiede manodopera specializzata nè particolari attrezzature di cantiere: è sufficiente disporre di un avvitatore dotato di buona coppia (meglio se a impulsi) con bussola esagonale 13 mm e un trapano con punta per legno $\varnothing = 6$ mm (necessario solo in presenza di legni duri per l'esecuzione del preforo). Quindi inserire la vite a 45° nel connettore



Consolidamento solaio in legno a doppia orditura su trave principale.



Consolidamento solaio in legno a doppia orditura su travetto secondario.



Consolidamento solaio in legno a semplice orditura.

e avvitarla senza la necessità di realizzare il preforo.

Lo spessore della nuova soletta in calcestruzzo dipende dal solaio e dai carichi di progetto: la modalità di calcolo verrà trattata nel Cap. 3.6.

All'interno del getto di calcestruzzo andrà sempre posizionata una **rete elettrosalda-**

ta adeguatamente dimensionata; generalmente si consiglia una $\varnothing 8$ mm con maglia 20 x 20 cm, posizionata a metà spessore della nuova soletta (non è necessario legare la rete ai connettori).

Per i necessari approfondimenti sui prodotti impiegati e la modalità di messa in opera dell'intero sistema, si rimanda al **Cap. 7.**

3.5.1.2 Consolidamento solaio a doppia orditura: confronto sistemi di rinforzo

Con l'ausilio del software agli elementi finiti tipo SAP 2000 versione 17 sono state analizzate **due diverse configurazioni di rinforzo** del solaio in legno a doppia orditura, a confronto con la situazione esistente:

- **Stato di fatto:** solaio privo di interventi di rinforzo;
- **Soluzione 1:** intervento di rinforzo delle travi principali con Connettore CentroStorico Legno e calcestruzzo leggero LecaCLS 1400;
- **Soluzione 2:** intervento di rinforzo dei travetti secondari con Connettore CentroStorico Legno e calcestruzzo leggero LecaCLS 1400.

Caratteristiche geometriche solaio

- travi principali: L = 600 cm.
- interasse travi principali: i = 200 cm.
- interasse travetti secondari: i = 30 cm.
- soletta collaborante: sp. 6 cm.
- sezione travi principali: 20x20 cm.
- sezione travetti secondari: 10x10 cm.

Carichi presenti

- pesi propri strutturali.
- carichi permanenti portati ($200 \text{ kg/m}^2 = 2.00 \text{ kN/m}^2$).
- sovraccarichi variabili ($200 \text{ kg/m}^2 = 2.00 \text{ kN/m}^2$).

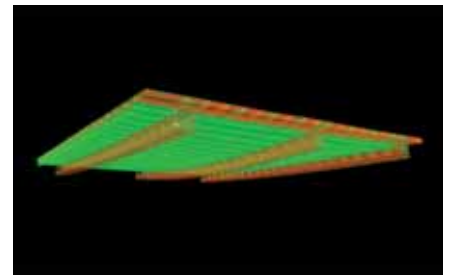
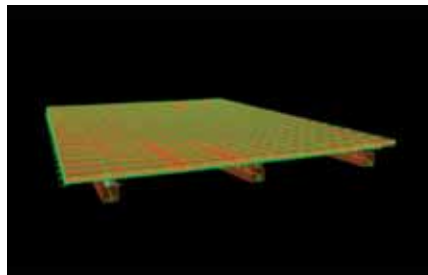
N.B.: non è stata modellata la presenza dell'eventuale assito ligneo – pianelle in cotto.

Caratteristiche materiali impiegati

- legno tipo C24 (abete).
- calcestruzzo leggero LecaCLS 1400.
- interconnessione con Connettore CentroStorico (modellazione tipo *rigid link*).

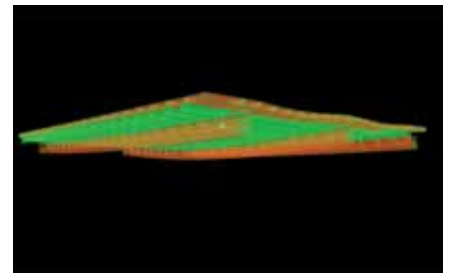
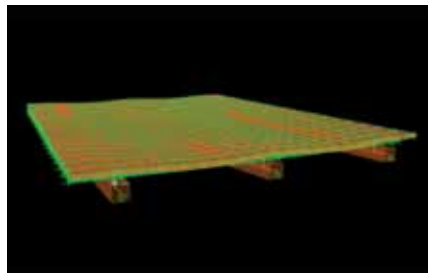
Stato di fatto: solaio non rinforzato

Modellando il solaio, senza alcun tipo di rinforzo strutturale (soletta, travi principali e secondarie libere di scorrere), si ottiene agli Stati Limite di Esercizio (normale servizio del solaio) una **deformazione massima in corrispondenza della mezzeria della trave principale maggiormente sollecitata pari a 40,5 mm**.



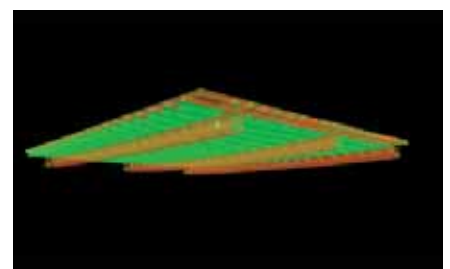
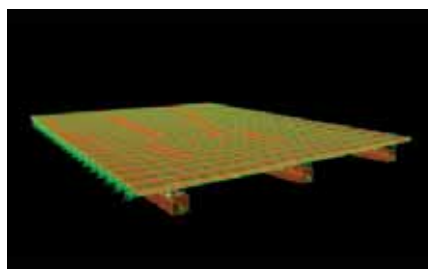
Soluzione 1: intervento di rinforzo delle travi principali

Modellando il solaio, considerando l'interconnessione meccanica sulle travi principali, si ottiene agli Stati Limite di Esercizio (normale servizio del solaio) una **deformazione massima in corrispondenza della mezzeria della trave principale maggiormente sollecitata pari a 5,20 mm** (quasi 1/8 rispetto alla situazione non consolidata).



Soluzione 2: intervento di rinforzo dei travetti secondari

Modellando il solaio, considerando l'interconnessione meccanica sui travetti secondari, si ottiene agli Stati Limite di Esercizio (normale servizio del solaio) una **deformazione massima in corrispondenza della mezzeria della trave principale maggiormente sollecitata pari a 10,90 mm** (quasi 1/4 rispetto alla situazione non consolidata e pari al doppio rispetto alla situazione con il rinforzo delle travi principali). Sarà necessaria la verifica della resistenza ultima della trave principale a causa dell'assenza della connessione della trave principale alla nuova soletta.



3.5.1.3 Tabelle dei materiali

Al fine del calcolo del sistema di interconnessione con la tecnica della soletta collaborante, è di fondamentale importanza conoscere le caratteristiche e prestazioni sia delle travi (geometria, stato di conservazione) che della natura dell'essenza legnosa.

Legno massiccio - Classi di resistenza secondo UNI EN 11035-2:2003. Vecchia classificazione del legname di provenienza italiana.

Proprietà		Abete/Nord			Abete/Centro Sud			Larice/Nord			Douglasia/Italia		Altre conifere/Italia			Castagno/Italia	Querce caducifoglie/Italia	Pioppo e Ontano/Italia	Altre Latifoglie/Italia
		S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2/S3	S1	S2	S3	S	S	S	S
Flessione (5-percentile), MPa	$f_{m,k}$	29	23	17	32	28	21	42	32	26	40	23	33	26	22	28	42	26	27
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{t,0,k}$	17	14	10	19	17	13	25	19	16	24	14	20	16	13	17	25	16	16
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,3	0,3	0,3	0,6	0,6	0,6	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,8	0,4	0,5
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{c,0,k}$	23	20	18	24	22	20	27	24	22	26	20	24	22	20	22	27	22	22
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{c,90,k}$	2,9	2,9	2,9	2,1	2,1	2,1	4,0	4,0	4,0	2,6	2,6	4,0	4,0	4,0	3,8	5,7	3,2	3,9
Taglio (5-percentile), MPa	$f_{v,k}$	3,0	2,5	1,9	3,2	2,9	2,3	4,0	3,2	2,7	4,0	3,4	3,3	2,7	2,4	2,0	4,0	2,7	2,0
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio), MPa	$E_{0,mean}$	12000	10500	9500	11000	10000	9500	13000	12000	11500	14000	12500	12300	11400	10500	11000	12000	8000	11500
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile), MPa	$E_{0,05}$	8000	7000	6400	7400	6700	6400	8700	8000	7700	9400	8400	8200	7600	7000	8000	10100	6700	8400
Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura (medio), MPa	$E_{90,mean}$	400	350	320	370	330	320	430	400	380	470	420	410	380	350	730	800	530	770
Modulo di taglio (medio), MPa	G_{mean}	750	660	590	690	630	590	810	750	720	880	780	770	710	660	950	750	500	720
Massa volumica(5-percentile), kg/m ³	P_k	380	380	380	280	280	280	550	550	550	400	420	530	530	530	465	760	420	515
Massa volumica (media), kg/m ³	P_{mean}	415	415	415	305	305	305	600	600	600	435	455	575	575	575	550	825	460	560

La UNI EN 11035 prevede una suddivisione in "categorie" e specie legnose.

Legno massiccio - Classi di resistenza secondo UNI EN 11035-2:2010 / UNI EN 338. Classificazione e conversione delle classi di resistenza.

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
		C24	C18	C40	C22	C14		C22	C18	C35	C22				D24				
Corrispondenza con le Classi di resistenza della UNI EN 338																			
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	P_k	375	375	455	425	430		510	520	450	415	530	530	530	485	760	420	515	
Massa volumica (media), kg/m ³	P_{mean}	450	450	550	520	520		610	620	540	500	575	575	575	580	825	460	560	

Non per tutte le categorie esiste una corrispondenza alla UNI EN 338. (Come per il castagno a cui è stata assegnata un'unica categoria che non ha corrispondenza). Non tutte le categorie sono assegnabili, ad esempio l'Abete S1 e il Larice S1

Legno Lamellare - Classi di resistenza per legno lamellare di conifera omogeneo e combinato secondo UNI EN 14080:2013

Valori caratteristici di resistenze e modulo elastico	GL20h	GL22h	GL24h	GL26h	GL28h	GL30h	GL28h
Resistenze (MPa)							
Flessione $f_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Trazione parallela alla fibratura $f_{t,0,g,k}$	16	17,6	19,2	20,8	22,3	24	25,6
Trazione perpendicolare alla fibratura $f_{t,90,g,k}$	0,5						
Compressione parallela alla fibratura $f_{c,0,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Compressione perpendicolare alla fibratura $f_{c,90,g,k}$	2,5						
Taglio $f_{v,g,k}$	3,5						
Rototaglio $f_{r,g,k}$	1,2						
Modulo elastico (MPa)							
Modulo elastico medio parallelo alle fibre $E_{0,g,mean}$	8400	10500	11500	12100	12600	13600	14200
Modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre $E_{0,g,05}$	7000	8800	9600	10100	10500	11300	11800
Modulo elastico medio perpendicolare alla fibratura $E_{90,g,mean}$	300						
Modulo elastico caratteristico perpendicolare alla fibratura $E_{90,g,05}$	250						
Modulo di taglio medio $G_{g,mean}$	650						
Modulo di taglio caratteristico $G_{g,05}$	540						
Modulo di rototaglio medio $G_{r,g,mean}$	65						
Modulo di rototaglio caratteristico $G_{r,g,05}$	54						
Massa volumica (Kg/m³)							
Massa volumica caratteristica $R_{g,k}$	340	370	385	405	425	430	440
Massa volumica media $R_{g,mean}$	370	410	420	445	460	480	490

3.5.1.4 Valori di calcolo sui materiali

Nel calcolo delle sezioni miste legno-calcestruzzo è necessario considerare il contributo di due parametri significativi, K_{mod} e K_{def} .

K_{mod} rappresenta il coefficiente da utilizzare per quantificare il valore di progetto della resistenza ultima del connettore, oltre che alcuni parametri meccanici della sezione lignea. Il parametro è legato alla classe di servizio della struttura ed alla durata di applicazione del carico come di seguito indicato:

Valori di K_{mod}

Materiale	Norma	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
			Azione permanente	Azione lunga durata	Azione media durata	Azione breve durata	Azione istantanea
Legno Massiccio	EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Legno Lamellare incollato	EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

K_{def} rappresenta il coefficiente di deformazione per quantificare le caratteristiche di deformazione dei materiali di lunga durata (tempo infinito): è legato alla classe di servizio della struttura e all'origine del materiale ligneo:

Valori di K_{def} per il legno e i materiali a base di legno

Materiale	Norma	Classe di durata del carico		
		1	2	3
Legno Massiccio	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Legno Lamellare incollato	EN 14080	0,60	0,80	2,00
LVL	EN 14374, EN 14279	0,60	0,80	2,00

3.5.1.5 Le indagini conoscitive e gli interventi di miglioramento

Punto di partenza per il progetto degli interventi di consolidamento e rinforzo sono gli esiti delle **indagini diagnostiche sulla struttura**, dalle quali si potrà disporre delle caratteristiche geometrico-meccaniche degli elementi lignei, dello stato di degrado strutturale e organico, delle condizioni e dell'efficienza dei vincoli. Le indagini andranno condotte da un Tecnologo del Legno Dottore Forestale, in accordo con quanto disposto dalla normativa UNI 11119: 2004 "Beni culturali – Manufatti lignei – Strutture portanti degli edifici – Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera" attraverso una metodologia che prevede:

- **ispezione visiva**, identificazione della specie legnosa, rilievo dimensionale, classificazione secondo la qualità resistente, valutazione dello stato di conservazione;
- **prove strumentali**, prove resistografiche, prove sonico/ultrasoniche, misura dell'umidità.

Le indagini consentono di determinare le caratteristiche sulle quali effettuare la **stima della sezione efficace di ciascun elemento strutturale**, così da determinare le porzioni di legno ancora sano per consentire una corretta verifica statica dell'elemento stesso. È opportuno analizzare le condizioni dell'intera struttura lignea, verificando l'eventuale presenza di degrado da attacco biologico ad opera di funghi della carie e insetti xilofagi.



Il degrado da funghi e carie del legno

I fenomeni di degrado biologico possono avvenire solamente in determinate condizioni e risultano più o meno dannose in funzione della specie legnosa e della zona di elemento interessata dall'attacco. L'**attacco fungino** avanza fintanto che le condizioni di umidità del legno rimangono intorno al 20%, pertanto solitamente risulta concentrato nelle parti conglobate nelle murature

o nei cordoli dove le condizioni di umidità sono sfavorevoli a causa della scarsa ventilazione. Le **spore dei funghi** si diffondono nell'aria e germinano sulla superficie del legno, i funghi poi si sviluppano nella massa legnosa degradandolo chimicamente fino ad arrivare anche ai tipici fenomeni di marcescenza. Talvolta la manifestazione di fenomeni profondi non si palesa tramite

effetti superficiali, risulta quindi importante **effettuare indagini conoscitive mediante punzoni metallici o forature mediante trapano per verificare la presenza di attacchi sia internamente che esternamente alle travi**. Minore sarà la resistenza alla penetrazione offerta dal materiale, maggiore sarà lo stato di avanzamento e degrado della sezione lignea.

Il degrado a opera degli insetti xilofagi



Dovuto alla formazione di **cavità e gallerie nella massa legnosa** create dalle larve le cui uova sono state depositate nella incavi e fessure del legno.

Questo fenomeno interessa generalmente la parte periferica del tronco, l'alburno, in quanto ricca di zuccheri e può durare anche per anni in funzione del ciclo di vita dell'insetto; con il passare del tempo però, circa 80-100 anni dall'abbattimento, il legno diventa praticamente

immune agli attacchi della maggior parte di famiglie di insetti a causa della trasformazione degli amidi e zuccheri contenuti.

Deve essere comunque verificata la presenza e l'entità di attacchi pregressi mediante un'**ispezione visiva della superficie**; la presenza e la quantità di fori di sfarfallamento, pur non essendo un indice valido sull'entità dell'attacco, permette di determinare le possibili zone con caratteristiche meccaniche ridotte.



L'umidità



La scelta della specie legnosa da impiegare è legata alle condizioni di **umidità presenti nei luoghi**; una buona progettazione dei dettagli costruttivi e dei trattamenti preservanti permettono di ridurre e controllare i fenomeni di degrado. Oltre a rimuovere le cause che hanno determinato il degrado stesso è necessario prevedere presidi che ne impediscano lo sviluppo futuro. Oltre all'utilizzo di pannelli in sughero nell'intercapedine di appoggio dei travetti, i **trattamenti si pos-**

sono distinguere in:

- **preventivi**, se effettuati in stabilimento, e curativi se realizzati in situ;
- **superficiali e profondi** se applicati mediante pennello o impregnazione in autoclave.

Essendo il legno un materiale quasi impermeabile e con variazioni superficiali nel tempo (possibile apertura di fessure/fori), i trattamenti hanno efficacia limitata nel tempo e dovranno essere ripetuti circa ogni 10 anni.

Lo stato di conservazione delle travi

Il legno è un materiale organico e può presentare **numerosi difetti che spesso ne pregiudicano l'utilizzo tecnologico**; la resistenza degli elementi strutturali, sia nuovi che esistenti, può quindi essere messa a rischio da fattori insiti nel materiale. I difetti più o meno gravi che si possono presentare sono: **i nodi, le fessure da ritiro, curvatura, imbarcatura, svergolamento e cipollature degli anelli di accrescimento**.

La nodosità del legno



La presenza di gruppi di nodi, è da adottarsi come uno dei parametri per la classificazione in quanto **l'eventuale presenza ha una grande influenza sulla resistenza alla flessione e sulla sua lavorabilità dell'elemento strutturale**. Possono distinguersi tra i cosiddetti "vivi" o "fissi" e nodi "morti":

primi, meno pericolosi, sono causati da rami giovani che durante la crescita della pianta si sono inseriti profondamente nel tronco. I secondi invece, più pericolosi, sono i residui dei rami morti e non sono legati al resto del legno; sono scuri e possono venir via lasciando un foro ovale.

Le fessure da ritiro



Vengono generate da **sbalzi di temperatura** e quindi del livello di umidità.

Il legno, materiale fortemente igroscopico, tende a contrarsi in ambienti caldi e secchi e, tende a espandersi in ambienti umidi in modo da portarsi in equilibrio con l'umidità dell'ambiente in cui è inserito.

e non sono troppo numerose, interessando in modo uniforme l'intera trave, si tratta di un fenomeno normale e fisiologico che non deve destare preoccupazioni. Al contrario, **fessurazioni profonde e passanti**, cioè perpendicolari alle fibre, oppure fessure che passano lo spigolo potrebbero favorire una **rottura dell'elemento in caso di eccessiva sollecitazione**. Anche le fibre devono destare attenzione: la presenza di tipologie sinuose o deviate è pericolosa perché impedisce all'elemento di trasmettere in modo corretto le sollecitazioni e rende possibile il verificarsi di rotture.



Essendo il ritiro tangenziale, dell'anello, maggiore di quello radiale, del raggio, la sezione subisce una distorsione fino a creare delle fessure di diversa ampiezza e profondità ma generalmente disposte radialmente.

Se le fessurazioni sono parallele alle fibre

Miglioramento degli elementi strutturali esistenti

Gli interventi sugli elementi principali delle strutture devono essere **finalizzati al miglioramento o adeguamento del comportamento senza dover necessariamente ripristinare la geometria persa durante il tempo**. I materiali utilizzabili possono essere il legno, l'acciaio, il calcestruzzo e le fibre purché adeguatamente giuntati agli elementi esistenti mediante incollaggio con resine epossidiche o collegamenti meccanici quali chiodi, bulloni, viti, fasce e piastre metalliche e spinotti di ferro. Lo stato di degrado, la rottura in luce degli elementi, dei giunti, dei nodi o l'eccessiva inflessione necessitano interventi che generalmente prevedono la sostituzione, la ricostruzione o l'integrazione di interi elementi o di porzioni di esse.

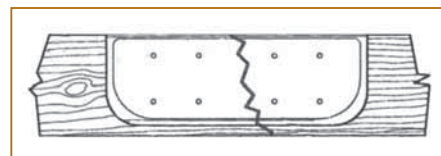
Le integrazioni prevedono l'accoppiamento tra struttura esistente e nuovi elementi, realizzate in legno-legno o legno-acciaio o mediante barre o trefoli in fibra sintetica sistemati in apposite scanalature. Questi interventi possono essere realizzati mediante **semplice placatura o affiancamento di nuovi profili e lamine metalliche** sempre adeguatamente interconnessi mediante ferramenta leggera (chiodi, viti, spinotti, bulloni). **Interventi più complessi** possono prevedere invece l'inserimento di sottostrutture costituite da doppi tiranti in acciaio disposte nella parte intradossale delle travi.

La ricostruzione, effettuata mediante protesi, è la soluzione più applicata negli interventi di restauro conservativo. Le protesi a "dardo di Giove" o l'incalmo (semplice, con raccordo, ad angolo, con tavolette) sulla testa delle travi sono da realizzarsi preferibilmente in legno massello o lamellare con umidità prossima a quella di equilibrio in opera per evitare che un'eccessiva stagionatura ne pregiudichi la funzionalità. Protesi in conglomerati cementizi o epossidici possono essere realizzate tenendo in debito conto il diverso comportamento meccanico rispetto alla struttura lignea (conducibilità, resistenza e rigidità), il costo e gli effetti indiretti come la formazione di ponti termici o la possibili formazione di fessure dovute alla grande quantità di calore durante il processo di reticolazione.

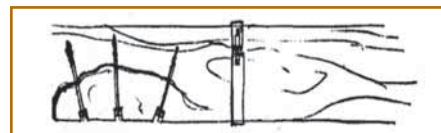
Il taglio e la sostituzione degli elementi degradati o di parte di essi, laddove possibile, risulta sicuramente l'intervento più invasivo in quanto intacca il valore storico e culturale dell'opera ma allo stesso tempo permette di ripristinare completamente condizioni di resistenza e sicurezza adeguate.



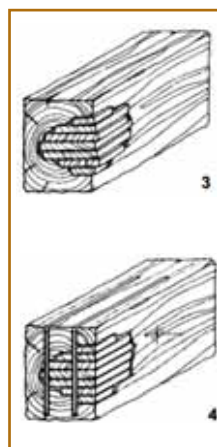
Consolidamento con lamine metalliche



Consolidamento con viti e di staffe di cerchiatura



Interventi sulla testa delle travi



3. Ricostruzione con mattoncini di legno legati.

4. Eventuale inserimento di lamine metalliche con bulloni trasversali.



3.5.2 Solai in acciaio

I solai in acciaio sono l'**evoluzione tecnologica di quelli in legno**, dove la trave lignea è stata sostituita da quella in acciaio; negli edifici storici, anche risalenti ai primi ottocento, sono presenti solai in acciaio con voltine mentre una derivazione più "recente" è rappresentata dai solai in acciaio e tavelloni. La struttura era generalmente completata da uno **strato di riempimento**, così da livellare la superficie del solaio e costituire il piano di posa dello strato di finitura per la successiva posa della pavimentazione. Di **costruzione decisamente più recente sono i solai in lamiera grecata**, nei quali la lamiera è posta su un'orditura metallica principale.

3.5.2.1 Il sistema tecnico

Molto frequentemente i solai in acciaio-voltine e acciaio-tavelloni **richiedono interventi strutturali di consolidamento e recupero**, perché storicamente dimensionati per sostenere carichi di modesta entità. La soluzione tecnica prevede la **sostituzione del materiale di livellamento**, ove presente, con **prodotti leggeri e caratterizzati da una ridotta quantità d'acqua nell'impasto** (ad esempio argilla espansa in premiscelati della gamma Lecacem) sino all'estradosso delle putrelle; successivamente si procede con il fissaggio di Connettore CentroStorico Acciaio sulle

putrelle e il getto della soletta in calcestruzzo armato. La struttura mista così realizzata sfrutta al meglio la peculiarità dei due materiali, calcestruzzo e acciaio, incrementando le prestazioni del solaio sia in termini di resistenza che di rigidità.

Da notare come il **fissaggio "a freddo" di Connettore CentroStorico** direttamente nella trave assicura **elevata affidabilità alla connessione**, diversamente da una soluzione con saldatura resa difficoltosa dalla presenza di polvere, ossidazione o malta sull'estradosso della putrella.

Connettore CentroStorico può essere indistintamente fissato sull'anima della trave o sull'ala mediante preforo; il numero dei connettori da impiegare è determinato da un calcolo (si rimanda al **Cap. 3.6** per gli opportuni approfondimenti), ma mediamente si possono ipotizzare nel numero di 5-10 connettori/m².

Il loro posizionamento prevede una spaziatura piuttosto ravvicinata in corrispondenza delle murature perimetrali e più distanziati in corrispondenza della mezzera della trave.

Posizionamento Connettore CentroStorico

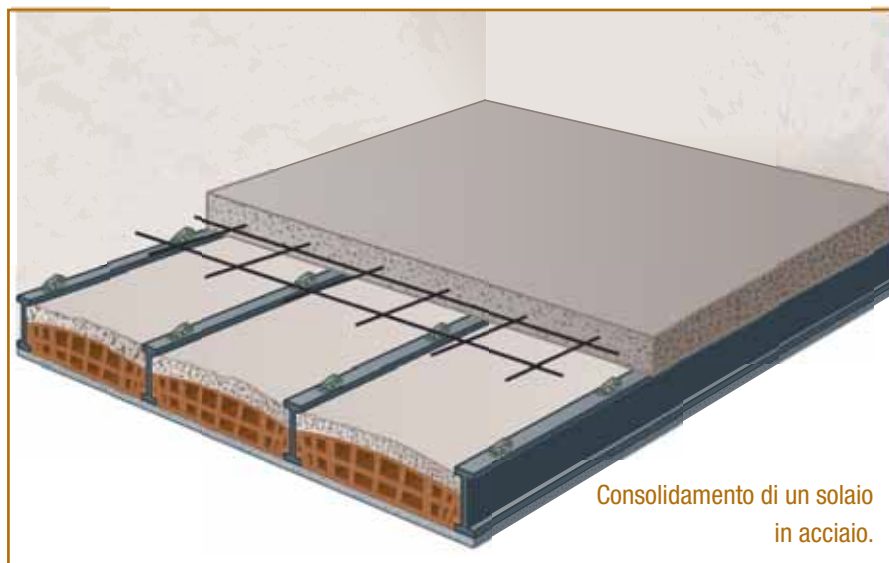


Connettore CentroStorico Acciaio è **semplice e facile da posare**, non richiedendo manodopera specializzata nè particolari attrezzature di cantiere: è sufficiente mettere a nudo l'estradosso delle travi in acciaio, segnare le distanze a cui vanno posizionati i connettori, realizzare il **preforo** (mediante trapano con punta per acciaio \varnothing 8 mm, in dotazione nell'imballo) e **avvitare** il Connettore CentroStorico Acciaio con la specifica vite in dotazione (a mezzo avvitatore dotato di buona coppia, meglio se a impulsi, con bussola esagonale 13 mm).

Lo spessore della nuova soletta in calcestruzzo dipende dal solaio e dai carichi di progetto: la modalità di calcolo verrà trattata nel Cap. 3.6.

All'interno del getto di calcestruzzo andrà sempre posizionata una **rete elettrosaldata** adeguatamente dimensionata; generalmente si consiglia una \varnothing 8 mm con maglia 20 x 20 cm, posizionata a metà spessore della nuova soletta (non è necessario legare la rete ai connettori).

Per i necessari approfondimenti sui prodotti impiegati e la modalità di messa in opera dell'intero sistema, si rimanda al **Cap. 7**.



Consolidamento di un solaio in acciaio.

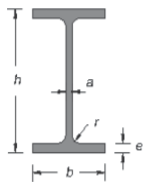


3.5.2.2 Tabelle dei materiali

Al fine del calcolo del sistema di interconnessione con la tecnica della soletta collaborante, è di fondamentale importanza conoscere le caratteristiche e prestazioni dei profilati metallici che costituiscono il solaio esistente.

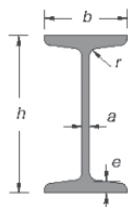
A tal fine si riporta la seguente classificazione, tratta da un comune prontuario di progettazione di strutture in acciaio.

Trave IPE ad ali parallele



Designaz.	Peso Kg/m	Sezione cmq	Dimensioni					Caratteristiche riferite all'asse neutro						
								x - x			y - y			
			h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	J_x cm ⁴	$\frac{J_x}{V_x}$ cm ³	I_x cm	J_y cm ⁴	$\frac{J_y}{V_y}$ cm ³	I_y cm	
80	6,00	7,64	80	46	3,8	5,2	5	80,1	20,0	3,24	8,49	3,69	1,05	
100	8,10	10,3	100	55	4,1	5,7	7	171	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24	
120	10,4	13,2	120	64	4,4	6,3	7	318	53,0	4,90	27,7	8,65	1,45	
140	12,9	16,4	140	73	4,7	6,9	7	541	77,3	5,74	44,9	12,3	1,65	
160	15,8	20,1	160	82	5,0	7,4	9	869	109	6,58	68,3	16,7	1,84	
180	18,8	23,9	180	91	5,3	8,0	9	1320	146	7,42	101	22,2	2,05	
200	22,4	28,5	200	100	5,6	8,5	12	1940	194	8,26	142	28,5	2,24	
220	26,2	33,4	220	110	5,9	9,2	12	2770	252	9,11	205	37,3	2,48	

Trave NP normal profile



Designaz.	Peso Kg/m	Sezione cmq	Dimensioni					Caratteristiche riferite all'asse neutro						
								x - x			y - y			
			h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	J_x cm ⁴	$\frac{J_x}{V_x}$ cm ³	I_x cm	J_y cm ⁴	$\frac{J_y}{V_y}$ cm ³	I_y cm	
80	5,95	7,58	80	42	3,9	5,76	3,9	77,8	19,5	3,20	6,29	3,0	0,91	
100	8,32	10,6	100	50	4,5	6,64	4,5	171	34,2	4,01	12,2	4,88	1,07	
120	11,20	14,2	120	58	5,1	7,52	5,1	328	54,7	4,81	21,5	7,41	1,23	
140	14,40	18,3	140	66	5,7	8,40	5,7	573	81,9	5,61	35,2	10,7	1,40	
160	17,90	22,6	160	74	6,3	9,28	6,3	935	117	6,40	54,7	14,8	1,55	
180	21,90	27,9	180	82	6,9	10,16	6,9	1446	161	7,20	81,3	19,8	1,71	
200	26,30	33,5	200	90	7,5	11,04	7,5	2145	214	8,00	117	26,0	1,87	
220	31,10	39,6	220	98	8,1	11,92	8,1	3060	278	8,80	162	33,1	2,02	



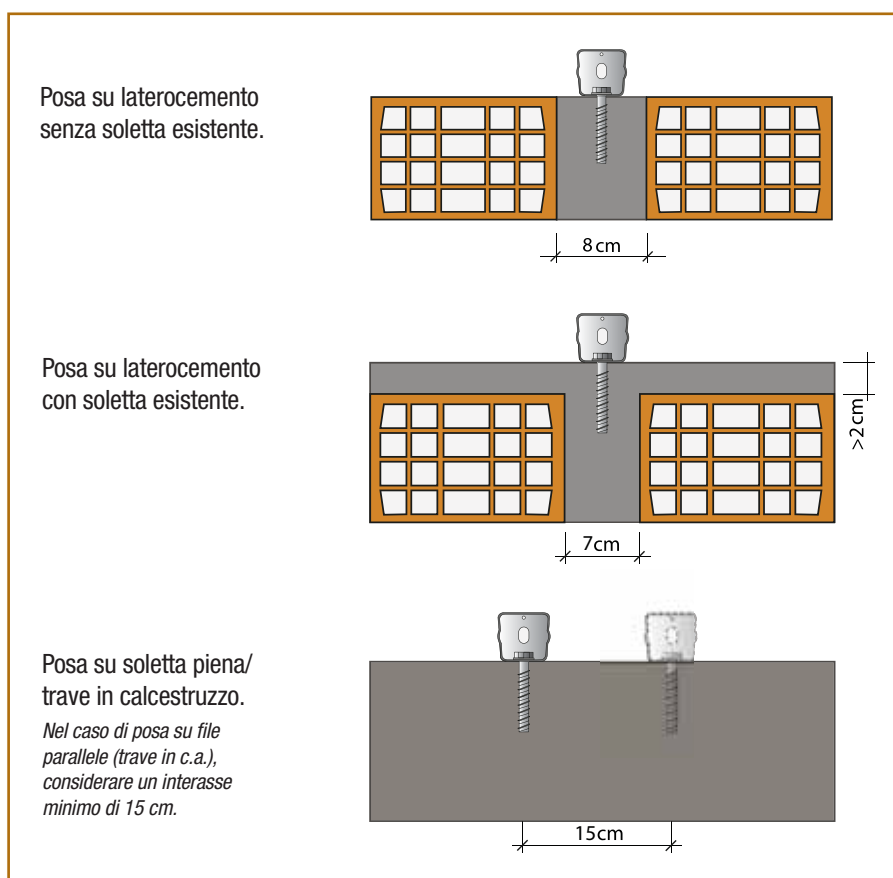
3.5.3 Solai in laterocemento, calcestruzzo e laterizio armato (SAP)

3.5.3A L'interconnessione meccanica

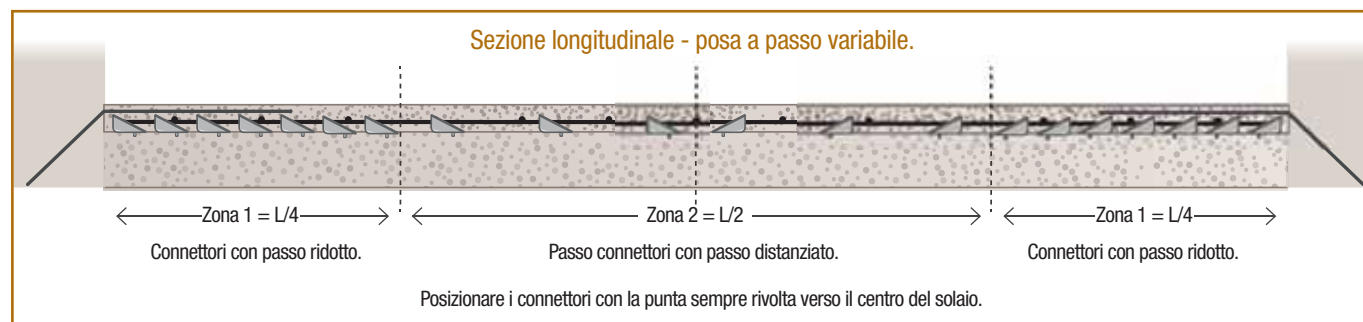
3.5.3A.1 Il sistema tecnico

Gli interventi di rinforzo dei solai in laterocemento e calcestruzzo necessitano della massima attenzione al fine di conoscerne la tipologia costruttiva e i vincoli esistenti:

- Presenza o meno della **caldana superiore alle pignatte**;
- **Larghezza del travetto**, sufficiente a consentire l'inserimento del Connettore CentroStorico (presenza di un "ricoprimento" laterale adeguato di calcestruzzo):
 - 8 cm nel caso di solaio senza soletta esistente o di spessore inferiore ai 2 cm;
 - 7 cm nel caso di solaio con soletta esistente di spessore superiore ai 2 cm;
- Condizioni di **resistenza e consistenza del calcestruzzo**, sia del travetto che dell'eventuale caldana superiore;
- **Tipologia solaio, sezione, posa, copri-ferro e stato di conservazione** dell'armatura esistente.
- **Caratteristiche meccaniche** dei materiali costitutivi il solaio.



Posizionamento Connettore CentroStorico



La soluzione tecnica proposta risulta **ottimale per i solai a travetti prefabbricati** (tipo Bausta), solette piene e travi in c.a. mentre **difficilmente applicabile per solai del tipo "Sap" o "Varese"** a causa della ridotta larghezza dei travetti in calcestruzzo (approfondimenti al cap. 3.5.3B **Interconnessione Chimica**). Andrà comunque posta la massima attenzione e verifica alle condizioni/carenza di armatura sul lato inferiore del travetto ed alla presenza di potenziali

"sfondellamenti" del laterizio (espulsione della lastra inferiore della pignatta).

Il numero dei connettori da impiegare, unitamente allo spessore della soletta in c.a., è determinato da un **calcolo** (per gli approfondimenti relativi alla modalità di calcolo si rimanda al **Cap. 3.6**), ma mediamente si possono ipotizzare nel numero di 5-10 connettori/m²; il loro **posizionamento** prevede una spaziatura piuttosto ravvicinata in corrispondenza dei muri

perimetrali e più distanziati in corrispondenza della mezzera della trave.

Connettore CentroStorico è semplice e facile da posare, non richiedendo manodopera specializzata nè particolari attrezzature di cantiere: è sufficiente mettere a nudo l'estradosso del solaio, individuare il posizionamento dei travetti, segnare le distanze a cui vanno posizionati i connettori, realizzare il **preforo** (mediante trapano con punta per calcestruzzo \varnothing 8 mm) e **avvitare** il Connettore CentroStorico Calcestruzzo con la specifica vite in dotazione (a mezzo avvitatore dotato di buona coppia, meglio se a impulsi, con bussola esagonale 13 mm).

Lo spessore della nuova soletta in calcestruzzo dipende dal solaio e dai carichi di progetto: la modalità di calcolo verrà trattata nel Cap. 3.6.

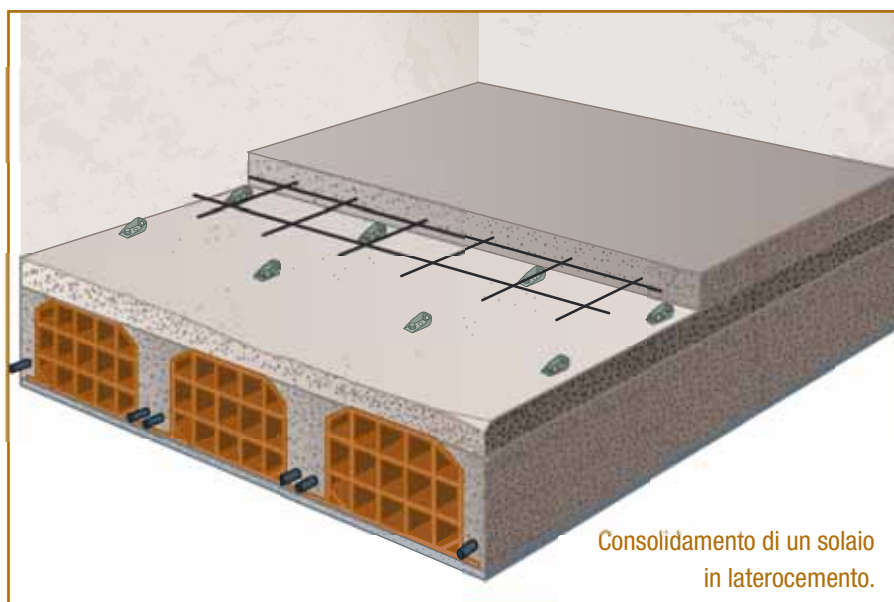
All'interno del getto di calcestruzzo andrà sempre posizionata una **rete elettrosaldata** adeguatamente dimensionata; generalmente si consiglia una \varnothing 6 mm con maglia 20 x 20 cm, posizionata a metà spessore della nuova soletta (non è necessario legare la rete ai connettori).

La valutazione del comportamento statico del solaio non può prescindere dalla conoscenza della sezione residua di acciaio presente nel travetto, oltre che dalla sua tipologia (es. barre lisce o ad aderenza migliorata).

Se la sezione residua non fosse in grado di soddisfare l'impegno statico previsto, allora si renderà necessario procedere ad un rinforzo della componente resistente a trazione, ad integrazione dell'armatura già presente.

Una valida soluzione tecnica è quella dell'applicazione delle fibre di carbonio.

Per i necessari approfondimenti sui prodotti impiegati e la modalità di messa in opera dell'intero sistema, si rimanda al **Cap. 7**.



Consolidamento di un solaio in laterocemento.



Al fine del calcolo del sistema di interconnessione con la tecnica della soletta collaborante, è di fondamentale importanza conoscere le informazioni relative al travetto di sostegno delle pignatte: nel caso di soluzione con travetti gettati in opera è necessario risalire alla presenza e tipologia dei tondini mentre nella soluzione prefabbricata sono indispensabili le caratteristiche dei travetti.

3.5.3A.2 Tabelle caratteristiche dei travetti e solai

Blocchi per solai in laterocemento

Interasse i (cm)	Larghezza b (cm)	Altezza h (cm)	Travetto t (cm)	Lunghezza l (cm)	Quantità per m ²	Peso per m ² (kN/m ²)
40	33	12	7	25	10	da 0,90 a 1,30
		16				
50	42	18	8			
		20				
		24				

Solai in laterocemento gettati in opera (condizioni di vincolo: semincastro; interasse dei travetti: $i \cong 40$ cm)

Altezza del solaio (cm)	Luce $l \times 1,05$ (m)	Peso proprio (kN/m ²)	Peso portato + carico di esercizio (kN/m ²)	Momento nel travetto (kg/cm)	σ_s (tensione ammissibile)			
					155 N/mm ²		215 N/mm ²	
					Armatura	A_s (cm ²)	Armatura	A_s (cm ²)
16 + 4	4,00	2,30	3,00	31.160	1 Ø 8+1 Ø 10	1,29	2 Ø 8	1,01
			4,00	37.040	2 Ø 10	1,57	2 Ø 8	1,01
	4,50		3,00	39.440	2 Ø 10	1,57	2 Ø 8	1,01
			4,00	46.880	1 Ø 10+1 Ø 12	1,92	1 Ø 8+1 Ø 10	1,29
	5,00		3,00	48.690	1 Ø 10+1 Ø 12	1,92	1 Ø 8+1 Ø 10	1,29
			4,00	57.880	2 Ø 12	2,26	2 Ø 10	1,57
18 + 4	4,50	2,40	3,00	40.180	1 Ø 8+1 Ø 10	1,29	2 Ø 8	1,01
			4,00	47.630	2 Ø 10	1,57	1 Ø 8+1 Ø 10	1,29
	5,00		3,00	49.610	2 Ø 10	1,57	1 Ø 8+1 Ø 10	1,29
			4,00	58.800	1 Ø 10+1 Ø 12	1,92	2 Ø 10	1,57
	5,50		3,00	60.030	1 Ø 10+1 Ø 12	1,92	2 Ø 10	1,57
			4,00	71.150	1 Ø 10+1 Ø 14	2,33	1 Ø 10+1 Ø 12	1,92

Solaio Celersap Traliccio R.D.B. R 38/50 (interasse: $i = 50$ cm)

Caratteristiche costruttive			Momenti MAX di servizio M ^s (kNm) riferiti alla striscia di solaio larga 1 metro							
Altezza	Conglomerato per getto	Peso solaio in opera								
h (cm)	Litri m ²	kN m ²								
12	+3	52	2,00	3,49	5,21	6,85	8,08	9,63	11,17	14,91
	+4	62	2,25	3,77	5,62	7,39	8,72	10,40	12,06	16,11
	+5	72	2,50	4,04	6,04	7,94	9,37	11,17	12,96	17,31
16,5	+0	33	1,65	3,93	5,88	7,74	9,12	10,84	12,22	13,45
	+3	63	2,40	4,73	7,07	9,31	10,99	13,11	15,21	20,36
	+4	73	2,65	5,01	7,49	9,85	11,63	13,88	16,11	21,54
+5	83	2,90	5,29	7,90	10,40	12,28	14,66	17,01	22,75	

Solai monotrave con travetti prefabbricati precompressi. Monotrave 9 x 12 R.D.B. P.R 38 M 9/50 (interasse: $i = 50$ cm)

Caratteristiche costruttive			MOMENTI POSITIVI E TAGLI prestazioni di servizio riferite alla striscia di solaio larga 1 metro						
Altezza	Conglomerato per getto	Per solaio in opera	Momenti (kNm)					Tagli	
h (cm)	Litri m ²	kN m ²	Tipo di armatura					kN	
			1	2	4	5	6		
12	0	16	1,30	3,33	4,72	6,49	8,32	9,02	13,81
	+3	46	2,05	5,14	7,30	10,03	12,85	16,36	17,95
	+4	56	2,30	5,71	8,11	11,15	14,29	18,19	19,34
	+5	66	2,55	6,31	8,33	12,32	15,79	20,10	20,72
16,5	+0	33	1,75	5,78	8,21	11,28	14,46	15,87	20,03
	+3	63	2,50	7,70	10,48	15,47	19,43	25,26	24,17
	+4	73	2,75	8,20	11,14	16,46	20,67	27,23	25,55
	+5	83	3,00	8,70	11,81	17,46	21,91	29,20	26,93

3.5.3A.3 Tabelle dei materiali

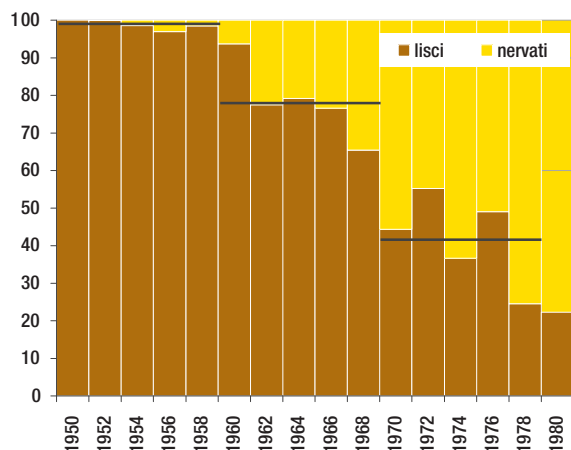
Caratteristiche degli acciai in barre tonde lisce e ad aderenza migliorata

Normativa	R.D.L n°2229/1939			LL.PP. n°1472/1957			D.M. 30/05/1972					D.M. 30/05/1974				
Tipologia	Liscio			Liscio			Aderenza migliorata	Liscio		Aderenza migliorata			Liscio		Aderenza migliorata	
Denominazione	Dolce	Semi duro	Duro	Aq42	Aq50	Aq60		FeB22	FeB32	A38	A41	FeB44	FeB22	FeB32	FeB38	FeB44
Snervamento [kgf/mm ²]	≥ 23	≥ 27	≥ 31	≥ 23	≥ 27	≥ 31	/	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 41	≥ 44	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 44
Rottura [kgf/mm ²]	42-50	50-60	60-70	42-50	50-60	60-70	/	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 50	≥ 55	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 55
Allungamento %	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 12

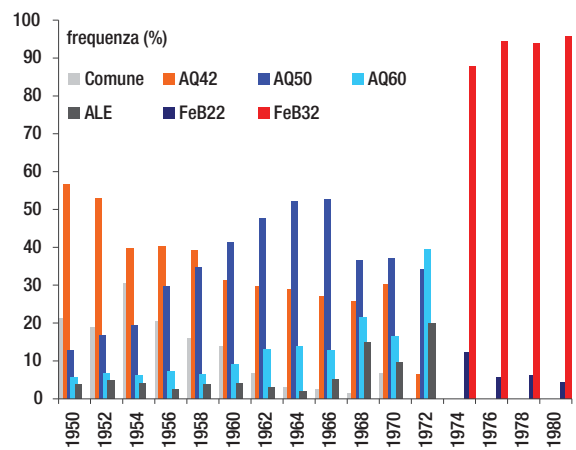
Piegatura massima delle barre d'armatura

Tipologia di acciaio	FeB22k	FeB32k	FeB38k	FeB44k
Fino a 12 mm	2 ∅	3 ∅	3 ∅	4 ∅
Oltre 12 mm fino a 18 mm			6 ∅	8 ∅
Oltre 18 mm fino a 25 mm			8 ∅	10 ∅
Oltre 25 mm fino a 30 mm			10 ∅	12 ∅

Percentuale di utilizzo acciai lisci e nervati



Percentuale di utilizzo dell'acciaio per le diverse categorie



Proprietà fili d'acciaio trafilato o laminato a freddo

Tensione f_{yk} , ovvero $f_{i(0,2)k}$	N/mm ²	≥ 390
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	N/mm ²	≥ 440
Allungamento A_{10}	%	≥ 8
Piegamento a freddo 180° su mandrino avente diametro	D	2 ∅

Peso dei tondini (kg/ml) per $3 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 30 \text{ mm}$ e area della sezione (in cm²) per numero di tondini da 1 a 10

∅ (mm)	Peso (kg/ml)	Numero dei tondi e corrispondente sezione (cm ²)									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
3	0,056	0,07	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,56	0,63	0,71
4	0,099	0,13	0,25	0,38	0,50	0,63	0,75	0,88	1,00	1,13	1,26
5	0,154	0,20	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96
6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
7	0,302	0,38	0,77	1,16	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85
8	0,395	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
9	0,499	0,64	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,73	6,36
10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
11	0,746	0,95	1,90	2,85	3,80	4,75	5,70	6,65	7,60	8,55	9,50
12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,66	6,79	7,91	9,05	10,18	11,31

3.5.3B L'interconnessione chimica

3.5.3B.1 Il sistema tecnico

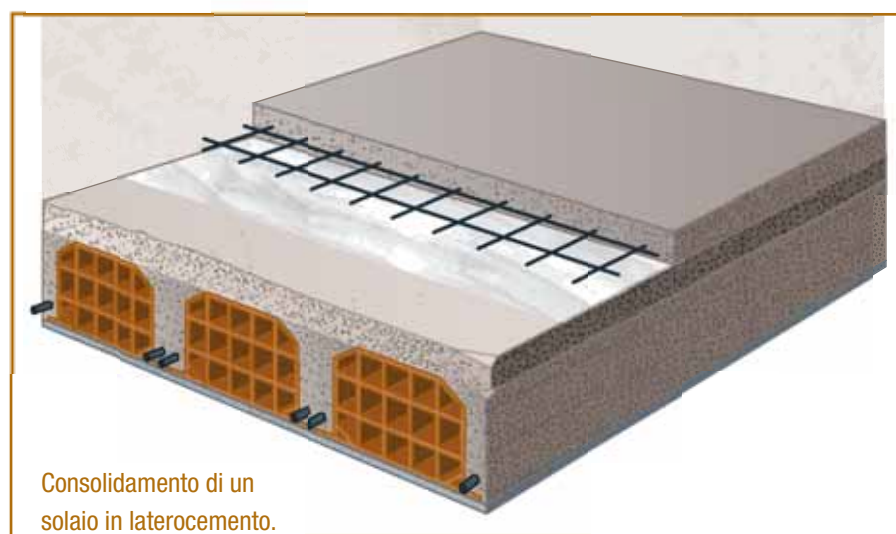
L'interconnessione chimica rappresenta un sistema tecnico di consolidamento dei solai in laterocemento e calcestruzzo alternativo all'interconnessione meccanica, sia per **esigenze operative di cantiere** (facilità e rapidità di messa in opera) che **tecnico-progettuali** (insufficiente larghezza dei travetti in calcestruzzo nel caso di solai in laterocemento, ad esempio tipo "Varese"). È invece

la **soluzione di riferimento** per il rinforzo dei solai a **travetti armati tipo "SAP"**.

È significativo ricordare che i solai tipo laterocemento rappresentano la **maggioranza delle strutture realizzate in Italia**; presentano **tipologie costruttive molto diverse**, in relazione al periodo nel quale sono stati realizzati. Questi solai ("SAP" inclusi) sono spesso caratterizzati da una **struttura**

modesta dal punto di vista strutturale e dimensionale, con **limitate disponibilità di carichi portati e con effetti deformativi piuttosto evidenti**.

Il sistema di consolidamento con **Connettore CentroStorico Chimico** consente l'irrigidimento dell'elemento portante con evidenti e significativi benefici.



Consolidamento di un solaio in laterocemento.

Affinché il consolidamento svolga pienamente la sua funzione, è indispensabile **verificare attentamente lo stato del solaio** e in particolare:

- la **cappa collaborante**, se presente, deve essere in grado di sostenere le resistenze di taglio trasmesse dal sistema "connettore chimico-nuova soletta in calcestruzzo". Può risultare utile **consolidare il supporto cementizio** esistente con una specifica resina epossidica, tipo Primer CentroStorico di Laterlite, così da migliorarne le prestazioni meccaniche di resistenza e coesione;
- il **travetto**, laddove assente la cappa collaborante, deve possedere una superficie complessiva e una resistenza adeguati per resistere agli sforzi taglianti generati dal sistema di interconnessione.

Il consolidamento e il rinforzo del solaio esistente avviene attraverso la connessione chimica della nuova soletta in calcestruzzo armato al supporto esistente, mediante la stesa di **Connettore CentroStorico Chimico sull'intera superficie del solaio**; in questo modo si **aumenta la superficie resistente di connessione**, rispetto a quella relativa al solo travetto in calcestruzzo, riducendo gli sforzi di taglio tra nuova soletta e solaio esistente sfruttando una superficie collaborante complessiva molto maggiore e quindi realizzando una connessione più efficiente.

Su solai in calcestruzzo, l'applicazione del sistema di consolidamento chimico risulta di **facile adattabilità**, previa verifica delle idonee condizioni della superficie di interfaccia della nuova soletta in calcestruzzo (eventualmente

Per le sue qualità di soluzione "**non invasiva**", la connessione chimica risulta la **soluzione più vantaggiosa** in particolare per alcune tipologie costruttive quali:

- solai in laterocemento tipo "**Varese**", a causa della ridotta larghezza del travetto che ne impedisce l'impiego di connettori metallici;
- solai con travetti in calcestruzzo precompresso con presenza di **diffusa maglia d'armatura al lembo superiore** in corrispondenza degli appoggi, che di fatto rende difficoltoso l'applicazione di un connettore metallico;
- solai in travetti armati tipo "**SAP**".

applicare Primer CentroStorico di Laterlite per un consolidamento superficiale).

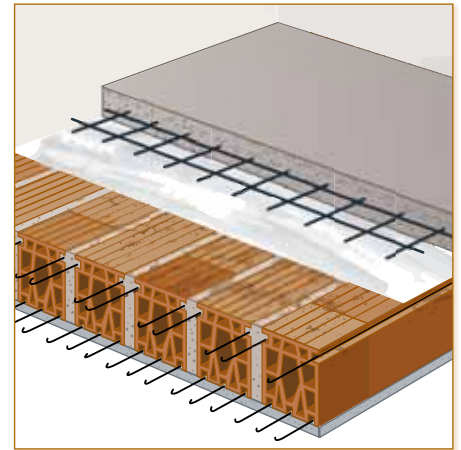
All'interno del getto di calcestruzzo andrà sempre posizionata una **rete elettrosaldata** adeguatamente dimensionata; generalmente si consiglia una \varnothing 8 mm con maglia 20 x 20 cm, posizionata a metà spessore della nuova soletta.

La soluzione tecnica di consolidamento e rinforzo dei solai va analizzata e progettata con cura, al fine di determinare lo spessore e caratteristiche della nuova soletta interconnessa chimicamente a quella esistente; la struttura dell'**Assistenza Tecnica Laterlite** (tel. 02.48011962 - infoleca@leca.it) può fornire un valido contributo alla redazione della relazione di calcolo per la verifica della soluzione.

3.5.3B.2 Solai a travetti armati tipo "SAP" - Tipologia e caratteristiche

I solai "SAP" sono solette costituite da **travi in laterizio armato prefabbricate della larghezza pari a circa 20 cm**, accostate tra loro in modo che i giunti fra blocco e blocco delle travi contigue risultino sfalsati. Le travi sono collegate fra loro con **malta di cemento**, colata negli interspazi fra le travi, in larghezza circa **2,5 cm**. Questa struttura è caratterizzata da una grande suddivisione dell'armatura metallica, in tondi di piccolo diametro posti a

circa 7 cm di distanza; per questa ragione era permesso l'impiego di acciai ad alta resistenza. Ogni trave è solitamente armata superiormente con $2\phi 3$ e inferiormente con 3 tondi di piccolo diametro. È necessario inoltre ricordare che questi solai **non sono "calcolati e/o calcolabili" secondo le norme vigenti**, Norme Tecniche delle Costruzioni (nel seguito indicate come N.T.C. 2018).



Caratteristiche geometriche e prestazionali dei solai SAP.

Altezza solaio Peso Laterizio Peso Travi Conglomerato Peso solaio in opera Momenti massimi di servizio riferiti alla striscia di solaio larga 1 m M_{max}									Caratteristiche della sezione parzializzata larga 1 metro																Sezione tutta reagente															
									Altezza utile		Asse neutro		Momento di inerzia		Modulo resistente a compressione		Modulo resistente a trazione		Asse neutro		Momento di inerzia		Modulo resistente a compressione		Modulo resistente a trazione		Asse neutro		Momento di inerzia		Modulo resistente a compressione		Modulo resistente a trazione		Distanza asse baricentrico		Area della sezione		Momento di inerzia baricentrico	
									H	x	J	W_c	W_t	x	J	W_c	W_t	x	J	W_c	W_t	x	J	W_c	W_t	x	J	W_c	W_t	x_c	Ac	J_c								
cm	Kg/m ²	Kg/m	Vol cls	Q _{tot}	K gm				cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm ²	cm ⁴																
8	50	14	7	85	230	290	405	-	7	1,12	409	365	6,95	1,46	683	469	12,35	1,81	990	547	19,1	2,17	1332	614	27,6	4,05	445	3400												
8+3	50	14	37	160	360	490	605	-	10	1,35	865	641	10	1,76	1460	829	17,7	2,15	2150	1000	27,4	2,52	2910	1155	38,95	4,81	745	8955												
12	70	18	11	110	385	540	655	-	11	1,43	1059	739	11,05	1,94	1793	924	19,8	2,44	2653	1089	31	2,94	3615	1230	44,8	5,6	600	10000												
12+3	70	18	41	185	510	750	945	-	14	1,61	1744	1085	14,1	2,12	2972	1400	25,1	2,6	4415	1698	38,7	3,05	6045	1983	55,2	6,23	700	20105												
16	80	20	15	130	540	720	960	1290	15	1,72	2015	1170	15,2	2,36	3443	1462	27,3	3	5150	1720	43	3,55	7105	2000	62,1	7,75	750	21800												
16+3	80	20	45	205	650	1000	1274	1654	18	1,84	2947	1602	18,25	2,42	5037	2080	32,4	2,98	7555	2538	50,4	3,52	10340	2940	71,5	8,1	1050	40155												
20	95	22	30	175	700	1070	1430	1890	19	1,98	3300	1670	19,4	2,71	5650	2080	34,8	3,4	8485	2490	54,4	4,03	11685	2890	78	9,5	975	40400												
20+3	95	22	60	250	800	1235	1837	2144	22	2,05	4462	2180	22,4	2,7	7680	2844	39,8	3,32	11520	3470	61,9	3,92	15900	4050	88,1	9,91	1275	68232												
Armatura per ogni trave larga cm 20 (ϕ mm)				3 $\phi 3$	3 $\phi 4$	3 $\phi 5$	3 $\phi 6$			3 $\phi 3$			3 $\phi 4$			3 $\phi 5$			3 $\phi 6$			tondini inferiori per ogni travetto																		
Carico di snervamento minimo dell'acciaio σ_s [Kg/mm ²]				70	60	55	50		Limite elastico al 2‰ dell'acciaio trafilato che si impiega nei travetti prefabbricati della RDB																															

Portate utili solai SAP (acciaio tipo Feb 22k, armatura inferiore 3 $\phi 4$)

	SAP 8	SAP 8+3	SAP 12	SAP 12+3	SAP 16	SAP 16+3	SAP 20	SAP 20+3
L [m]	q [kN/m ²]							
1	11,01	15,39	17,91	22,25	24,91	29,05	31,66	35,71
1,5	4,42	5,95	7,35	8,86	10,35	11,77	13,10	14,48
2	2,11	2,65	3,65	4,17	5,25	5,73	6,60	7,05
2,5	1,05	1,12	1,94	2,01	2,89	2,93	3,60	3,61
3	0,47	0,29	1,01	0,83	1,61	1,41	1,96	1,75
3,5	0,12	-	0,45	0,12	0,84	0,49	0,98	0,62
4	-	-	0,09	-	0,34	-	0,34	-
4,5	-	-	-	-	-	-	-	-

3.5.3B.3 Solai a travetti armati tipo "SAP" - Metodo di calcolo

I solai "SAP" sono solette costituite da **travi in laterizio armato prefabbricate della larghezza pari a circa 20 cm**, accostate tra loro in modo che i giunti fra blocco e blocco delle travi contigue risultino sfalsati. Le travi sono collegate fra loro con **malta di cemento**, colata negli interspazi fra le travi,

in larghezza pari a circa **2,5 cm**. Questa struttura è caratterizzata da una grande suddivisione dell'armatura metallica, in tondi di piccolo diametro posti a circa 7 cm di distanza; per questa ragione era permesso l'impiego di acciai ad alta resistenza. Ogni trave è solitamente armata su-

teriormente con 2φ3 e inferiormente con 3 tondi di piccolo diametro.

È necessario inoltre ricordare che questi solai **non sono "calcolati e/o calcolabili" secondo le norme vigenti**, Norme Tecniche delle Costruzioni (indicate come N.T.C. 2018).

Dimensionamento originale dei solai SAP

Caratteristiche dei materiali e Normativa di Riferimento

- Luce del solaio = L [m];
- Carichi massimi applicati = q [kg/m²];
- Vincolo di semi – incastro;
- Limite di snellezza = 1/30 L;
- Peso proprio del solaio SAP = p. p.

Procedimento

➔ Soluzione A

Metodo tabellare mediante risultati ottenuti da prove su prototipi, impiegando acciai con limiti di snervamento indicati nella tabella stessa (calcolati sulla striscia di 1 metro lineare).

➔ Soluzione B

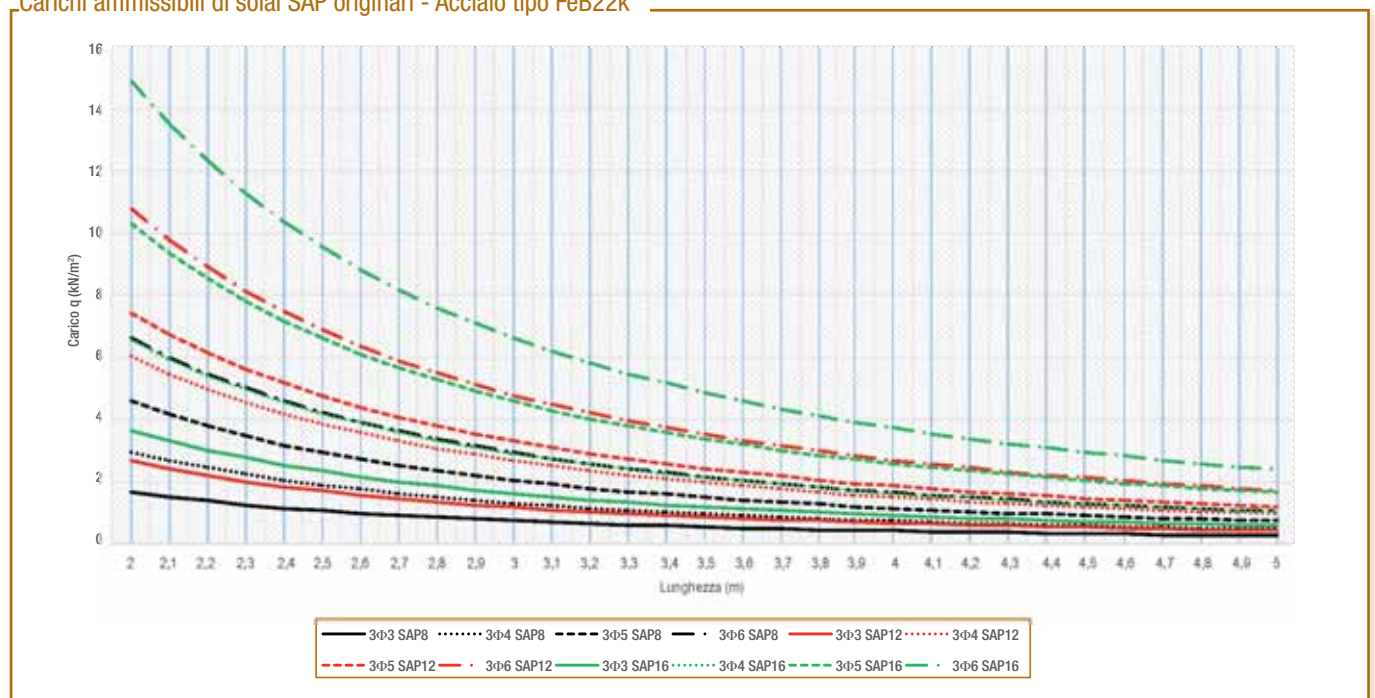
Prefabbricando a piè d'opera le travi, con acciai normali e utilizzando per il proporzionamento le caratteristiche della sezione parzializzata della sezione.

Esempio di dimensionamento originario:

L = 4.35 m; q = 300 kg/m² = sulla striscia di 1.00 metro lineare = 300 kg/m

Infatti il solaio SAP 16 ha un p. p. di 130 kg/m² mentre il solaio SAP 12+3 di 185 kg/m².

Carichi ammissibili di solai SAP originari - Acciaio tipo FeB22k



3.5.3.1 Il fenomeno dello sfondellamento pignatte

I solai laterocementizi costruiti tra gli anni '40 e gli anni '70 sono spesso colpiti dal fenomeno dello **sfondellamento o scartellamento**, ovvero il distacco delle cartelle di intradosso (fondelli) delle pignatte con la conseguente caduta di laterizio e intonaco.

Le **cause** sono molteplici, principalmente legate a errori di progettazione o di esecuzione. Tra le più frequenti si segnalano:

- errato disegno delle pignatte;
- difetti di progettazione strutturale;
- cattivo riempimento di calcestruzzo dei travetti.

Altro problema abbastanza frequente per questa categoria di solai è l'**ossidazione delle armature di acciaio resistenti**, per diversi motivi:

1. qualità dei materiali non sempre adeguata, ad esempio per il calcestruzzo resistenza e consistenza;
2. scadente messa in opera dei materiali, acciaio e calcestruzzo, nelle strutture "gettate" in opera;
3. tassi di lavoro molto alti nell'acciaio teso, con conseguente creazione di stati di fessurazione nel calcestruzzo;

In queste condizioni l'armatura risulta facilmente aggredibile dall'ossigeno dell'aria; come conseguenza, le forti tensioni create dall'ossido di ferro in formazione, dovute al suo sensibile aumento di volume, determinano le condizioni perché "salti" il copriferro di calcestruzzo. Nei solai gettati in opera a causa della stretta unione formatasi tra l'intradosso del travetto di nervatura e l'intradosso del blocco di laterizio (per la presenza della continuità formata dalle alette del blocco stesso o dall'intonaco), tale stato tensionale si trasferisce anche all'elemento di laterizio con conseguente rischio di distacco della parte inferiore.



3.5.3.2 Altre soluzioni tecniche

Può capitare che il **solaio esistente sia a tal punto sottodimensionato**, o sprovvisto delle condizioni per il sicuro fissaggio del connettore, da non consentire il consolidamento con la tecnica della "soletta mista collaborante".

In tali casi si dovrà scegliere una **soluzione differente**, quale ad esempio la formazione della soletta collaborante con l'impiego del **Connettore CentroStorico Chimico** (Cap. 3.4) o **soluzioni tecnicamente diverse** e generalmente più costose e di maggior

impatto progettuale. A **titolo esemplificativo** si segnalano la demolizione e il rifacimento del solaio, il rinforzo con fibre di carbonio all'intradosso della struttura, l'inserimento di travi in acciaio all'interno del solaio esistente.



Disponibile su www.leca.it il nuovo Manuale Tecnico sul Consolidamento dei solai SAP a cura del Politecnico di Milano. Per richiederne una copia: infoleca@leca.it.

3.6 Il progetto del consolidamento

3.6.1 Le prestazioni e le certificazioni del sistema

3.6.1.1 Interconnessione meccanica

I Connettori CentroStorico Legno, Acciaio, Calcestruzzo sono stati sottoposti a una approfondita **indagine sperimentale**, secondo le normative prescritte dall'Eurocodice 5, dall'**Università degli Studi di Trieste** dipartimento di Ingegneria sezione di Scienza delle Costruzioni e Strutture.

3.6.1.1A La connessione Legno-Calcestruzzo

Confezionamento dei provini

La sperimentazione è stata condotta su provini di legno di dimensioni 11x15x40 cm (vite corta L=13 cm) e 13x16x41 cm (vite standard L=15 cm) sui quali è stata applicata una soletta di calcestruzzo (spessore 5 cm realizzata con il prodotto LecaCLS 1400 armato con rete elettrosaldato \varnothing 8 maglia 20x20 cm) per mezzo di Connettori CentroStorico Legno fissati con viti a 45°.

I provini sono stati sollecitati in modo da generare solo **sforzi di scorrimento all'interfaccia legno-calcestruzzo**, durante le prove è stata rilevata la curva carico - scorrimento.

Al fine di valutare al meglio il comportamento della connessione, le prove sono state condotte su **diverse tipologie di provini**.

Vite standard L=15 cm

- Connettore CentroStorico Legno fissato su travetti in legno in assenza di tavolato (9 provini);
- Connettore CentroStorico Legno fissato su travetti in legno con interposizione di tavolato di 2 cm di spessore (9 provini);

- Connettore CentroStorico Legno fissato su travetti in legno con interposizione di tavolato di 4 cm di spessore (7 provini).

Vite corta L=13 cm

- Connettore CentroStorico Legno fissato su travetti in legno in assenza di tavolato (5 provini);
- Connettore CentroStorico Legno fissato su travetti in legno con interposizione di tavolato di 2,5 cm di spessore (5 provini).

Per il **tavolato** sono stati scelti pannelli di truciolato di legno a favore di sicurezza, in quanto dotati di caratteristiche meccaniche sicuramente inferiori a quelle di un tavolato di legno massiccio.

La specie legnosa del **travetto** è l'Abete, in classe di qualità C24 per la vite standard (L=15 cm) e C22 per la vite corta (L=13 cm).

Risultati della sperimentazione

La sperimentazione è stata condotta coerentemente con i requisiti delle N.T.C. 2018, come richiesto dall'Eurocodice 5 (UNI EN 1995

Progettazione delle strutture di legno) secondo le seguenti norme:

- EN 338 Legno strutturale.

Classi di resistenza.

- EN 26891 Strutture di legno.

Assemblaggi realizzati tramite elementi meccanici di collegamento. Principi generali per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità.

- EN 28970 Strutture di legno. Prova degli assemblaggi realizzati tramite elementi meccanici di collegamento. Prescrizioni relative alla massa volumica del legno.

- EN 384 Structural timber. Determination of characteristic values of mechanical properties and density.

La rottura, in tutti i campioni sottoposti a prova, si è evidenziata per **sfaldamento della vite dalla propria sede e conseguente scorrimento della soletta di calcestruzzo nei confronti del travetto di supporto**.

I risultati delle prove sono stati forniti dal laboratorio prove e misure dell'università di Trieste, per il sistema di interconnessione



Disposizione degli strumenti di misura sul campione.



Aspetto del campione all'inizio (a sx) ed al termine (a dx) della prova.

3.6.1.1B La connessione Acciaio-Calcestruzzo

Confezionamento dei provini

La sperimentazione è stata condotta su provini tipo travi in acciaio sui quali è stata applicata una soletta di calcestruzzo (spessore 5 cm realizzata con il prodotto LecaCLS 1400 armato con rete elettrosaldada Ø 8 maglia 20 x 20 cm) per mezzo di Connettori CentroStorico Acciaio fissati con viti.

I provini sono stati sollecitati in modo da generare solo **sforzi di scorrimento all'interfaccia acciaio-calcestruzzo**, durante le prove è stata rilevata la curva carico - scorrimento.

Al fine di valutare al meglio il comportamento della connessione, le prove sono state condotte su **diverse tipologie di provini**:

- Connettori CentroStorico Acciaio fissato su travi in acciaio HEB 260 - acciaio S275 JR (3 provini);
- Connettori CentroStorico Acciaio fissato su travi in acciaio IPN 80 - acciaio S235 (3 provini).

La sperimentazione è stata condotta su differenti tipologia di provini. Provini di tipo A in acciaio S235, dimensione 100x150 mm e sp. 20 mm sui quali è stata applicata una soletta di calcestruzzo (spessore 5 cm e dimensioni 360x400 mm realizzata con il prodotto LecaCLS 1400 armato con rete F8 maglia 1150x150 mm centrata sul connettore) interconnessa per mezzo di connettori CCS fissati con viti per acciaio. Provini di tipo B con piatto metallico in acciaio S235 certificato spessore 15 mm e 4 viti automaschianti per CCS.

Lo scopo delle prove è stato quello di determinare la resistenza a trazione dei connettori, in modo tale da verificare il requisito di resistenza a trazione pari almeno a 1 decimo della resistenza a taglio in accordo alle N.T.C. 2018 e Eurocodice 4 UNI EN 1994-1-1

Al fine di valutare al meglio il comportamento della connessione a estrazione si sono eseguite due differenti prove. Prove di tipo A (4 Provini) per identificare una resistenza a rottura del giunto che non sia localizzabile nell'unione vite – supporto in acciaio. Prove di tipo B (4 provini) per misurare la resistenza a trazione della sola vite nel supporto in acciaio.

Risultati della sperimentazione

La **rottura**, in tutti i campioni sottoposti a prova, si è evidenziata per **tranciamento della vite - slabramento piastra**.

Per la determinazione del **valore caratteristico** si è proceduto in accordo all'Annesso B dell'Eurocodice 4 UNI EN 1994-1-1:

- Resistenza caratteristica $P_{Rk} = 23,1$ kN.
Il coefficiente di sicurezza per le unioni è pari a 1,5.

Per il valore di **resistenza di progetto** è stato scelto, per maggiore semplicità di utilizzo, un valore unico per tutti gli spessori di acciaio su cui applicare il Connettore CentroStorico Acciaio.

- $P_{Rd} = 15,4$ kN, utilizzabile per travi in acciaio con fissaggio del Connettore CentroStorico Acciaio su minimo 6 mm di spessore. Il Connettore CentroStorico Acciaio **non**

può essere considerato "ductile" ai fini dell'Eurocodice 4 e delle norme N.T.C. 2018. La rottura evidenziata nei Campioni di tipo A è lato calcestruzzo con formazione di una superficie conica con raggio di base del cono di rottura di larghezza pari a 2 – 3 volte l'altezza del cono stesso. Per i campioni di tipo B, invece, si è verificato in tutti i casi lo sfilamento della vite dalla proprio sede.

Per la determinazione del valore caratteristico si è eseguita un'analisi statistica dei risultati delle prove secondo le indicazioni dell'Eurocodice 4 UNI EN 1994-1-1 - Annesso B:

- Resistenza caratteristica a trazione prove tipo A $NRk=6,31$ KN
- Resistenza caratteristica a trazione prove tipo B $NRk=1,69$ KN/mm di infissione

Il coefficiente di sicurezza utilizzato per determinare il valore di resistenza a taglio di progetto è pari a 1,25 in accordo con Eurocodice 4 UNI EN 1994.

Valore di resistenza di progetto:
valore minimo tra : $6.31 / 1.25 = 5.05$ kN
 $1.69 / 1.25 = 1.35$ kN/mm di infissione

Ne risulta che se lo spessore è superiore ai 4 mm la resistenza a trazione è di 5.05 kN; valore pari circa a 1/3 della resistenza a taglio del connettore.

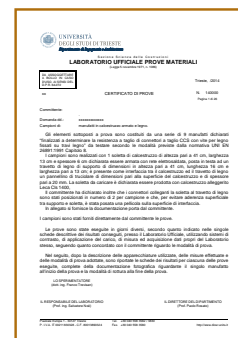
Il connettore risulta idoneo per essere utilizzato come connettore a taglio.



Resistenza a trazione Connettore. Disposizione degli strumenti di misura sul campione.



Resistenza a trazione Connettore. Aspetto del campione al termine della prova.



Download gratuito delle certificazioni Leca.it CentroStorico.eu





Fig. A



Fig. B



Fig. C

Comportamento della connessione a estrazione.

Resistenza a rottura del giunto (Fig. A-B) e resistenza a trazione singola vite nel supporto in acciaio (Fig. C).

3.6.1.1C La connessione Calcestruzzo-Calcestruzzo

Confezionamento dei provini

La sperimentazione è stata condotta su provini tipo travetti in calcestruzzo tradizionale sui quali è stata applicata una soletta di calcestruzzo (spessore 5 cm realizzata con il prodotto LecaCLS 1400 armato con rete elettrosaldata \varnothing 8 maglia 20x20 cm) per mezzo di Connettori CentroStorico Calcestruzzo fissati con viti.

I provini sono stati sollecitati in modo da generare solo **sforzi di scorrimento all'interfaccia acciaio-calcestruzzo**, durante le prove è stata rilevata la curva carico - scorrimento.

Al fine di valutare al meglio il comportamento della connessione, le prove sono state

condotte su **diverse tipologie di provini**:

- Connettori CentroStorico Calcestruzzo fissato su travetti in calcestruzzo tradizionale aventi larghezza 8 cm e resistenza media 15,28 MPa (3 provini);
- Connettori CentroStorico Calcestruzzo fissato su travetti in calcestruzzo tradizionale aventi larghezza 12 cm e resistenza media 15,28 MPa (3 provini).

Risultati della sperimentazione

La **rottura**, in tutti i campioni sottoposti a prova, si è evidenziata per **rottura del calcestruzzo del supporto con distacco laterale**.

Per la determinazione del **valore caratteristico** si è proceduto in accordo all'Annesso B dell'Eurocodice 4 UNI EN 1994-1-1:

- Resistenza caratteristica $P_{Rk} = 12,6$ kN.

Il coefficiente di sicurezza per le unioni è pari a 1,25.

Per il valore di **resistenza di progetto** è stato scelto, per maggiore semplicità di utilizzo, un valore unico per tutti gli spessori di travetto su cui applicare il Connettore

CentroStorico Calcestruzzo aventi larghezza maggiore di quella provata.

- $P_{Rd} = 10,0$ kN utilizzabile per travetti di larghezza minima 8 cm aventi resistenza minima $R_{ck} = 20$ MPa.



Disposizione degli strumenti di misura sul campione.

Aspetto del campione al termine della prova.



3.6.1.2A Interconnessione chimica

Il Connettore CentroStorico Chimico è stato sottoposto a una accurata **indagine sperimentale** in collaborazione con il **Politecnico di Milano**, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale.

La sperimentazione

Il Connettore CentroStorico Chimico trova il proprio utilizzo ideale nell'ambito del consolidamento di solai esistenti in laterocemento, grazie ad alcuni specifici vantaggi rispetto alle soluzioni di tipo meccanico tradizionalmente utilizzate:

- realizzazione di un'interfaccia continua, senza le concentrazioni tensionali tipiche delle unioni meccaniche discontinue;
- semplificazione del procedimento di posa in opera.

La situazione tipica è quella di un solaio in calcestruzzo a bassa resistenza ($R_{ck} = 15$ MPa) con travetti a sezione rettangolare senza soletta collaborante. Il consolidamento avviene mediante il getto di una soletta

in calcestruzzo tipo "LecaCLS 1400" ($R_{ck}=25$ MPa) avente spessore 5 cm, armata con rete elettrosaldata $\varnothing 8$ mm a maglia 20x20 cm posizionata a metà spessore.

La collaborazione tra i travetti esistenti e la nuova soletta è assicurata dal Connettore CentroStorico Chimico.

La verifica in condizioni di utilizzo corrente, in ossequio alle prescrizioni delle "N.T.C. 2018" per il calcolo alle tensioni ammissibili ovvero per le verifiche agli stati limite di esercizio, può essere condotta in base alle seguenti ipotesi:

- comportamento elastico lineare dei materiali (acciaio e calcestruzzo);
- fessurazione del calcestruzzo in zona tesa;

- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- perfetta aderenza tra getto di prima fase (travetto) e getto di seconda fase (soletta).



Disposizione degli strumenti di misura sul campione.

Le verifiche di calcolo

Verifica del solaio PRIMA del consolidamento

- **Solaio:** laterocemento con travetti 8X16 cm² e interasse 50 cm, senza soletta collaborante, su luce di calcolo 4 m. Armatura 2 $\varnothing 10$ e copriferro lordo di 3 cm (non sono presenti armature trasversali).
- **Analisi dei carichi:**
Carico totale: 425 kg/m²
(peso proprio del solaio + sottofondo + intonaco 20 kg/m² + carico variabile).
- **Sollecitazioni massime (schema statico trave in semplice appoggio)**
- momento max = $425/2 \times 4^2/8 = 425$ kgm
- taglio massimo = $425/2 \times 4/2 = 425$ kg
- **Caratteristiche dei materiali:**
- calcestruzzo: $R_{ck} = 15$ MPa
- tensione normale ammissibile: $\sigma_{c,amm} = 6,00$ MPa
- tensione tangenziale ammissibile: $\tau_{c0} = 0,40$ MPa
- tensione ammissibile acciaio (FeB44k): $\sigma_{s,amm} = 255$ MPa
- **Sforzi nei materiali:**
- tensione max nel cls: $\sigma_{c,max} = 15,20$ MPa
- tensione max acciaio: $\sigma_{s,max} = 243,32$ MPa
- tensione tangenziale massima (asse neutro): $\tau_{c,max} = 0,48$ MPa

In presenza di un carico variabile in linea con le prescrizioni delle normative vigenti per gli edifici di civile abitazione si riscontrano tensioni di compressioni decisamente superiori ai limiti previsti dalla normativa.

Verifica del solaio DOPO il consolidamento

- **Consolidamento:** nuova soletta in calcestruzzo leggero tipo "LecaCLS 1400" interconnessa con "Connettore CentroStorico Chimico".
- **Analisi dei carichi**
Carico totale: 495 kg/m² (peso proprio del solaio + sottofondo + intonaco 20 kg/m² + carico variabile).
- **Sollecitazioni massime (schema statico trave in semplice appoggio)**
- momento max = $495/2 \times 4^2/8 = 495$ kgm
- taglio massimo = $495/2 \times 4/2 = 495$ kg
- **Sforzi nei materiali**
- tensione max nel cls: $\sigma_{c,max} = 3,15$ MPa
- tensione max acciaio: $\sigma_{s,max} = 184,21$ MPa
- tensione tangenziale massima (interfaccia): $\tau_{c,max} = 0,36$ MPa

I valori delle tensioni normali nel calcestruzzo risultano ora compatibili con i limiti di normativa (sia per calcestruzzo $R_{ck}=15$ MPa che per calcestruzzo $R_{ck}=25$ MPa), pur in presenza dell'incremento di carico dovuto all'aggiunta della soletta. Si osserva inoltre una riduzione della tensione di trazione nell'acciaio d'armatura. **Inoltre, i valori di tensione tangenziale mobilitati all'interfaccia tra getto esistente e soletta integrativa risultano compatibili con i valori caratteristici desunti dai valori sperimentali.**



Download gratuito della certificazione su CentroStorico.eu e Leca.it

3.6.1.2B Interconnessione chimica su solai a travetti armati tipo SAP

Il consolidamento dei solai a travetti armati tipo SAP, h12 cm e h16 cm senza cappa, a mezzo interconnessione chimica è stata certificata tramite **prove sperimentali** dal **Politecnico di Milano**, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale.

La sperimentazione

I solai a travetti armati tipo SAP rappresentano una delle prime tipologie di orizzontamento, mediante le quali la prefabbricazione in stabilimento o a piè d'opera è stata largamente diffusa nello scorso secolo in molte regioni della nostra penisola.

Descrizione dei campioni

I gruppi di campioni oggetto di sperimentazione sono così caratterizzati:

- **solai SAP non consolidati**, in altezze 12 cm (SAP 12) e 16 cm (SAP 16) senza cappa, ricostruiti mediante l'inserimento di armature nei laterizi armati (acciaio tipo FeB32k, armatura 3Φ6 in zona tesa per ciascun travetto in laterizio armato);
- **solai SAP consolidati**, aventi le medesime

L'**obiettivo della sperimentazione** è quello di determinare l'effettivo incremento di portata utile dei solai, grazie al contributo della soletta mista collaborante.

Data l'impossibilità di reperimento di solai SAP dell'epoca integri, sono stati ricostruiti una serie di campioni aventi caratteristiche e prestazioni del tutto simili

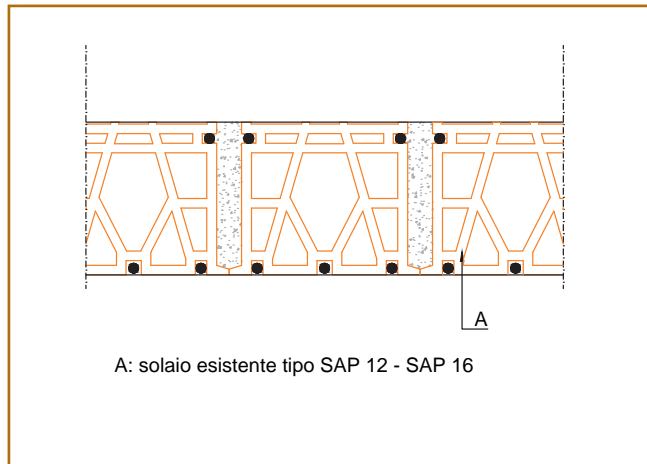
caratteristiche di base descritte al punto precedente, consolidati mediante Connettore CentroStorico Chimico e nuova soletta collaborante spessore 5 cm in calcestruzzo leggero strutturale di argilla espansa tipo LecaCLS 1400 (γ 1400 kg/m³, R_{ck} 25 MPa).

I campioni oggetto delle prove sperimentali rappresentano dei campi di solaio in scala reale, di luce pari a circa 200 cm e larghez-

za pari a circa 120 cm. Sono stati impiegati materiali, pignatte in laterizio e nervature in calcestruzzo magro, aventi un rapporto geometrico di armatura equivalente a quelli dei solai SAP originali e caratteristiche dimensionali analoghe.

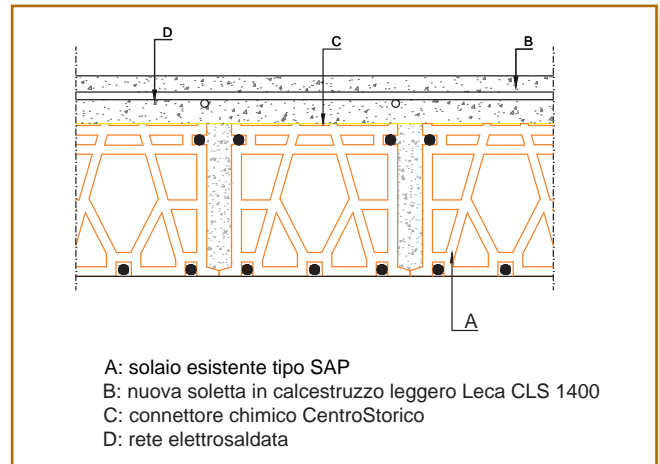
Le sperimentazioni sono state condotte dal Politecnico di Milano, dipartimento di Ingegneria Civile e Meccanica Strutturale, sui campioni descritti nel paragrafo seguente applicando carichi progressivi sino al manifestarsi dei primi fenomeni di rottura.

Grazie alla **fedele ricostruzione dei solai SAP**, i risultati ottenuti dalle prove sperimentali possono essere estesi ai solai esistenti come di seguito descritto.



A: solaio esistente tipo SAP 12 - SAP 16

Solaio SAP non consolidato.

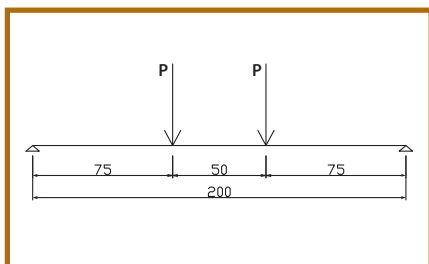


A: solaio esistente tipo SAP
B: nuova soletta in calcestruzzo leggero Leca CLS 1400
C: connettore chimico CentroStorico
D: rete elettrosaldata

Solaio SAP consolidato.

Prove sui campioni di riferimento

I solai SAP 12 e SAP 16 non consolidati sono stati oggetto delle seguenti prove (misure in cm):



Il valore del carico progressivo P è stato determinato in funzione del momento resistente della sezione parzializzata, secondo differenti step di carico sino alla formazione delle prime lesioni all'interno dei campioni provati.

Le modalità di formazione delle lesioni sui campioni, sino alla rottura finale degli stessi, sono le medesime per tutti i test confermando la **bontà dei solai di base**

ricostruiti e la validità della sperimentazione.

Le **prestazioni ottenute** (tenendo conto degli indici di sicurezza dei materiali secondo le N.T.C. 2018 e loro declinazione alle prestazioni originarie – tensioni ammissibili) sono **del tutto simili a quelle degli stessi solai SAP 12 e SAP 16 dell'epoca** (confronto le tabelle RDB).

Modalità di consolidamento

Il consolidamento dei solai SAP 12 e SAP 16 è stato realizzato con le seguenti modalità operative:

- applicazione, sull'intera superficie del solaio, di **Connettore CentroStorico Chimico** avente funzione di adesione strutturale;
- formazione della soletta in calcestruzzo leggero strutturale tipo **LecaCLS 1400** nello spessore di 5 cm armata con rete elettrosaldata, realizzata a "fresco" sul solaio trattato con Connettore CentroStorico Chimico.

I campioni sono stati oggetto dei medesimi test svolti sui campioni non consolidati, descritti nel paragrafo precedente.

Modalità di rottura e interpretazione delle prove eseguite

I campioni testati presentano modalità di rottura e comportamento analogo.

In particolare:

- si evidenzia una prima fessurazione dovuta a flessione in corrispondenza della sezione con momento flettente massimo;
- la prima fessurazione, nelle sezioni dove maggiore è la sollecitazione flessionale, viene mobilitata anche nelle sezioni più vicine agli appoggi evidenziando un secondo quadro fessurativo tipicamente dovuto a taglio, con delaminazione della cappa collaborante dal supporto esistente in zone di piccola estensione localizzate in corrispondenza degli appoggi.

Queste modalità di rottura evidenziano un comportamento sorprendentemente duttile dei solai consolidati, ottenendo anche un grafico forza – spostamento (idealizzato poi in una bi-lineare equivalente) con la presenza di una buona estensione del campo plastico e raggiungimento della prima fessurazione con valori di carico piuttosto elevati.

Analisi dei risultati ottenuti

I risultati ottenuti sono i seguenti:

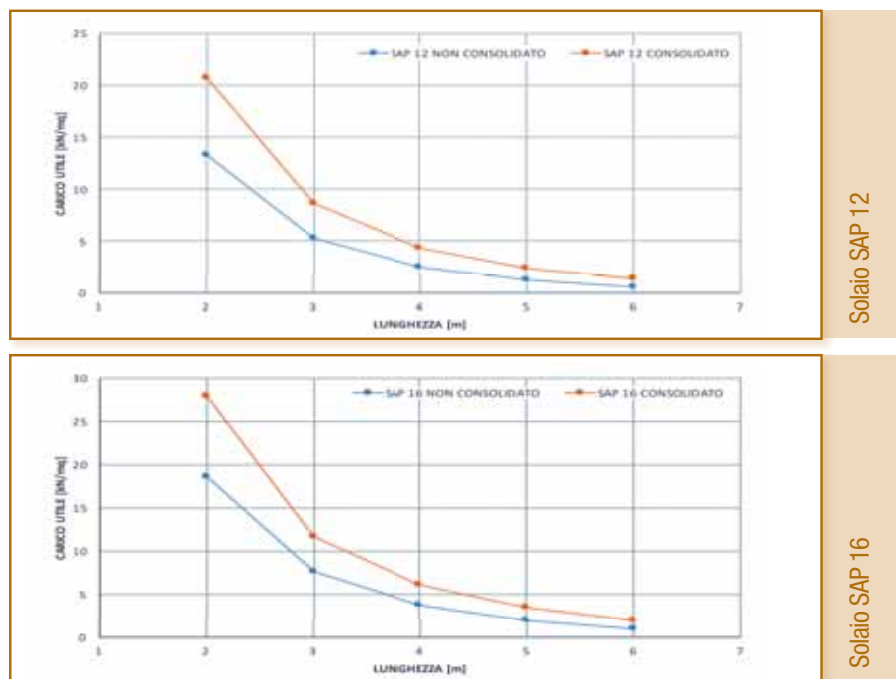
Capacità di carico	F_u	F_y	$0.75F_y$
SAP 16+cappa (consolidato)	120	93.6	70.2
SAP 16 non consolidato	73.9	60.8	45.6
SAP 12+cappa (consolidato)	100	69.6	52.2
SAP 12 non consolidato	46	39	29.25

Nella tabella sono indicati, mediando i gruppi di prove e campioni analizzati, rispettivamente:

- F_u : carico ultimo applicato;
- F_y : carico allo snervamento;
- $0.75F_y$: carico corrispondente alla prima fessurazione.

Nello specifico, ai fini della determinazione delle capacità di carico dei solai, sono stati presi in considerazione i valori di prima fessurazione, opportunamente ridotti con i coefficienti di sicurezza.

Confronto capacità di carico utile SAP 12 e SAP 16



Estensione dei risultati ottenuti

I risultati ottenuti mediante confronto di solai SAP consolidati e non consolidati, già estesi dal solaio reale a quelli simulati in modo del tutto ragionevole e verosimile, può essere anche esteso ad altri solai SAP

aventi diversi spessori (8 e 20 cm) mediante estrapolazione dei valori ottenuti.

L'Assistenza Tecnica Laterlite, attraverso il servizio di calcolo interno curato da ingegneri strutturisti, è in grado di estendere

I risultati graficizzati sono stati ottenuti mediante il confronto con solai SAP reali (12 e 16 cm) con l'impiego di acciaio liscio tipo FeB32k e armatura 3Φ6 per ciascun travetto di laterizio armato (carico sulla striscia di metro lineare).

I valori dei solai reali sono stati in seguito parametrizzati, in funzione delle prove ottenute sui solai simulati e provati nei laboratori del Politecnico di Milano.

Disponibile su www.leca.it il nuovo Manuale Tecnico sul Consolidamento dei solai SAP a cura del Politecnico di Milano. Per richiederne una copia: infoleca@leca.it.



i risultati ottenuti ad altri solai caratterizzati da diverse tipologie di acciaio e numeri di ferri nei travetti di laterizio armato (3Φ3, 3Φ4 e 3Φ5 come da tabelle di dimensionamento originali).

3.6.2 Indicazioni progettuali per il calcolo del dimensionamento

La tecnica di progettazione della soletta mista prevede la conoscenza dei seguenti elementi:

- caratteristiche prestazionali del connettore;
- passo massimo e minimo consentito dai connettori (per solai in Legno cfr. Eurocodice 5 prospetto 8.2. Per solaio in Acciaio cfr. Eurocodice 4 paragrafi 6.6.5.5-6.6.5.6-6.6.5.7. Per solai in Calcestruzzo, in assenza di indicazione specifica, è consuetudine riferirsi a quanto valido per i solai in Acciaio);
- lavorazioni propedeutiche alla messa in opera a regola d'arte

della connessione (ad es. pulizia del supporto, puntellamento del solaio, fissaggio del connettore, etc.);

- caratteristiche fisiche dei materiali, riferite sia al supporto esistente che alla nuova soletta in calcestruzzo armato collaborante;
- schemi statici di vincolo esistenti.

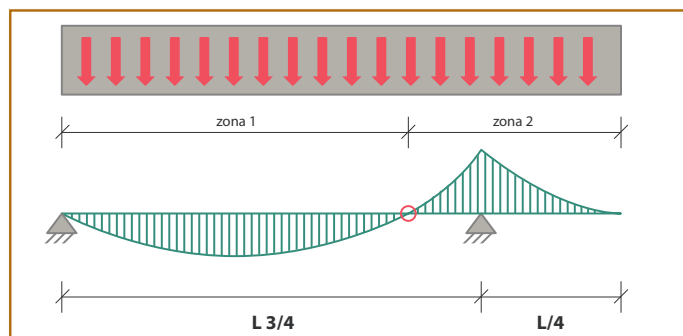
Per consentire una rapida e preliminare definizione della scelta progettuale da adottare, è disponibile un abaco di predimensionamento dell'intervento in base al solaio esistente e ai vincoli operativi.

3.6.2.1 Tipologia schemi statici

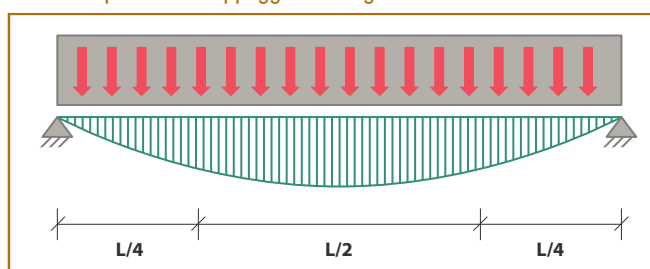
La metodologia di progettazione degli interventi di consolidamento e rinforzo delle strutture esistenti ha come punto di partenza l'analisi dello schema di calcolo e delle condizioni di vincolo.

A titolo esemplificativo, si riportano alcune condizioni frequentemente presenti in ristrutturazione.

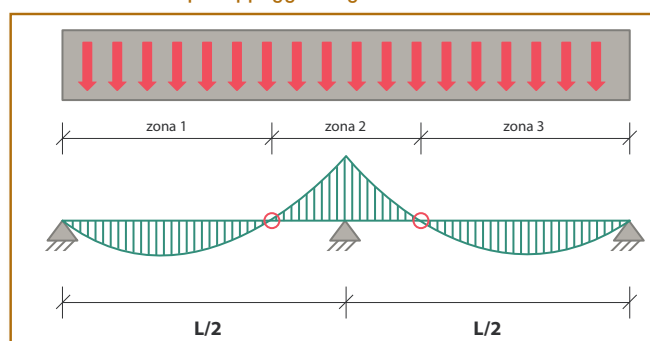
Trave con sbalzo (ad es. presenza di balcone) - diagramma del M flettente



Trave semplicemente appoggiata - diagramma del Momento flettente

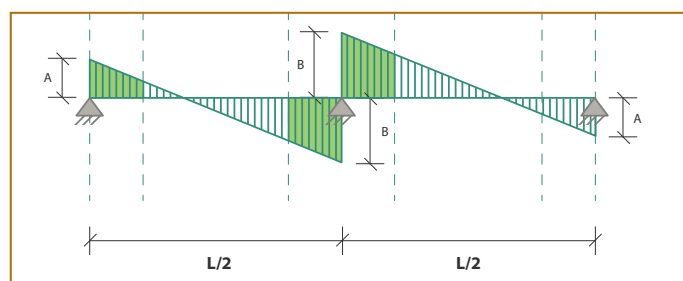


Trave continua su più appoggi - diagramma del Momento flettente

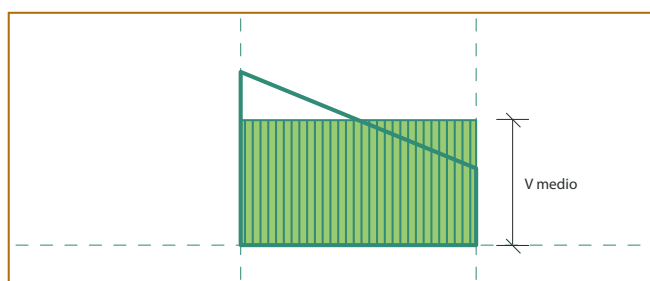


3.6.2.2 Diagramma di taglio

Nel calcolo del consolidamento, è necessario conoscere i diagrammi del taglio sollecitante lungo lo schema statico della trave-solaio di riferimento. Di seguito si indicano le porzioni, dell'intera trave, nelle quali il taglio sollecitante (campitura colore verde) rappresenta quello di dimensionamento.



La distribuzione dei connettori viene scelta secondo l'andamento dello sforzo di taglio, calcolato sulla singola condizione esistente in relazione allo schema di calcolo e ai vincoli.



Per semplificare il calcolo, è ammesso considerare il valore medio dell'azione tagliante nella fascia di metro lineare (nel software di calcolo Laterlite è stato considerato il valore di "picco" a favore di sicurezza).

3.6.3 Calcolo della sezione composta

3.6.3.1 Soluzione legno - calcestruzzo

Teoria di calcolo

Le analisi di tipo statico verranno eseguite secondo la teoria di MÖhler nella versione proposta nell'Eurocodice 5 "Design of timber structures" (EN 1995-1-1: 2009) Annex B: Mechanically jointed beams.

Le ipotesi di base sono:

- Travi semplicemente appoggiate di luce L ;
- Le singole parti sono monolitiche;
- Le singole parti sono collegate tramite mezzi di unione meccanici aventi modulo di scorrimento k ;
- La spaziatura tra i mezzi di unione è costante oppure varia uniformemente secondo la forza di taglio tra s_{min} e s_{max} con $s_{max} \leq s_{min}$;
- Il carico agisce in direzione z .

Si noti che questo metodo di calcolo è differente da quello della conservazione delle sezioni piane per la sezione composta; tale ipotesi resta valida per la sola sezione di legno e la sola sezione di calcestruzzo; di conseguenza esiste un asse neutro per il legno e uno per il calcestruzzo.

Il calcolo effettuato in base alla **rigidezza della connessione** (dipendente dalla quantità, dal tipo e dalla posa dei connettori) determina lo **stato delle sollecitazioni** nei materiali incluso tra questi due estremi:

- 1) **Connessione assente.** Le sezioni in legno e calcestruzzo sono due elementi non collaboranti → due assi neutri;
- 2) **Connessione infinitamente rigida** (conservazione delle sezioni piane). Legno e calcestruzzo sono collaboranti senza scorrimenti reciproci → unico asse neutro con la conseguenza di avere minore sollecitazione e deformazione sulla trave in legno, il che porterebbe ad un sottodimensionamento delle travi.
- 3) **Sezione parzialmente connessa** (connessione cedevole). La situazione calcolata è quindi una via di mezzo tra i primi due estremi, ed è più vicina quindi ad una situazione piuttosto che all'altra in funzione

della rigidezza della connessione. Più la connessione è rigida e più i due assi neutri si avvicineranno (tendendo a diventare uno solo), più la connessione è deformabile e più gli assi neutri si allontaneranno.

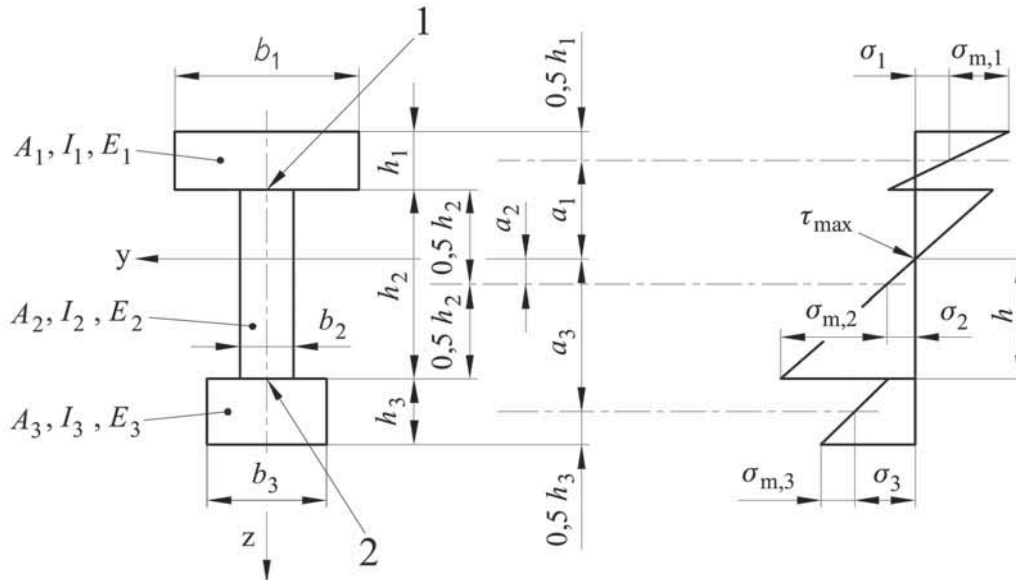
Le altre ipotesi di base sono:

- **Sezione di calcestruzzo considerata interamente reagente;** qualora sia soggetta a tensioni di trazione è necessario disporre un'armatura in grado di assorbire interamente tali sforzi;
- **Elasticità lineare;**
- **Carico ripartito uniformemente sulla luce;**
- **Unica fase di calcolo** (struttura puntellata in fase transitoria).

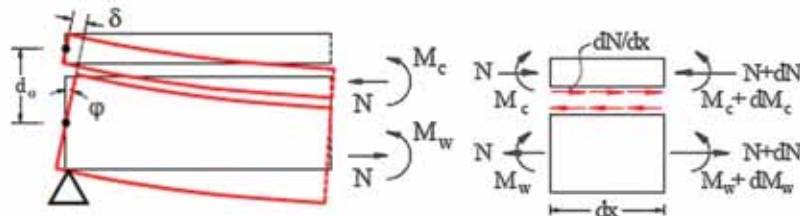
Altre variabili da considerare nel calcolo:
Umidità del legno $> 20\%$ → nelle N.T.C. 2018 per il legno massiccio messo in opera

o in prossimità del suo punto di saturazione che è destinato ad essiccare sotto carico, i valori di K_{def} devono essere aumentati almeno di 2.0. Nel EC5 invece i valori di K_{def} devono essere aumentati di 1.0.





Azioni interne nella soletta e nel travetto.



Le aliquote M_c e M_w (figura sopra) del momento flettente esterno M , portate per flessione rispettivamente dalla soletta di calcestruzzo e dal travetto, si possono calcolare con le formule:

$$M_c = \frac{nI_c}{I_{eff}} M; \quad M_w = \frac{I_w}{I_{eff}} M \quad (2)$$

L'aliquote rimanente del momento flettente, che chiameremo M_N , è equilibrata dalla coppia Nd_G , essendo N la forza di scorrimento (taglio longitudinale) trasmessa dalla connessione. Pertanto l'azione assiale N diviene:

$$N = \frac{M_N}{d_G} = \frac{M - M_c - M_w}{d_G} \quad (3)$$

$$N = \frac{M}{d_G} \left(1 - \frac{I_0}{I_{eff}} \right) = \frac{M}{d_G} \gamma \frac{I_{id} - I_0}{I_{eff}} \quad (3')$$

Le tensioni nella soletta e nel travetto si calcolano con le formule note della pressoflessione:

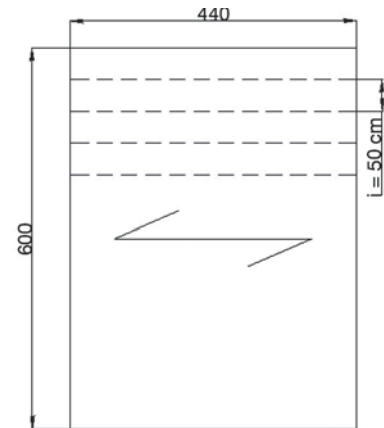
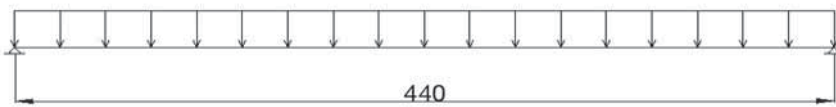
$$\sigma_c = -\frac{N}{A_c} \mp \frac{M_c}{W_c} \quad \sigma_w = \frac{N}{A_w} \mp \frac{M_w}{W_w} \quad (4)$$

Il flusso di taglio all'interfaccia (q) è pari a:

$$q = \frac{dN}{dx} = \frac{1}{d_G} \gamma \frac{I_{id} - I_0}{I_{eff}} \frac{dM}{dx} = \frac{1}{d_G} \gamma \frac{I_{id} - I_0}{I_{eff}} V \quad (5)$$

Esempio di calcolo

Caratteristiche Geometriche (luce travi, sezione trave – soletta, dimensioni e orditura solaio)



Caratteristiche geometriche

- Dimensioni travetto 10x20 cm
- Luce effettiva $L_{eff} = 420$
- Luce di calcolo $L_c = L_{eff} * 1,05 = 440$
- Interasse 50 cm
- Assito sp. 2,3 cm
- Nuova soletta sp. 5 cm
- Distanza primo
- Connettore $d' = 35$ cm
- Massetto Leggero sp. 5 cm
- Sottofondo Leggero sp. 7 cm
- Pavimentazione sp. 1 cm

Verifica secondo il N.T.C. 2018 “Norme tecniche per le costruzioni” ed EC5 UNI EN 1995-1-1:2009 “Eurocodice 5 - Progettazione strutture in legno. Il calcolo è stato condotto con l’ipotesi di travi puntellate.

Definizione dei carichi agenti

- $G_1 = \text{soletta} + \text{assito} + \text{trave} = 1,09 \text{ KN/m}^2$;
- $G_2 = \text{Pavimento} + \text{massetti/sottofondi} + \text{tramezze interne} + \text{finiture} = 2,56 \text{ KN/m}^2$;
- $Q = \text{Carichi di civile abitazione} = 2,00 \text{ KN/m}^2$.
- Carichi di progetto SLE: $q = 2,82 \text{ KN/m}$
- Carichi di progetto SLU: $q = 4,12 \text{ KN/m}$

Sollecitazioni di progetto

$$M_{Ed} = 9,98 \text{ KNm}$$

$$V_{Ed} = 9,07 \text{ KNm}$$

Proprietà meccaniche dei materiali

- Legno tipo EN C20 (da EN328:2009)
- Calcestruzzo leggero tipo Calcestruzzo CentroStorico ($\rho = 1650 \text{ Kg/m}^3$ in opera)
- Assito in legno di abete
- Rigidezza in esercizio $K_{ser} = 12150 \text{ N/mm}$
- Rigidezza ultima $K_u = 12150 \text{ N/mm}$
- Resistenza caratteristica $R_k = 12774 \text{ N}$
- Massetto Leggero tipo Massetto CentroStorico ($\rho = 1250 \text{ Kg/m}^3$ in opera)
- Sottofondo Leggero tipo Sottofondo CentroStorico ($\rho = 650 \text{ Kg/m}^3$ in opera)

Ipotesi di calcolo

- Solaio puntellato
- Connettore posato direttamente su assito
- Connettori posati a passo variabile
- Limite di deformabilità Alto:
 - $T_0 = L/500 \rightarrow 8,8 \text{ mm}$;
 - $T_{inf} = L/350 \rightarrow 12,6 \text{ mm}$
- Coefficiente di viscosità del calcestruzzo $\phi = 3$
- Altri carichi permanenti 150 Kg/m^2 (eventuali tramezze interne, controsoffitti e finiture).
- Carichi Variabili di esercizio 200 Kg/m^2

Verifiche di sicurezza

Le verifiche vengono effettuate calcolando dapprima la rigidezza equivalente della sezione composta sia in condizioni ultime (SLU) che in condizioni di esercizio (SLS). Tale procedimento verrà condotto sia in condizioni iniziali ($t = 0$) che a lungo termine ($t = \text{infinito}$) per entrambi gli stati limite.

Verifiche a 35 cm

Il calcolo considera che i connettori possano essere distribuiti liberamente lungo tutta la trave, ma che per esigenze operative di posa (inserimento vite a 45° nel connettore) il primo connettore sia posizionato alla distanza di 35 cm dalla parete.

Nel caso preso in esame, si ottiene:

Verifica a flessione su legno $\rightarrow 4,38 < 10,67$

Verifica a Taglio su legno $\rightarrow 1,02 < 1,92$

Pertanto si procede con il calcolo della parte non connessa (ovvero tra il primo connettore e la parete), procedendo alle verifiche a taglio e flessione con la sola resistenza dovuta al legno:



Verifiche della sezione composta legno-calcestruzzo Leca

Stati limite ultimi

Verifiche a tempo zero

Verifica a tensoflessione nel legno $\rightarrow 0,8 < 1$

Verifiche nel calcestruzzo

$$\rightarrow \sigma_{\max} = 3,91 \text{ MPa} < 14,17 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{\min} = -0,58 \text{ MPa} \leq 0,8 \text{ MPa}$$

Verifica a taglio nel legno $\rightarrow 0,81 < 1,92 \text{ MPa}$

Sforzo massimo sul connettore $\rightarrow 6,761 \text{ kN} < 6,813 \text{ kN}$

Verifiche a tempo infinito

Verifica a tensoflessione nel legno $\rightarrow 0,82 < 1$

Verifiche nel calcestruzzo

$$\rightarrow \sigma_{\max} = 3,12 \text{ MPa} < 14,17 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{\min} = -0,18 \text{ MPa} \leq 0,8 \text{ MPa}$$

Verifica a taglio nel legno $\rightarrow 0,83 < 1,92 \text{ MPa}$

Sforzo massimo sul connettore $\rightarrow 6,689 \text{ kN} < 6,813 \text{ kN}$

Stati limite di servizio

Verifiche a tempo zero

Freccia massima in mezzeria

$$\rightarrow 7,36 \text{ mm} < 8,8 \text{ mm}$$

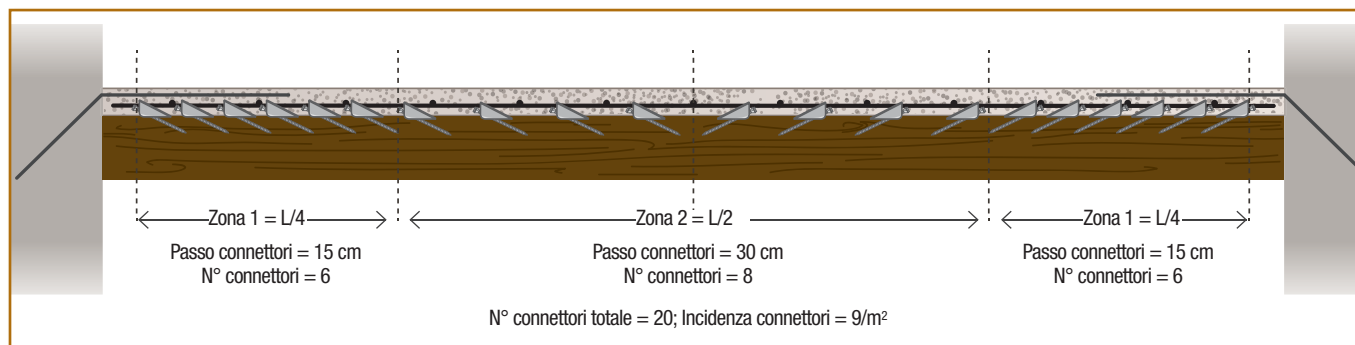
Rigidezza efficace sezione composta $EJ = 1,87 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$

Verifiche a tempo infinito

Freccia massima in mezzeria $\rightarrow 10,95 \text{ mm} < 12,57 \text{ mm}$

Rigidezza efficace sezione composta $EJ = 1,26 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$

Distribuzione connettori - posa a passo variabile



3.6.3.2 Soluzione acciaio-calcestruzzo
Teoria di calcolo

Il calcolo di travi miste acciaio – calcestruzzo si basa sulle indicazioni fornite dalle N.T.C. 2018 e dall’Eurocodice 4 EN 1994 - 1 - 1 (chiamato in seguito EC4). Simboli e definizioni sono reperibili da tali normative.

Il calcolo proposto è relativo a travi con schema statico di semplice appoggio, carico distribuito e calcolo del momento flettente di tipo elastico (calcolo non lineare fase elastica). Si ritiene infatti opportuno calcolare le travi esistenti mantenendo i materiali in fase elastica, poiché non si conoscono le caratteristiche di resistenza e riserve plastiche di tali profili esistenti.

Il calcolo di tipo plastico è ammesso solo se:

- $f_u/f_y \geq 1,2$;
- allungamento valutato su una base pari a $5,65 \cdot (A)^{0,5}$, dove A è l’area della sezione trasversale del profilo $\geq 15\%$;
- ϵ_u (deformazione a rottura corrispondente a f_u) $\geq 20\epsilon_y$ (deformazione a snervamento corrispondente a f_y);
- sezioni di classe 1 o 2.

f_y = resistenza minima a rottura per snervamento - f_u = resistenza minima a rottura per trazione

Il momento resistente elastico $M_{el,Rd}$ corrispondente ad un numero di connettori $n = n_e$ (numero di connettori = numero di connettori per la massima resistenza elastica) si basa sulle seguenti ipotesi (EC4 6.2.1.5):

- la tensione massima sull’acciaio strutturale è la tensione di snervamento di progetto f_{yd} ;
- la tensione massima sulla fibra superiore dell’area efficace di calcestruzzo compresso è ad una tensione di f_{cd} ;
- il contributo a compressione dell’armatura compressa nella soletta e delle eventuali lamiere grecate è trascurato.

EC4 al punto 6.2.1.4 (6) calcola il momento resistente in proporzione al massimo momento elastico resistente $M_{el,Rd}$.

Momento resistente:

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + (M_{el,Rd} - M_{a,Ed}) \frac{N_c}{N_{c,el}} \quad \text{for } N_c \leq N_{c,el} \quad (6.2)$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}) \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{c,f} - N_{c,el}} \quad \text{for } N_{c,el} \leq N_c \leq N_{c,f} \quad (6.3)$$

con
massimo momento elastico resistente:

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,Ed} \quad (6.4)$$

Dove

$M_{a,Ed}$: momento sollecitante applicato alla trave prima della fase composta (per travi puntellate = 0)

$M_{c,Ed}$: momento sollecitante applicato alla fase composta (per travi puntellate = M_{Ed})

K: minore fattore che fa sì che le tensioni limite siano raggiunte

$N_{c,el}$: compressione nel calcestruzzo corrispondente a $M_{el,Rd}$

N_c : compressione effettiva nel calcestruzzo

$N_{c,f}$: compressione nel calcestruzzo corrispondente al $M_{pl,Rd}$ (momento resistente plastico a completo ripristino di resistenza)

Tensioni limite: f_{cd} nel calcestruzzo leggero; f_{yd} nell’acciaio; f_{sd} nelle barre di acciaio (che possono essere trascurate).

In pratica le espressioni (6.2) e (6.3) si rappresentano in questi grafici

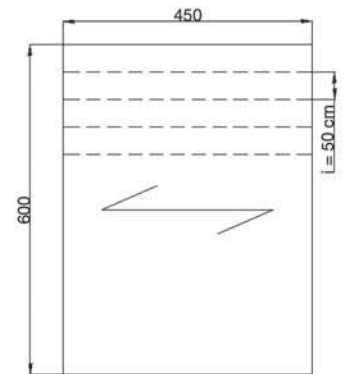
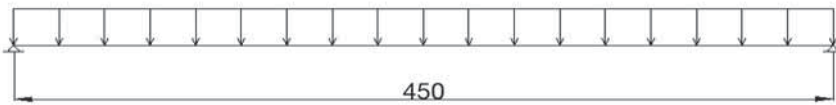
Il campo elastico è quello incluso in $0 < N_c < N_{c,el}$

L’altro campo ($N_c > N_{c,el}$) (fase plastica) vale per il momento plastico per connettori non duttili.

Il momento elastico resistente $M_{el,Rd}$ viene calcolato come da semplificazione possibile per edifici come da EC4 5.4.2.2.11 utilizzando un coefficiente di omogeneizzazione tra acciaio e calcestruzzo unico sia per carichi di breve durata che per i carichi di lunga durata con modulo elastico del calcestruzzo dimezzato.

Esempio di calcolo

Caratteristiche Geometriche (luce travi, sezione trave – soletta, dimensioni e orditura solaio)



Caratteristiche dei materiali e Normativa di Riferimento

- Profilo tipo IPN 120 in acciaio S235 (Fe360);
- Calcestruzzo strutturale leggero tipo Leca CLS 1400 ($\cong 1400 \text{ kg/m}^3$ spessore 5 cm);
- Massetto Leggero tipo Lecamix ($\cong 1000 \text{ kg/m}^3$ spessore 8 cm);
- Pavimento tipo gres spessore 1 cm;
- **Resistenza Caratteristica Connettore CentroStorico $R_k = 23,1 \text{ kN}$**

Verifica secondo le "Norme tecniche per le costruzioni" N.T.C. 2018 ed EC4 UNI EN 1994-1-1.

Il calcolo è stato condotto con l'ipotesi di travi puntellate.

Definizione dei carichi agenti

- $G_1 = \text{soletta} + \text{trave} = 1,00 \text{ kN/m}^2$;
- $G_2 = \text{pavimento} + \text{massetto} + \text{tramezzature interne} + \text{voltine/tavelloni di riempimento} = 3,56 \text{ kN/m}^2$;
- $Q = \text{carichi di esercizio cat. A (civile abitazione)} = 2 \text{ kN/m}^2$;
- Carichi di progetto allo SLU $q = 4,46 \text{ kN/m}$

Valori di deformazione limite (solai in generale)

f_{var} (carichi variabili) = 15 mm [L/300] - f_{max} (deformazione max) = 18 mm [L/250]
 coefficiente di omogeneizzazione acciaio – calcestruzzo strutturale Leca istantaneo = 14
 coefficiente di omogeneizzazione acciaio – calcestruzzo strutturale Leca infinito = 28

Sollecitazioni di progetto

$M_{ED} = 11,30 \text{ kNm}$
 $V_{ED} = 10,00 \text{ kN}$

Verifiche di sicurezza

Le verifiche vengono effettuate calcolando la sezione composta acciaio – calcestruzzo strutturale leggero Leca in condizioni elastiche. In tal modo si confronta in condizioni ultime la resistenza a flessione della sezione composta e la resistenza a taglio del profilo metallico, rispetto alle sollecitazioni di progetto.

In condizioni di esercizio, si calcolano le deformazioni (con il solaio puntellato) della eventuale controtreccia, del contributo del carico variabile ed il carico massimo considerando anche le deformazioni da ritiro del calcestruzzo.

Verifiche della sezione composta acciaio-calcestruzzo Leca

Stati limite ultimi

Verifica a momento flettente $\rightarrow 0,92 < 1$
 Verifica a taglio $\rightarrow 0,13 < 1$

Stati limite di servizio

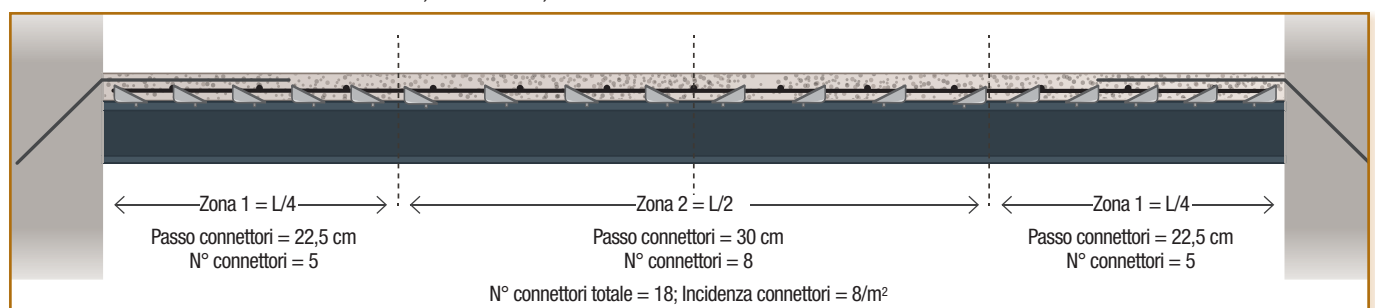
Momento di inerzia della sezione omogeneizzata istantaneo $J_{omog} = 9,372 \times 10^6 \text{ mm}^4$
 Momento di inerzia della sezione omogeneizzata a tempo infinito $J_{omog} = 7,430 \times 10^6 \text{ mm}^4$

Inflessione

Controtreccia = 0 mm
 Fase 1 = 6,2 mm
 Fase 2 = 5 mm < 15 mm
 TOT (con ritiro cls) = 16,5 mm < 18 mm

Distribuzione connettori

Verifica di resistenza del connettore $\rightarrow 11,91 \text{ kN} < 15,39 \text{ kN}$



3.6.3.3A Soluzione calcestruzzo-calcestruzzo (interconnessione meccanica) Teoria di calcolo

Il calcolo si basa sulle indicazioni fornite nelle N.T.C. 2018. Simboli e definizioni sono reperibili in tale norma.

Si utilizzano coefficienti di sicurezza secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. Sarà ovviamente necessario effettuare sia verifiche in condizioni di esercizio che in condizioni ultime.

Il calcolo verrà effettuato generalmente secondo una verifica di tipo elastico poiché l'acciaio dei vecchi travetti in calcestruzzo non garantisce la sufficiente duttilità per poter effettuare una verifica plastica.

Calcolo momento resistente

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$

$\alpha_{cc} = 0.85$ coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata

Resistenza di calcolo dell'acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_a$

Il programma calcola la tensione lato acciaio corrispondente al raggiungimento del limite lato calcestruzzo, poi calcola la tensione lato calcestruzzo corrispondente al limite lato acciaio e determina qual è il limite raggiunto per primo. A questo punto calcola le forze interne di trazione e di compressione e la distanza tra loro. Quindi determina il momento resistente massimo per quella sezione in fase elastica.

Calcolo taglio resistente

Si fa riferimento alla formula delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio.

Calcolo connettori

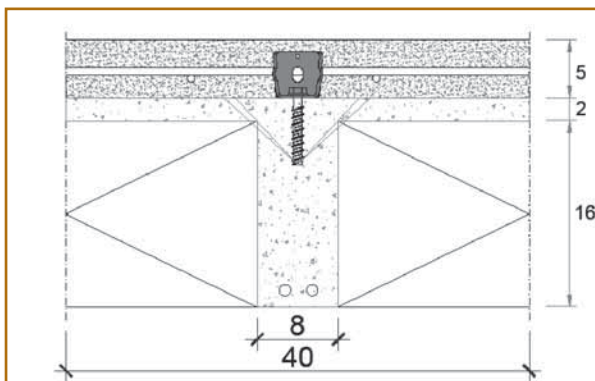
Il numero di connettori per ogni tratto di soletta è quello necessario per trasmettere lo scorrimento tra la soletta esistente e la nuova soletta superiore.

Lo scorrimento si calcola tramite la formula di Jouraswki: $\tau \cdot b = \frac{T \cdot S}{J}$

Tale scorrimento viene confrontato con la resistenza di progetto del connettore e viene così determinato il numero di connettori.

Coefficiente correttivo: distanza da bordo. Nei casi in cui la distanza dal bordo di calcestruzzo del connettore una volta fissati in opera sia ridotta la resistenza del connettore va ridotta.

Può risultare utile calcolare il coefficiente di riduzione in proporzione al rapporto tra la possibile superficie di rottura teorica avente forma di cono con punta verso il basso nell'estremità del connettore e inclinazione a 45° e la massima possibile superficie possibile avente angolo di inclinazione inferiore.



Caso numerico per esempio:

base travetto = 8 cm • altezza cappa esistente = 2 cm

Superficie cono avente lato $45^\circ = 2 \pi (6,7+0,5) (6,7+0,5)/2 = 162,8 \text{ cm}^2$

Superficie cono limitato da pignatta = $2 \pi [(6,7+0,5)/\tan(\alpha) (6,7+0,5)/2 = 125,2 \text{ cm}^2$

Rapporto tra il possibile cono di rottura e l'ipotetico cono di rottura con angolo al vertice di $90^\circ = 125,2/162,8 = 0,77$

Limiti di utilizzo connessione:

Se il rapporto così calcolato scende sotto 0,66 si consiglia di non effettuare il fissaggio a secco ma tramite incollaggio con espansivo chimico (resina).

Se il rapporto così calcolato scende sotto 0,5 si consiglia di non fissare i connettori.

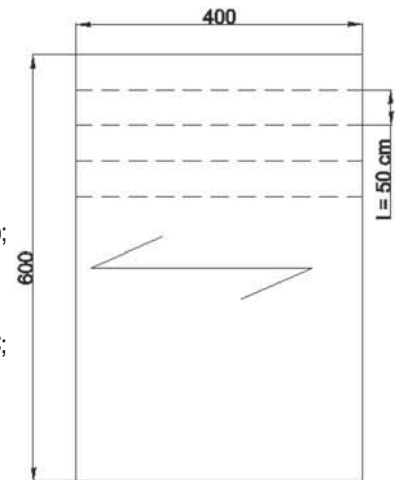
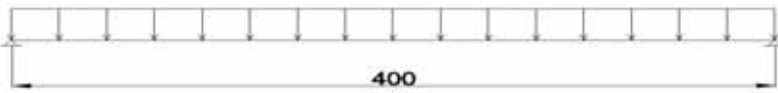
Se la base del travetto è inferiore a 7,2 cm e il rapporto calcolato prevede riduzione di resistenza si consiglia di non fissare i connettori.

Se la base del travetto è inferiore a 7,2 cm e il rapporto calcolato non prevede riduzione di resistenza si consiglia di non effettuare il fissaggio a secco ma tramite incollaggio con espansivo chimico (resina).

In tutti i casi differenti da quelli provati la resistenza del connettore viene calcolata per via teorica ed è quindi responsabilità del progettista verificarla.

Esempio di calcolo

Caratteristiche Geometriche (luce travi, sezione trave – soletta, dimensioni e orditura solaio)



Caratteristiche dei materiali e Normativa di Riferimento

- Calcestruzzo travetto esistente tipo C16/20 (**18 cm x h 16 cm**) posti a un interasse di 50 cm l'uno dall'altro;
- Caldana esistente spessore 2 cm con calcestruzzo C16/20;
- Acciaio esistente nel travetto (disposto come armatura inferiore) 2 ϕ 12 in acciaio Feb 32k;
- Acciaio inserito nella nuova soletta collaborante in calcestruzzo strutturale Leca 2 ϕ 12 in acciaio B450C;
- Copriferro considerato pari a 2 cm;
- Calcestruzzo CentroStorico (1500 kg/m³ spessore 5 cm);
- Massetto CentroStorico (1250 kg/m³ spessore 5 cm);
- Pavimento tipo gres spessore 1 cm;
- **Resistenza Caratteristica Connettore CentroStorico $R_k = 12,56$ kN**

Verifica secondo le "Norme tecniche per le costruzioni" 2018.

Il calcolo è stato condotto con l'ipotesi di travi puntellate.

Definizione dei carichi agenti

- G1 = soletta + trave = 2,78 kN/m²;
- G2 = pavimento + massetto + tramezzature interne = 2,20 kN/m²
- Q = carichi di esercizio cat. A (civile abitazione) = 2 kN/m²
- Carichi di progetto allo SLU $q = 4,90$ kN/m
- Carichi di progetto allo SLE (caratteristica rara) $q = 3,50$ kN/m

Sollecitazioni di progetto

Si considera un ipotesi di rigidezza molto bassa agli appoggi, questa è una condizione spesso più vicina alla realtà rispetto al caso di semplice appoggio quando si tratta di solai in laterocemento.

$$M^{+ED} = 8,20 \text{ kNm}$$

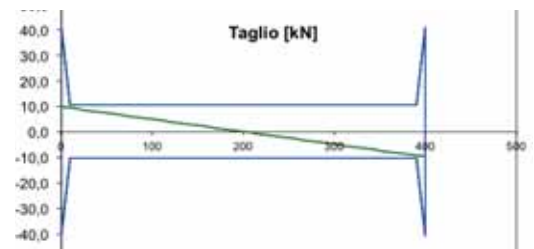
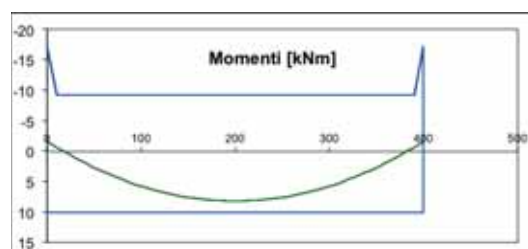
$$M^{-ED} = 1,60 \text{ kNm} (ql^2/48) - \text{rigidezza molto bassa agli appoggi}$$

$$V_{ED} = 10,00 \text{ kN}$$

Verifiche di sicurezza

Le verifiche vengono effettuate calcolando la sezione composta calcestruzzo – calcestruzzo strutturale leggero Leca in condizioni elastiche. In tal modo si confronta in condizioni ultime la resistenza a flessione della sezione composta e la resistenza a taglio in assenza di specifica armatura a taglio, rispetto alle sollecitazioni di progetto. In condizioni di esercizio, si calcolano le deformazioni (con il solaio puntellato), del contributo del carico variabile e del carico massimo. $M^{+RD} = 10,10$ kNm > M^{+ED} - $M^{-RD} = 17,20$ kNm > M^{-ED} - $V_{RD} = 10,40$ kN > V_{ED}

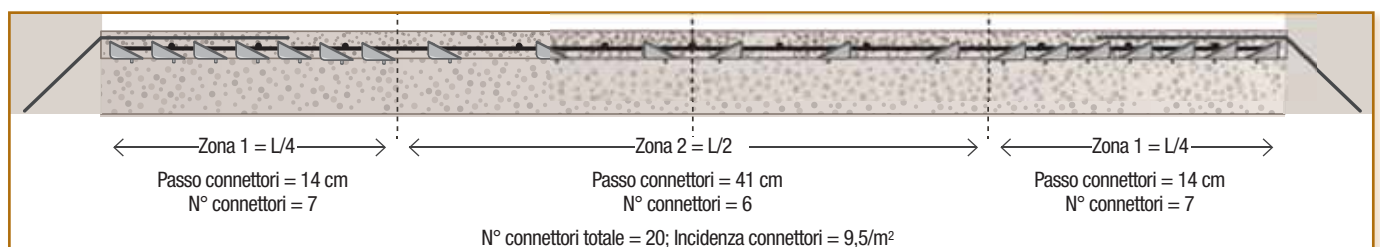
Si riportano qui sotto i grafici del dimensionamento del solaio in latero – cemento esistente, sia con le sollecitazioni di progetto che con le prestazioni resistenti delle sezioni:



Distribuzione connettori

Il calcolo dei connettori è stato condotto sulla base della resistenza allo scorrimento in zona tesa e in zona compressa, in particolare:

Pd (zona compressa) = 10,05 kN Pd (zona tesa) = 7,03 kN



3.6.3.3B Soluzione calcestruzzo-calcestruzzo (interconnessione chimica)

La connessione chimica deve possedere una resistenza di adesione almeno pari alle sollecitazioni taglianti trasmesse dalla nuova soletta in calcestruzzo alla struttura esistente, assicurando una perfetta continuità di tenuta meccanica tra il solaio esistente e la nuova soletta in calcestruzzo consentendo di poter applicare le ipotesi di una **unica sezione complessivamente resistente**.

In particolare, le modalità di calcolo seguite nel solaio composto calcestruzzo – calcestruzzo mediante connessione chimica sono del tutto analoghe a quelle nel caso di connessione meccanica. Sarà necessario individuare la larghezza collaborante da considerare della nuova soletta unita alla caldana esistente, questa dovrà essere presa in conto soltanto se lo spessore del calcestruzzo non è inferiore a 4 cm:

$$B_{efficace} = \min \left\{ i_{travetti}; \max \left[\left(base_{travetto} + \frac{2 \cdot L_{trave}}{10} \right); \left(base_{travetto} + 2 * 5 * sp. \text{ soletta esist. } \right) \right] \right\}$$

Pertanto, sarà necessario calcolare le tensioni tangenziali agenti all'interfaccia soletta esistente – nuova cappa in calcestruzzo mediante il tradizionale approccio elastico secondo la nota espressione del taglio alla Jourawski:

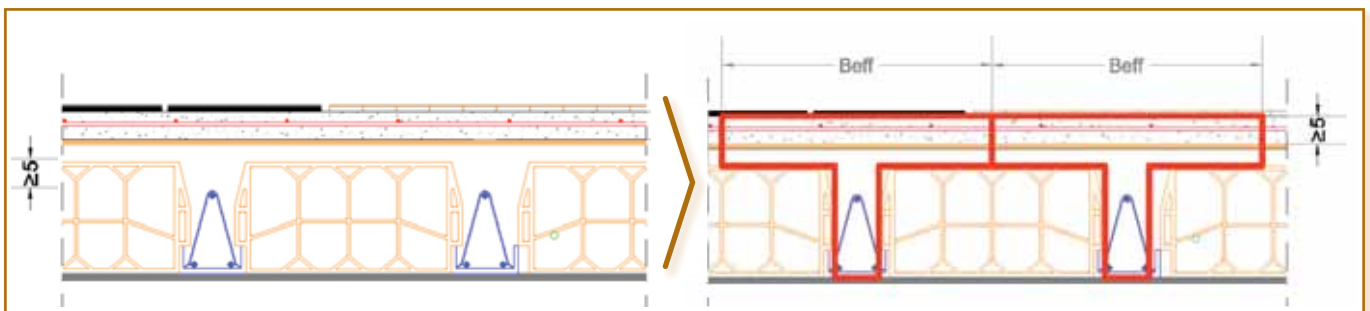
$$\tau_{interfaccia} = \frac{V \cdot S'}{b \cdot J_n}$$

S_{int} = momento statico (sezione parzializzata) della porzione che sottende la corda rispetto alla quale calcolare lo sforzo (rispetto all'asse neutro per determinare τ_{max})

J_n = inerzia dell'intera sezione parzializzata rispetto all'asse neutro;

b = larghezza della corda da considerare.

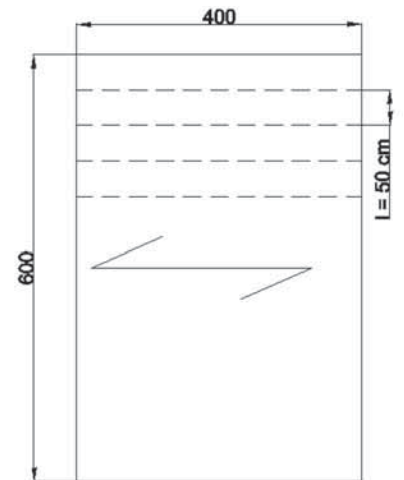
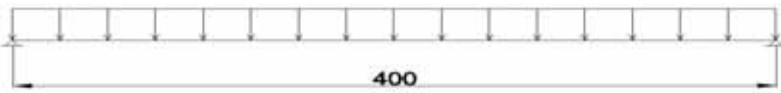
Infine eseguire il confronto di queste tensioni tangenziali agenti con quelle limite e ammissibili del connettore chimico.



Consolidamento chimico: indicazione della nuova sezione collaborante calcestruzzo-calcestruzzo.

Solaio in laterocemento - Esempio di calcolo

Caratteristiche Geometriche (luce travi, sezione trave - soletta, dimensioni e orditura solaio).



Caratteristiche dei materiali e Normativa di Riferimento

- Calcestruzzo travetto esistente tipo C16/20 (18 cm x h 16 cm) posti a un'interasse di 50 cm l'uno dall'altro;
- Caldana esistente spessore 2 cm con calcestruzzo C16/20;
- Acciaio esistente nel travetto (disposto come armatura inferiore) 2Ø12 in acciaio Feb 32k;
- Acciaio inserito nella nuova soletta collaborante in calcestruzzo strutturale Leca 2Ø12 in acciaio B450C;
- Copriferro considerato pari a 2 cm;
- Calcestruzzo CentroStorico (1500 kg/m³ spessore 5 cm);
- Massetto CentroStorico (1250 kg/m³ spessore 5 cm);
- Pavimento tipo gres spessore 1 cm;
- Resistenza Caratteristica all'adesione Connettore CentroStorico chimico > 10 N/mm²

Verifica secondo "Norme tecniche per le costruzioni" 2018.

Il calcolo è stato condotto con l'ipotesi di travi puntellate.

Definizione dei carichi agenti

- G1 = solaio esistente + soletta collaborante = 2,78 kN/m²;
- G2 = pavimento + massetto + tramezzature interne = 2,20 kN/m²
- Q = carichi di esercizio cat. A (civile abitazione) = 2 kN/m²
- Carichi di progetto allo SLU $q = 4,90$ kN/m
- Carichi di progetto allo SLE (caratteristica rara) $q = 3,50$ kN/m

Sollecitazioni di progetto

Si considera un'ipotesi di rigidità molto bassa agli appoggi, questa è una condizione spesso più vicina alla realtà rispetto al caso di semplice appoggio quando si tratta di solai in laterocemento.

$$M^{+ED} = 8,20 \text{ kNm}$$

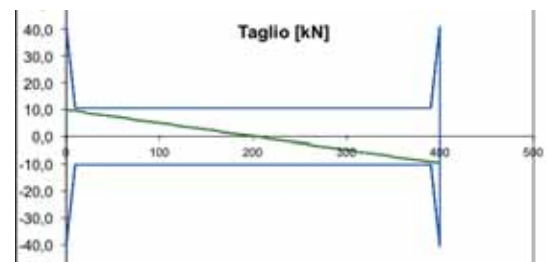
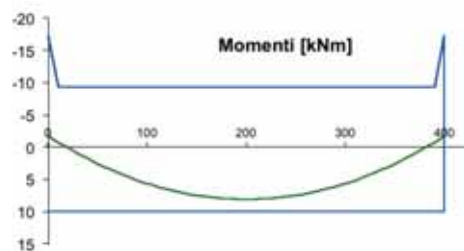
$$M^{-ED} = 1,60 \text{ kNm} (ql^2/48) - \text{rigidezza molto bassa agli appoggi}$$

$$V_{ED} = 9,30 \text{ kN}$$

Verifiche di sicurezza

Le verifiche vengono effettuate calcolando la sezione composta calcestruzzo – calcestruzzo strutturale leggero Leca in condizioni elastiche. In tal modo si confronta in condizioni ultime la resistenza a flessione della sezione composta e la resistenza a taglio in assenza di specifica armatura a taglio, rispetto alle sollecitazioni di progetto. In condizioni di esercizio, si calcolano le deformazioni (con il solaio puntellato), del contributo del carico variabile e del carico massimo. $M^{+RD} = 10,10 \text{ kNm} > M^{+ED} - M^{-RD} = 17,20 \text{ kNm} > M^{-ED} - V_{RD} = 10,40 \text{ kN} > V_{ED}$

Si riportano qui sotto i grafici del dimensionamento del solaio in laterocemento esistente, sia con le sollecitazioni di progetto che con le prestazioni resistenti delle sezioni:

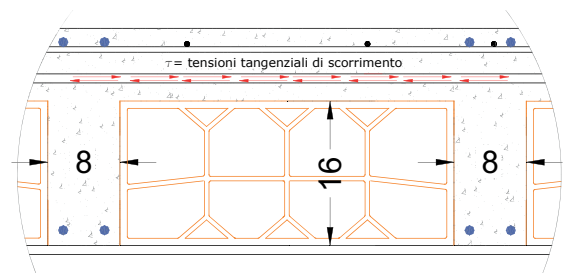


Verifica allo scorrimento del Connettore CentroStorico Chimico

Nell'eseguire la verifica allo scorrimento nuova soletta collaborante – soletta esistente, sarà necessario calcolare le tensioni tangenziali agenti all'interfaccia tra le due parti mediante il tradizionale approccio elastico secondo l'espressione del taglio alla Jourawski: $\tau_{interfaccia} = \frac{V \cdot S}{b \cdot J_{sezione}}$. Infine eseguire il confronto di queste tensioni tangenziali agenti con quelle limite ed ammissibili del connettore chimico.

In tal caso il valore dello scorrimento di progetto risulta essere pari dal calcolo a circa:

$\tau_{interfaccia} = 0,5 \text{ kN/cm} \rightarrow$ distribuito sulla larghezza del travetto (pari a 8 cm in questo caso) si ottiene uno sforzo tangenziale distribuito pari a $0,625 \text{ N/mm}^2$ ben inferiore al valore resistente del connettore CentroStorico Chimico.



3.7 Il sostegno del solaio

Prima del getto della nuova soletta in calcestruzzo può essere necessario prevedere il **sostegno del solaio esistente**; in tal modo si fornisce un **appoggio intermedio alla struttura tale da ridurre la sollecitazione flettente impedendo la traslazione**

verso il basso (per effetto del peso del calcestruzzo in fase di getto).

In questo modo si **evita che la struttura esistente possa essere caricata dal peso proprio del nuovo getto di calcestruzzo**, la cui azione provoca la **formazione di una**

freccia istantanea e permanente.

È possibile intervenire dal **basso** con **puntelli verticali** o dall'**alto** con la **sospensione del solaio**, qualora l'ambiente sottostante non sia accessibile o in servizio.

Si suggerisce l'impiego di **calcestruzzi leggeri strutturali** che, grazie al peso ridotto sino al **40%** rispetto ai tradizionali, consentono di **limitare gli effetti deformativi all'atto del getto** (minore frecce istantanee): in particolare **Calcestruzzo CentroStorico Rapido**, a presa e indurimento rapido, è il nuovo calcestruzzo ideale per risolvere specifiche esigenze quali difficoltà di puntellamento e rapido scasseramento.



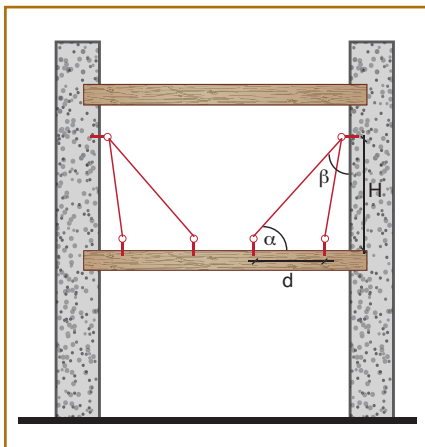
Resistenze meccaniche:

$R_{cm}(2h) > 8 \text{ MPa}$.

$R_{cm}(8h) > 15 \text{ MPa}$.

$R_{cm}(24h) > 20 \text{ MPa}$.

$R_{ck} = 25 \text{ MPa}$.



Sostegno del solaio dall'alto.

Dimensionamento dei tiranti

Nel dimensionamento dei tiranti si considera, come ipotesi di base, la capacità del solaio esistente di sostenere il peso proprio; i tiranti dovranno quindi essere dimensionati per portare il peso del nuovo getto in calcestruzzo allo "stato fresco".

Esempio di calcolo

Caratteristiche del solaio

- Assito spessore 2,3 cm in legno tipo abete;
- Dimensioni del solaio 4x5 m $\rightarrow A = 20 \text{ m}^2$;
- Interasse travetti 50 cm
- Calcestruzzo leggero tipo Calcestruzzo CentroStorico ($\rho = 1650 \text{ Kg/m}^3$ in opera)
- Spessore soletta 5 cm

Ipotesi di calcolo

- Tiranti in acciaio $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di sicurezza $\gamma_m = 1,5$
- Diametro dei tiranti $\Phi 5 \text{ mm} \rightarrow A_s = 19,6 \text{ mm}^2$
- Posizione degli ancoraggi $H = 2,5 \text{ m}$ $d = 1,7 \text{ m}$
- Coefficiente di sicurezza $\gamma_{\text{sistema}} = 1,25$ del sistema dimensionamento

Carico totale da sostenere $N_{Ed} = 16,5 \text{ KN}$

Carico massimo per singolo tirante

Inclinazione del tirante:

$$\alpha = \arctan(H/d) = 59^\circ$$

$$\beta = \arctan(d/H) = 31^\circ$$

Componenti delle massime azioni sulla connessione nel legno

$$T_y = N_{Rd} = 2,47 \text{ KN}$$

$$T_x = 1,48 \text{ KN}$$

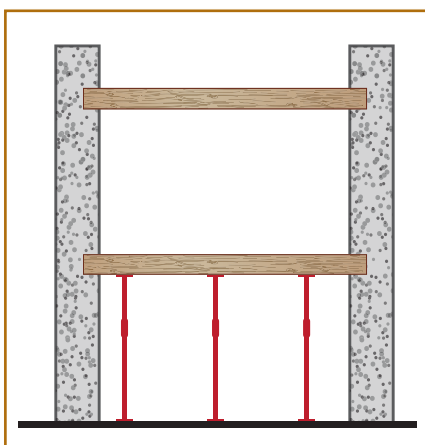
Componenti delle massime azioni sui tasselli nella muratura

$$T_x \text{ (estrazione)} = 1,48 \text{ KN}$$

$$T_y \text{ (taglio)} = 2,47 \text{ KN}$$

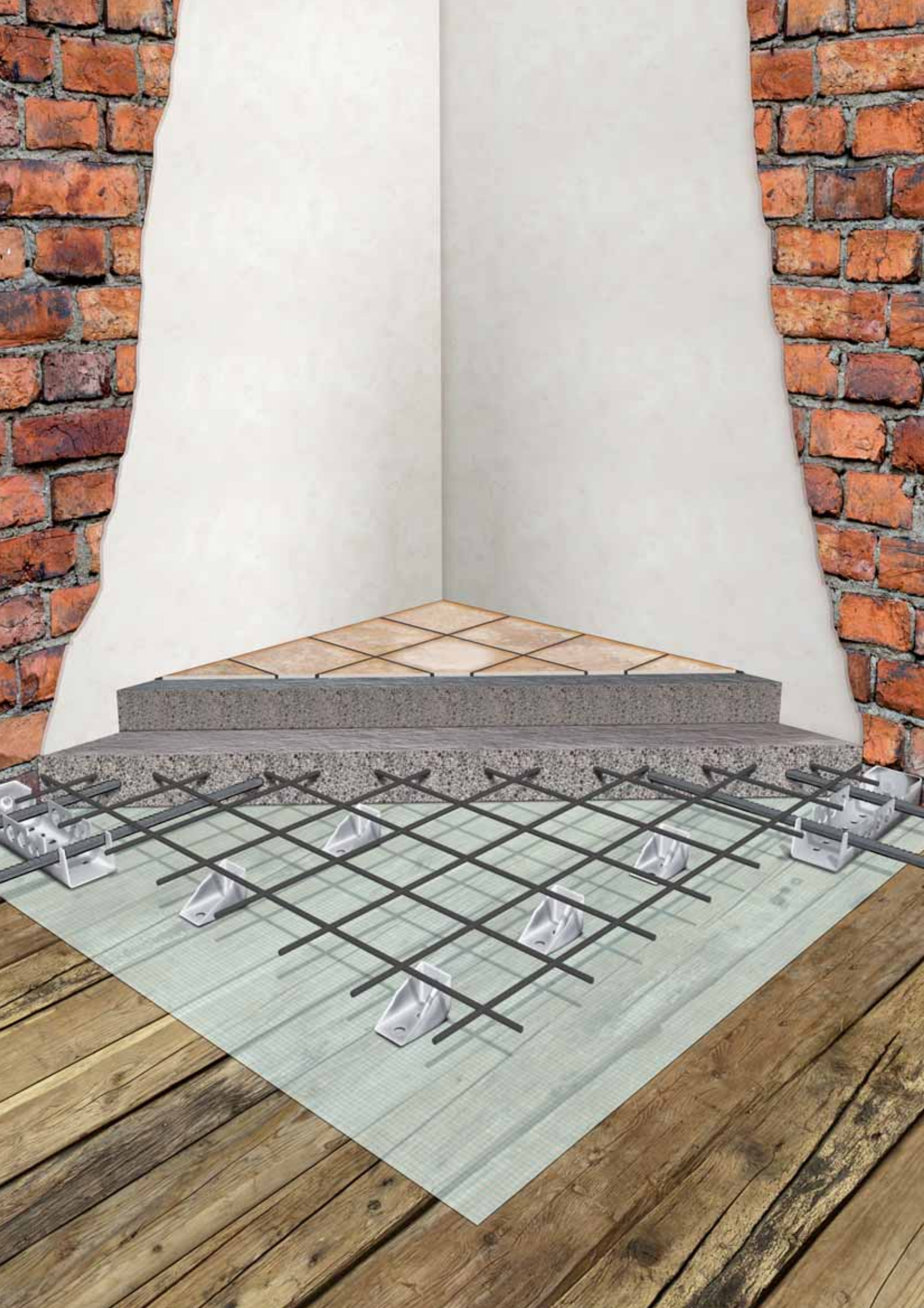
Numero di tiranti $N_{Ed}/N_{Rd} = 6,68 \rightarrow 8$ tiranti

Conclusione: si dovranno tirantare almeno 4 travetti, ciascuno con due tiranti agganciati a non più di 1,7 m dal muro perimetrale e a un'altezza di 2,5 m.



Sostegno del solaio dal basso.





IL CONSOLIDAMENTO ANTISISMICO

4



4.1 I principi di progettazione in zona sismica

Il comportamento di una struttura durante un evento sismico dipende oltre che dalle caratteristiche dell'azione sismica, anche dalla qualità della struttura stessa (funzione della tipologia strutturale), dalla procedura di progettazione, dal dettaglio degli elementi strutturali e dalla cura realizzativa. Nel seguente capitolo (lasciando ai manuali specialistici la trattazione più particolareggiata) si affronteranno i principi che stanno alla base della progettazione sismica degli edifici, ricordando i concetti base di dinamica delle strutture e l'approccio progettuale di tipo prestazionale oggi richiesto, evidenziando per quest'ultimo le sue potenzialità.

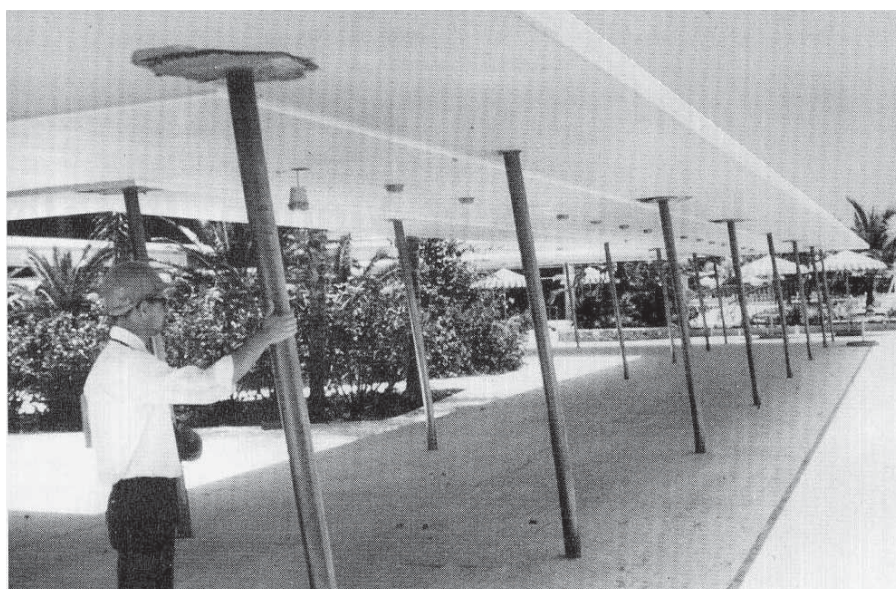
4.1.1 Concetti base di dinamica delle strutture

Nella descrizione degli aspetti elementari della risposta di un edificio soggetto al moto del terreno, si farà riferimento ad un semplice sistema ad un grado di libertà costituito da una massa m sostenuta da un piedritto elastico di massa trascurabile e rigidità k , deformabile solo nel piano della figura.

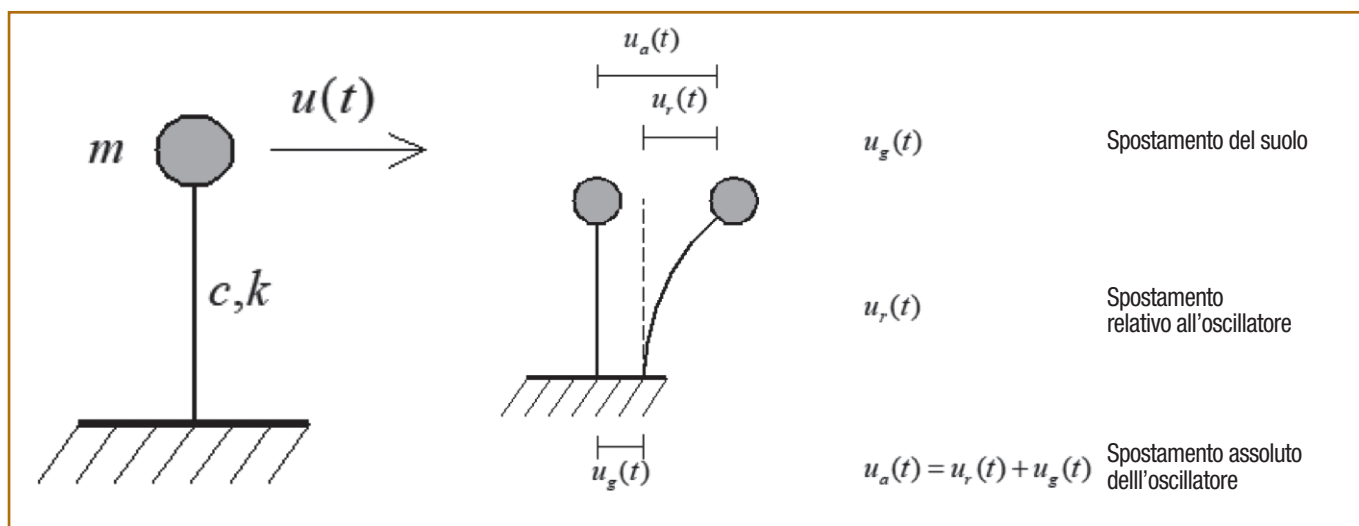
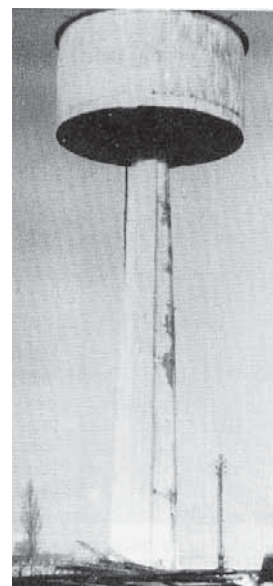
Il sistema così descritto, non è in realtà rappresentativo di strutture di pratico interesse, tuttavia vista la sua semplicità, permette di dare un significato intuitivo ai parametri che descrivono il comportamento dinamico della struttura durante un evento sismico. Tale sistema infatti approssima in maniera adeguata il comportamento di

strutture facilmente riconducibili a sistemi ad un grado di libertà quali ad esempio, edifici ad un solo piano con un tetto pesante o serbatoi sospesi.

La dissipazione del sistema nel suo moto sarà definita da uno smorzatore viscoso di costante c .



Idealizzazione struttura reale come sistema ad un grado di libertà.



Introduciamo inoltre l'ipotesi che gli spostamenti del sistema rispetto al terreno, si mantengano piccoli rispetto all'altezza h della struttura.

Nelle condizioni descritte, la massa può compiere rispetto al terreno solo spostamenti orizzontali nel modo indicato in figura. Sia quindi $u_a(t)$ lo spostamento in sommità del sistema ad un grado di libertà.

Quando il terreno compie degli spostamenti orizzontali $u_g(t)$ nel piano della figura, la massa m si mette anch'essa in movimento per effetto della forza di richiamo elastico esercitata dal piedritto elastico e della forza esercitata dallo smorzatore viscoso. Considerando k la costante elastica del piedritto, allora $k \cdot u$ sarà la reazione esercitata dai sostegni sulla massa, mentre $c \dot{u}$ la reazione esercitata dallo smorzatore sulla massa, dove u è la velocità relativa del terreno.

Relativamente ad un evento sismico, è di nostro interesse determinare lo spostamento $u_a(t)$ della massa, nota la funzione di eccitazione espressa in termini di accelerazione del suolo $\ddot{u}_g(t)$ e delle costanti del sistema m , k e c .

Le forze che agiscono sul sistema sono quindi:

- **Forza d'inerzia:** $m(\ddot{u}_r(t) + \ddot{u}_g(t))$
- **Forza di dissipazione viscosa:** $c\dot{u}$
- **Forza di richiamo elastico:** ku

Il moto del sistema sarà quindi governato dall'equazione:

$$m\ddot{u}_a(t) + c\dot{u}_r(t) + ku_r(t) = 0$$

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad ; \quad u(t) \equiv u_r(t)$$

Più comunemente questa espressione si trova scritta in una forma che mette in evidenza i seguenti aspetti:

1. La **frequenza propria** ω da cui si ricava il **periodo naturale** T dell'oscillatore (caratteristica dinamica più importante di un sistema che ci consente di ottenere informazioni circa il modo con cui il sistema risponde quando sollecitato da vibrazioni del terreno);
2. Lo **smorzamento relativo al critico** ε , ovvero quel valore di smorzamento viscoso per il quale un sistema, disturbato dal suo stato di quiete, oscilla con ampiezze decrescenti. Per le strutture in C. A. e quelle in muratura per esempio sarà intorno al 5%, mentre per le strutture in acciaio intorno al 2%.

A partire da questo si determina la soluzione dell'equazione del moto mediante integrazione (integrale di Duhamel) sino alla definizione dello spostamento relativo del sistema. Noto pertanto il moto della struttura si determinano le azioni interne necessarie per progettare e/o verificare la struttura oggetto di intervento.

L'approccio solitamente seguito nell'ingegneria sismica è quello di definire per ogni istante di tempo, nota la rigidità k del sistema, una **forza statica equivalente** tale che, applicata al sistema, induca spostamenti uguali a quelli calcolati risolvendo l'equazione del moto; le azioni interne sono quindi calcolate ad ogni istante di tempo con un'analisi statica della struttura soggetta alla forza equivalente.

Generalmente non è però necessario calcolare la forza statica equivalente ad ogni istante di tempo, ma **è sufficiente conoscere la massima forza agente sul sistema durante l'azione del sisma.**

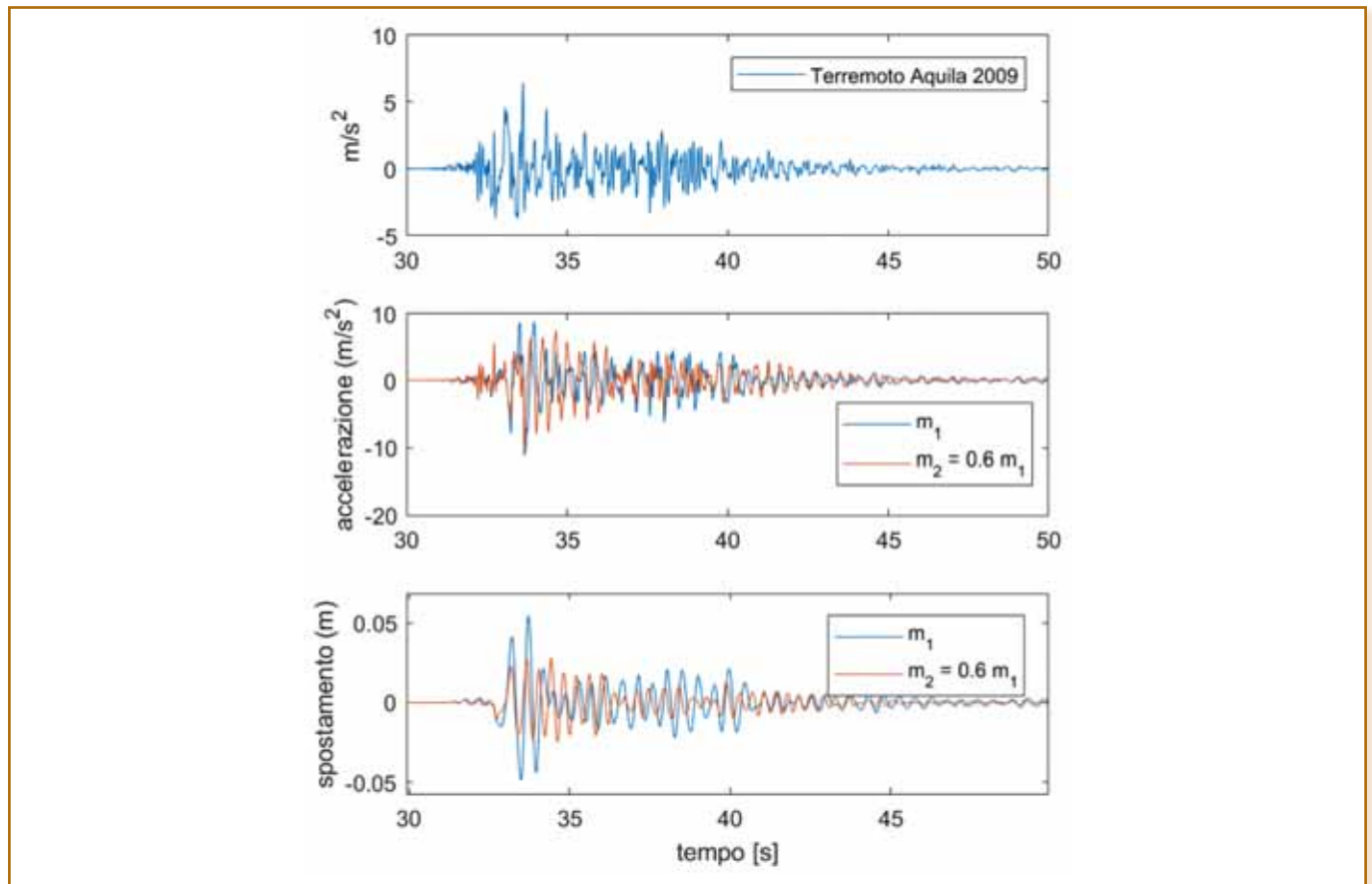
$$F_{max}^s = m\omega^2 u^{max} = ma^{max}$$

Dall'espressione qui sopra riportata si comprende come, per valutare l'effetto di un sisma, possa essere utile conoscere lo spostamento o la pseudo – accelerazione massimi indotti da questo su diversi sistemi ad un grado di libertà, ovvero al variare del periodo proprio del sistema, essendo quest'ultimo l'elemento caratterizzante il sistema stesso.

Questo è possibile realizzando gli spettri di risposta elastici, ricordando che lo spettro di risposta elastico è un diagramma le cui ordinate corrispondono alla massima ampiezza di un parametro di risposta (spostamento, pseudo – velocità o pseudo – accelerazione) in funzione del periodo proprio e dello smorzamento relativo del sistema elastico ad un grado di libertà.

Interessante notare le storie temporali qui sotto riportate per il **terremoto de L'Aquila del 2009**, nelle tre figure qui sotto sono riportate rispettivamente:

- La storia temporale in termini di accelerazione dell'evento sismico;
- La risposta del sistema in termini di accelerazione confrontando l'equazione del moto al variare della massa applicata (una massa pari ad m e l'altra considerando una massa sino al 40% inferiore, ovvero $0.6 m$);
- Integrando due volte l'equazione del moto si ottiene la risposta anche in termini di spostamento.



Questo confronto anticipa quello che verrà affrontato nel cap. 4.4 in termini di trasformazione del problema sismico in quello di forze statiche equivalenti applicate, verrà infatti descritto il ruolo dei **calcestruzzi leggeri strutturali e massetti leggeri in zona sismica** evidenziando il **vantaggio delle soluzioni leggere** rispetto a quelle di tipo tradizionale.

I vantaggi di cui sopra sono stati qui tradotti in termini di storia temporale dell'azione sismica, infatti si notano **valori inferiori dell'azione di picco impiegando all'interno dell'equazione del moto delle masse inferiori** (0.6 volte un valore di massa prefissato) a **parità di tutte le altre condizioni al contorno** (rigidezza e smorzamento viscoso del sistema).

4.1.2 – Gerarchia delle resistenze e criteri prestazionali applicati agli edifici

Si ritiene opportuno nell'ottica di progettazione per azioni sismiche ricordare l'approccio che viene indicato.

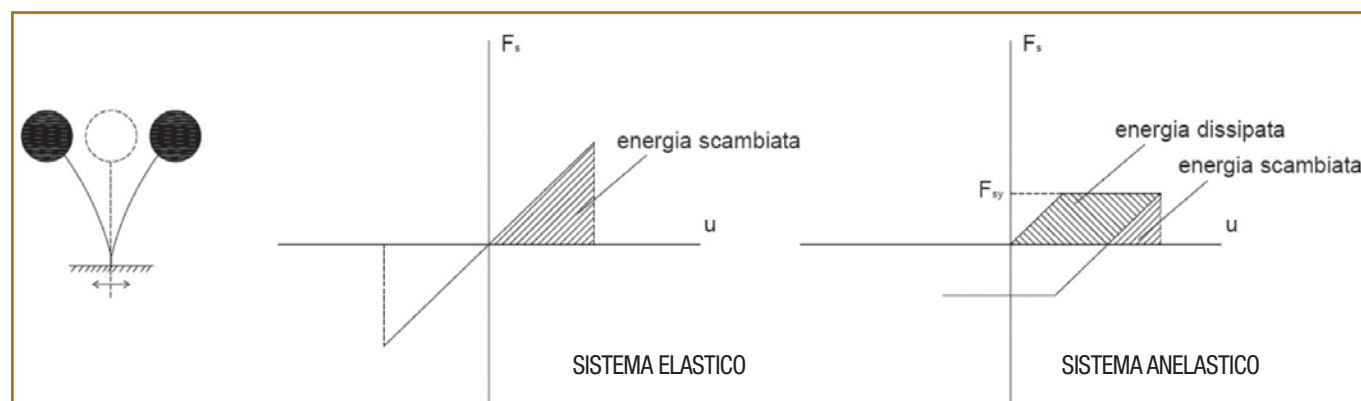
Infatti, ormai da diversi anni, si è abbandonato un approccio alle **tensioni ammissibili** nel quale il calcolo si basa nella determinazione di tensioni prodotte nella struttura per effetto delle azioni applicate, nell'ipotesi di materiali omogenei, isotropi e comportamento elastico - lineare, verificando puntualmente che queste tensioni siano inferiori ad alcuni valori tensionali ammissibili (queste ottenute dividendo le tensioni di rottura del materiale per un coefficiente di sicurezza).

L'approccio di tipo prestazionale ottenuto mediante il **metodo semiprobabilistico agli stati limite** consente (a differenza del metodo deterministico delle TA):

- Considerare diversi livelli di sicurezza (SLU e SLE, se considerassi l'azione sismica SLC, SLV, SLD, SLO);
- Il metodo diviene valido anche al di fuori del comportamento elastico - lineare (possibile considerare il comportamento anelastico delle strutture);
- Si possono considerare le incertezze legate alle resistenze dei materiali e alle azioni agenti non riferendo tali incertezze soltanto ad un unico coefficiente di sicurezza;
- Il metodo delle TA tiene conto della proporzionalità tensioni - sollecitazioni - forze sino al raggiungimento delle condizioni ultime, non presente quando le sezioni entrano in campo anelastico;
- Si possono differenziare gli effetti prodotti dalle forze rispetto a quelli prodotti dalle distorsioni.

In particolare, la possibilità di riferire il metodo anche al di fuori del comportamento elastico - lineare rappresenta uno degli elementi di maggiore rilevanza nella progettazione per azioni sismiche.

Considerando infatti un oscillatore ad un grado di libertà eccitato alla base, rappresentiamo qui sotto la **risposta elastica rispetto a quella anelastica**:



Si nota immediatamente che il sistema anelastico (quello di destra) presenta una capacità inferiore rispetto al sistema elastico, entrando in campo non lineare oltre il limite di resistenza elastica F_{sy} , subisce pertanto delle deformazioni irreversibili tali per cui **l'energia trasmessa dal sisma viene in parte dissipata come energia di deformazione ed in parte scambiata sotto forma di energia cinetica del sistema**. Considerando il carattere oscillatorio del sisma significa che questa energia di deformazione verrà dissipata in **numerosi cicli**, detti isteretici. Questa capacità di dissipare energia, consente alle strutture di sopportare eventi sismici anche di elevata intensità pur avendo una limitata resistenza, grazie alla notevole capacità di smorzamento. Occorre puntualizzare che in questo caso si sta parlando di **smorzamento isteretico** e non viscoso elastico, il cui contributo nella progettazione per azioni sismiche risulta potenzialmente molto più elevato perché legato alle capacità dissipative della struttura e dei materiali in gioco.

Nella progettazione per azioni sismiche la grandezza principale della progettazione stessa diviene pertanto la **domanda di spostamento** e non il rapporto tra la forza agente e quella resistente, una volta che la struttura è entrata in campo anelastico.

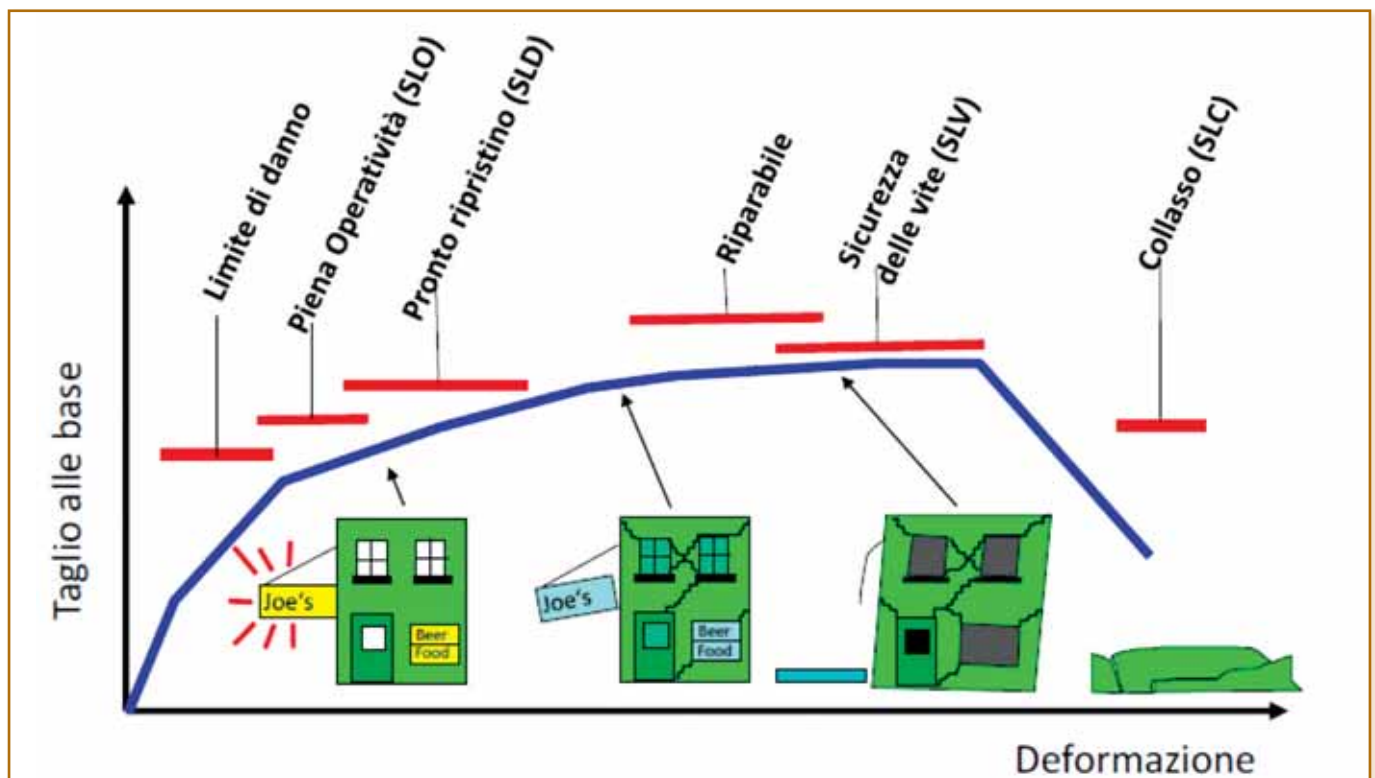
Sarà necessario progettare la struttura tenendo conto di "controllare" il danneggiamento favorendo rotture di tipo duttile piuttosto che comportamenti di natura fragile, introducendo in tal modo criteri di sovra - resistenza nei quali la progettazione degli elementi fragili viene affrontata riferendosi ad altri elementi della struttura piuttosto che alle azioni esterne (per esempio in un telaio in C. A. comportamento di trave debole - colonna forte). Quest'ultimo costituisce il principio di base per la progettazione secondo gerarchia delle resistenze.

Si riporta qui sotto l'approccio prestazionale di progettazione per azioni sismiche declinato alle varie tipologie di opere (ordinarie, rilevanti e strategiche) al variare della severità dell'evento sismico secondo i vari periodo di ritorno, correlati alle prestazioni attese (diversi stati limite).

Si riporta inoltre il **Performance Based Design da Ron Hamburger**, il quale mette in evidenza quanto detto in precedenza in merito al controllo del livello di danneggiamento per un edificio da progettare in zona sismica su diversi livelli di sicurezza.

Severità terremoto \ Prestazione attesa	Operatività	Agibilità Immediata	Riparabilità	Salvaguardia della Vita	Prevenzione al collasso
Frequente (43 anni)	a	b	c	Prestazione inaccettabile	Prestazione inaccettabile
Occasionale (72 anni)	d	e	f	Prestazione inaccettabile	Prestazione inaccettabile
Raro (475 anni)	g	h	i	l	m
Molto Raro (975 anni)	n	o	p	q	r
Eccezionale (2475 anni)	s	t	u	v	z

↔ Opere ordinarie
 ↔ Opere rilevanti
 ↔ Opere strategiche



4.2 La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti

Gli **interventi di consolidamento strutturale** dei solai esistenti andranno progettati in accordo alle indicazioni contenute nelle “**Norme Tecniche per le Costruzioni**” di cui al D.M. 17/01/2018 (nel seguito più brevemente indicate come “N.T.C. 2018”) e le rispettive Istruzioni contenute nella **Circolare applicativa** del 02/02/2009”.

Nel caso di interventi su **solai e orizzontamenti esistenti** bisogna primariamente distinguere le tipologie e le finalità di intervento (ad es. per sicurezza strutturale, per riparazione di elementi isolati, etc.) e capire come perseguire la **valutazione della sicurezza** nel caso di “costruzioni esistenti”.

Si definisce “**costruzione esistente**” quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di

intervento, la struttura completamente realizzata. In ogni caso andrà previsto l’impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall’affidabilità dell’informazione disponibile oltre che l’uso, nelle verifiche di sicurezza, di adeguati “**fattori di confidenza**”; questi ultimi modificano i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali.

Aspetto di estrema importanza legato alla “valutazione della sicurezza” in costruzioni esistenti è rappresentato dalla **progettazione degli interventi** che potranno essere eseguiti con riferimento ai soli “**SLU**” (stati limite ultimi); nel caso si effettui la verifica anche nei confronti degli “**SLE**” (stati limite di esercizio) i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.

La “**valutazione della sicurezza**” va comunque condotta anche in presenza di:

- **cambio della destinazione d’uso** della costruzione o parti di essa;
- **variazione significativa dei carichi variabili** e/o classe d’uso della costruzione;
- in presenza di **interventi** non dichiaratamente strutturali **che possano in qualche modo interagire**, anche solo in parte, **con elementi aventi funzione strutturale**.

Se le circostanze sopra descritte riguardano **porzioni limitate della costruzione**, la “valutazione della sicurezza” potrà essere limitata agli **elementi interessati e a quelli con essi interagenti** tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale.

Cambio di destinazione d’uso e/o dei carichi variabili



Interventi interni non strutturali (es. abbattimento tramezzature)



Diminuzione delle rigidezze di piano.

4.2.1 Categorie di intervento (Rinforzi locali, Miglioramento, Adeguamento)

Le categorie d’intervento possono essere così individuate:

1) **Interventi di ADEGUAMENTO** atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle N.T.C. 2018.

2) **Interventi di MIGLIORAMENTO** atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle N.T.C. 2018.

3) **RIPARAZIONI o INTERVENTI LOCALI** che interessino elementi isolati e comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Gli interventi di **adeguamento** e **miglioramento** devono essere sempre e comunque sottoposti a **collaudo statico**.

Il modello per la “**valutazione della sicurezza**” dovrà essere definito e giustificato dal Progettista, caso per caso, attraverso:

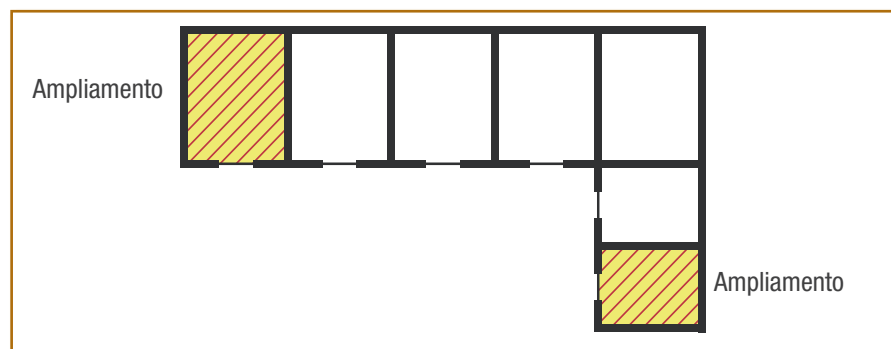
- la redazione del **progetto** tramite un'adeguata Analisi Storico - Critica;
- il **rilievo geometrico** completo e dettagliato;
- la **caratterizzazione meccanica dei materiali** dell'edificio esistente, da cui sarà possibile definire i diversi livelli di conoscenza dell'intervento.

Interventi di adeguamento

Gli interventi di adeguamento si classificano secondo **quattro** diverse tipologie:



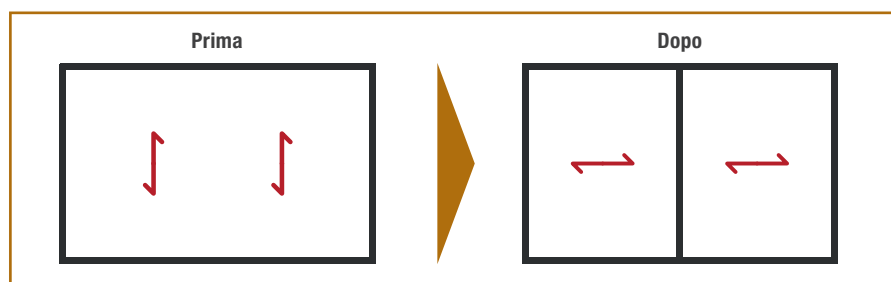
1. **Sopraelevazione** della costruzione.



2. **Ampliamento** della costruzione mediante opere strutturalmente connesse all'esistente.



3. **Variazioni di classe e/o destinazione d'uso** che comportino **incrementi dei carichi** (permanentemente portati e variabili accidentali) in fondazione **superiori al 10%** (resta fermo comunque l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione).

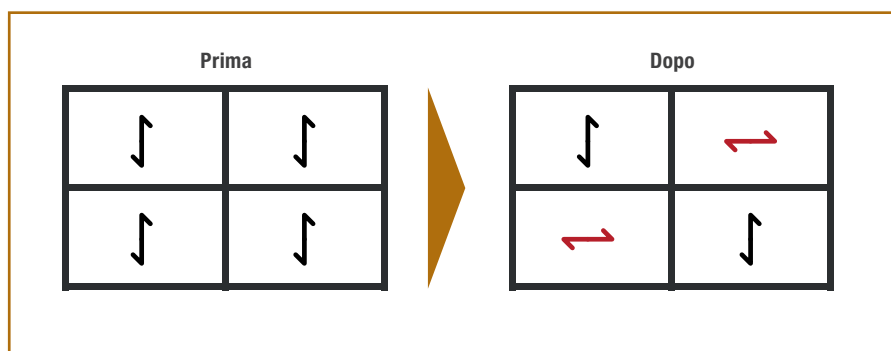


4. **Interventi strutturali** volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino a un organismo edilizio diverso dal precedente.

Interventi di miglioramento

Gli interventi di miglioramento sono quelli finalizzati ad **accrescere la capacità di resistenza delle strutture** esistenti alle azioni considerate.

Il progetto e la valutazione della sicurezza dovranno essere estesi a **tutte le parti della struttura potenzialmente interessate** da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.



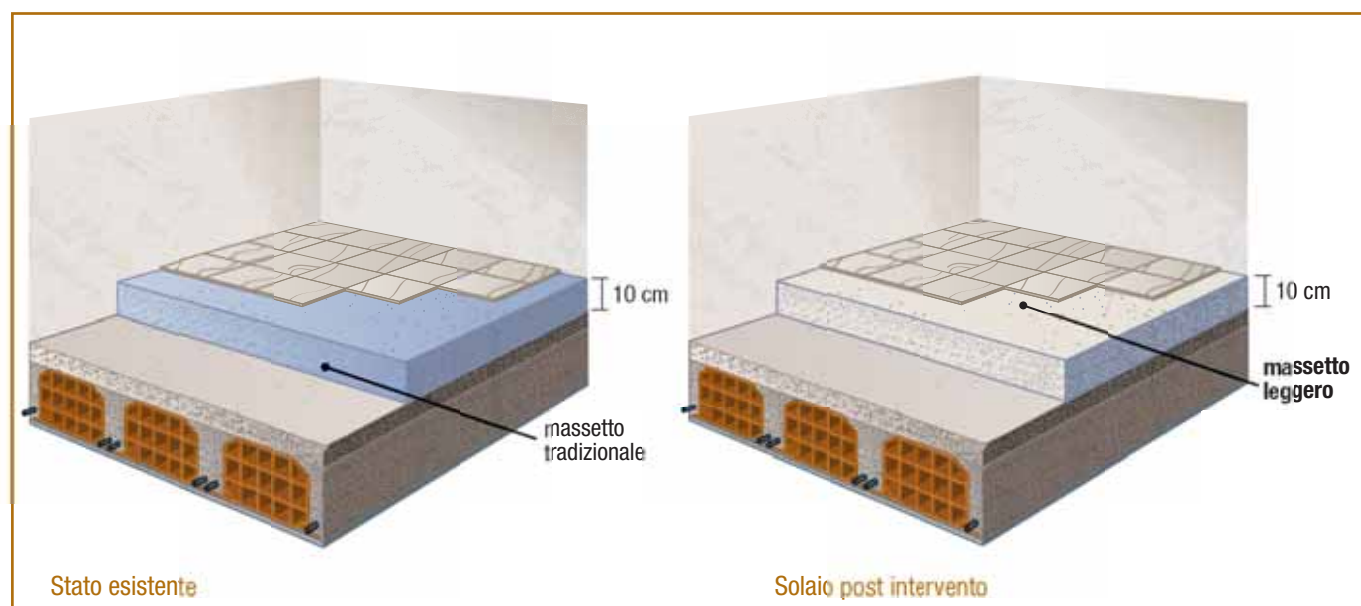
Migliore distribuzione delle rigidità dei solai, finalizzato alla regolarità in pianta.

Interventi di riparazione e/o locali

Gli interventi di riparazione e/o locali riguardano generalmente le **singole parti e/o elementi della struttura**, che interesseranno porzioni limitate della costruzione.

Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati; a titolo di **esempio** possono rientrare in questa categoria anche la **sostituzione di coperture e solai**,

solo a condizione che ciò non comporti una variazione significativa di rigidezza nel proprio piano, importante ai fini della ridistribuzione di forze orizzontali, né aumento dei carichi verticali statici.



Esempio: rimozione del sottofondo e la formazione di un nuovo massetto di finitura.

L'impiego di massetti leggeri Lecamix consente di ridurre significativamente il peso proprio complessivo sino al **50%** rispetto ad una soluzione tradizionale, a favore di un **eventuale** aumento dei carichi accidentali e/o permanenti portati.

Nella realizzazione di una soletta collaborante in solai misti tipo legno-calcestruzzo, calcestruzzo-calcestruzzo, acciaio-calcestruzzo è utile individuare alcune **specifiche tecniche di progetto**:

- la **resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo**, nel caso di elementi piani (come solette) gettati in opera e con spessori minori di 50 mm, va **ridotta a 0,80 fcd**;
- i **getti integrativi di strutture prefabbricate** devono avere uno spessore non inferiore a 40 mm, essere dotati di un'armatura di ripartizione a maglia incrociata e va verificata la trasmissione

delle azioni di taglio fra elementi prefabbricati e getto di completamento;

- per le **travi miste acciaio-calcestruzzo** lo spessore della soletta collaborante non deve essere inferiore a 50 mm e lo spessore della piattabanda della trave di acciaio cui è collegata la soletta non deve essere inferiore a 5 mm.

Per le strutture tipo **lamiera grecate**, l'altezza complessiva del solaio composto non deve essere minore di 80 mm e lo spessore del calcestruzzo hc al di sopra dell'estradosso delle nervature della lamiera non deve essere minore di 40 mm. Se la soletta realizza con la trave una **membratura**

composta, oppure è utilizzata come **diagramma orizzontale**, l'altezza complessiva non deve essere minore di 90 mm ed hc non deve essere minore di 50 mm.

Gli **orizzontamenti** possono essere considerati **infinitamente rigidi nel loro piano** a condizione che vengano realizzati secondo gli spessori minimi indicati nei punti precedenti e che risultino **adeguatamente collegati alla struttura esistente** in legno/acciaio/calcestruzzo tramite appositi **sistemi di interconnessione a taglio** di tipo meccanico e/o chimico.



4.2.2 Livelli di conoscenza e analisi storico - critica

Nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse ed è quindi complesso prevedere regole specifiche per tutti i casi.

Il modello per la valutazione della sicurezza dovrà pertanto essere definito e giustificato dal progettista, caso per caso, in relazione al comportamento strutturale atteso.

Sarà necessario come visto nel precedente 4.2.1:

- **Effettuare un'adeguata analisi storico – critica;**
- **Un rilievo geometrico – strutturale dettagliato;**
- **Caratterizzazione meccanica dei materiali;**
- **Definire i diversi livelli di conoscenza.**

Analisi storico – critica

Soprattutto per gli edifici in muratura, sia in presenza che in assenza di documentazione parziale dell'edificio esistente, prima di procedere alle indispensabili operazioni di rilievo geometrico, è opportuno svolgere delle considerazioni legate allo sviluppo storico del quartiere in cui l'edificio è situato. Basandosi su testi specialistici, cercando di acquisire informazioni sugli aspetti urbanistici e storici che ne hanno condizionato e guidato lo sviluppo, si ottengono aspetti di interesse per l'edificio in esame.

La ricostruzione della storia edificatoria dell'edificio, consentirà anche di verificare quanti e quali terremoti esso abbia subito in passato. Questa sorta di valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio rispetto ai terremoti passati è di notevole utilità.

Rilievo geometrico – strutturale

Rappresenta un passo fondamentale nell'acquisizione dei dati necessari per mettere a punto un modello di calcolo accurato di un edificio esistente.

Il rilievo dovrà essere finalizzato alla definizione delle caratteristiche geometriche esterne dell'edificio ponendo l'attenzione ai dettagli costruttivi.

La rappresentazione dei risultati del rilievo

dovrà essere effettuata attraverso piante, sezioni, prospetti e particolari costruttivi di dettaglio.

Caratterizzazione meccanica dei materiali

L'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ ma anche sulla base di indagini sperimentali.

Le indagini dovranno essere giustificate per tipologia e quantità dal loro effettivo impiego nelle verifiche.

I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base di indagini e prove effettuate sulla struttura, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni.

Livelli di conoscenza

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei **fattori di confidenza** da impiegare nelle verifiche di sicurezza, si distinguono tre livelli di conoscenza, ordinati per informazione crescente:

- **LC1** nel caso siano stati effettuati il **rilievo geometrico**, verifiche in situ **limitate** sui **dettagli costruttivi** ed indagini in situ **limitate** sulle **proprietà dei materiali**, in questo caso il corrispondente fattore di confidenza **FC = 1.35**;
- **LC2** nel caso siano stati effettuati il **rilievo geometrico**, verifiche in situ **estese ed esaustive** sui **dettagli costruttivi** ed indagini in situ **estese** sulle **proprietà dei materiali**, in questo caso il corrispondente fattore di confidenza **FC = 1.20**;
- **LC3** nel caso siano stati effettuati il **rilievo geometrico**, verifiche in situ **estese ed esaustive** sui **dettagli costruttivi** ed indagini in situ **esaustive** sulle **proprietà dei materiali**, in questo caso il corrispondente fattore di confidenza **FC = 1.00**.

Nel caso degli edifici in muratura i valori sono riportati nella tabella C8A.2.1 della circolare applicativa 617 del 2009 e nello specifico:

• LC1

- **Resistenze** si prendono i valori minimi degli intervalli riportati;
- **Moduli elastici** si prendono i valori medi degli intervalli riportati.

• LC2

- **Resistenze** si prendono i valori medi degli intervalli riportati;
- **Moduli elastici** si prendono i valori medi degli intervalli riportati.

• LC3 (A, B e C)

- **LC3 A (caso di tre o più prove sperimentali)**

- **Resistenze** si prendono le medie dei risultati delle prove;
- **Moduli elastici** si prendono i valori medi delle prove oppure media dell'intervallo.

- **LC3 B (caso di due valori sperimentali)**

- **Resistenze** si prende il valore medio dell'intervallo riportato se la media dei risultati delle prove è contenuta nell'intervallo riportato, il valore massimo riportato nell'intervallo se il valore medio delle prove supera quello indicato nell'intervallo stesso ed il valore medio delle prove se questo è inferiore a quello riportato nell'intervallo;
- **Moduli elastici** si prendono i valori medi delle prove oppure media dell'intervallo.

- **LC3 C (caso di un valore sperimentale)**

- **Resistenze** si prende il valore medio dell'intervallo riportato se il valore delle prove è contenuto nell'intervallo riportato oppure superiore, il valore delle prove se questo risulta inferiore al valore minimo dell'intervallo riportato;
- **Moduli elastici** si prendono i valori medi delle prove oppure media dell'intervallo.

Si riportano per completezza e chiarezza di sintesi anche le tabelle C8A.1.1, C8A.1.2, C8A.2.1 e C8A.2.2 rispettivamente per strutture in muratura e C. A.

Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell’informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3			Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Tabella C8A.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessioni trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

* Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

4.3 Il ruolo dei diaframmi di piano nella sicurezza antisismica degli edifici

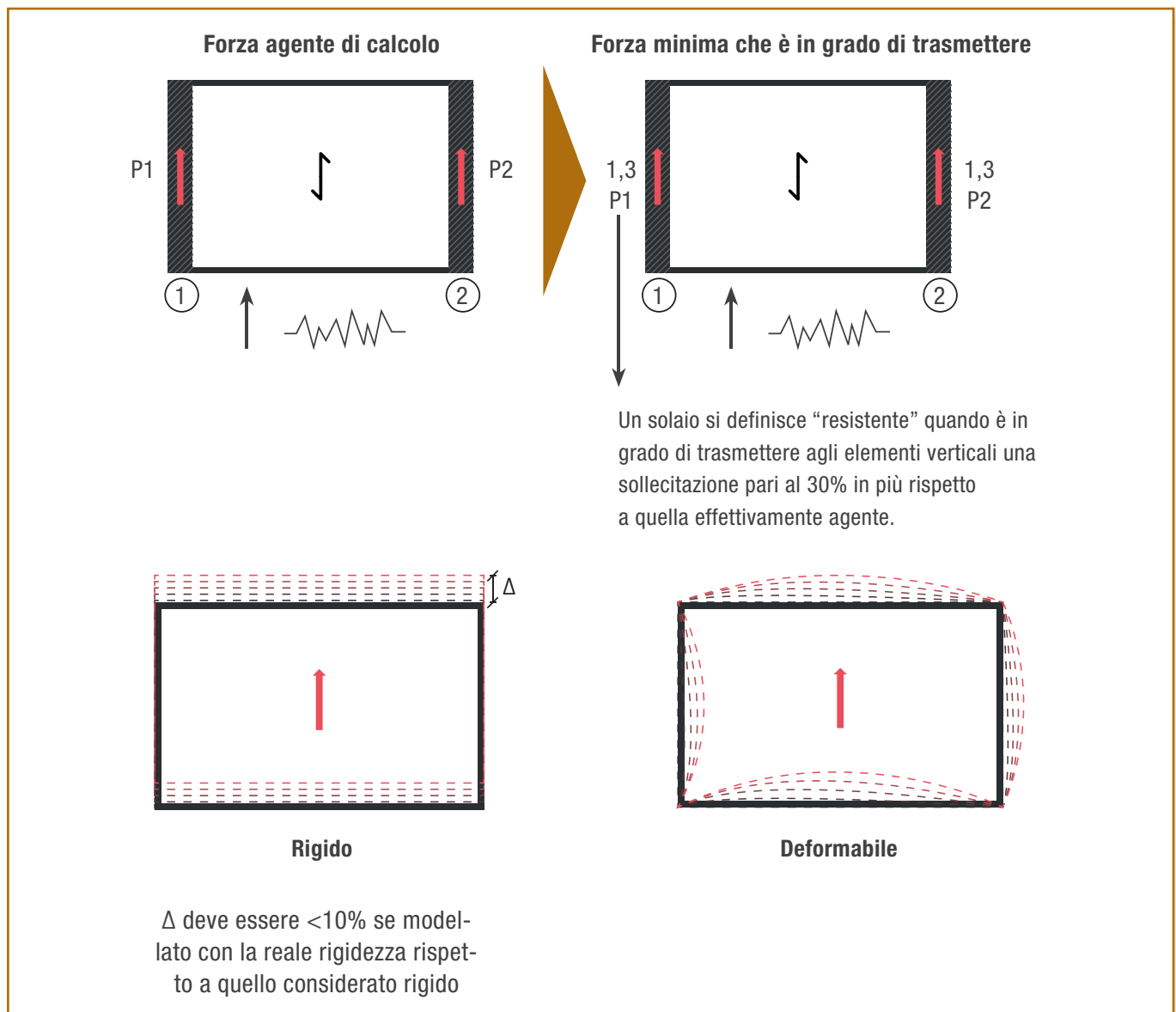
I diaframmi orizzontali (solai) all'interno dell'involucro "edificio" svolgono un ruolo fondamentale durante l'evento sismico. Ad essi è generalmente affidato il compito di ridistribuire le forze di inerzia indotte dal sisma sugli elementi verticali e di assicurare che gli elementi resistenti al sisma collaborino nel sopportare l'azione orizzontale.

Per assolvere a questa esigenza i solai devono essere sufficientemente **RESISTENTI** e predisporre di un'adeguata **RIGIDEZZA** di piano.

La sufficiente **RESISTENZA** è necessaria per cautelarsi contro eventuali danni indotti dalle forze di inerzia nell'orizzontamento. Il

diaframma dev'essere in grado di trasmettere agli elementi resistenti al sisma le forze risultanti amplificate del 30%.

Una sufficiente **RIGIDEZZA** nel piano dei solai è invece auspicabile in quanto permette di ridistribuire le forze orizzontali proporzionalmente alle rigidità degli elementi verticali resistenti al sisma e di adottare ipotesi semplificative. Per esempio, rende lecito considerare masse e momenti di inerzia di ciascuno orizzontamento concentrati nel centro di massa riducendo i gradi di libertà per piano a 3 (due traslazioni orizzontali ed una rotazione attorno all'asse verticale).



Ovviamente declinando il ruolo dei diaframmi orizzontali anche nei confronti degli aspetti statici, questi dovranno essere calcolati nei confronti delle azioni ultime ed esercizio (**deformabilità principalmente**) quando si tiene conto dell'azione dei carichi gravitazionali (vedere cap. 3.1 e 3.2).

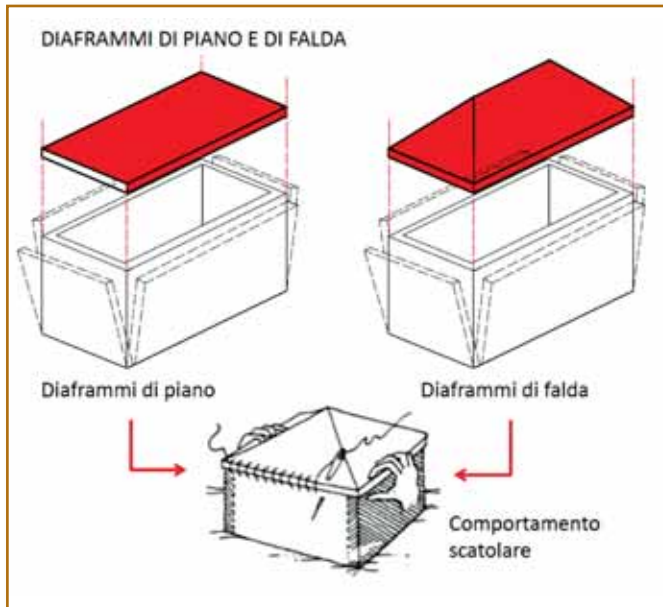
Si ricorda che **secondo le N.T.C. 2018 un diaframma si definisce rigido di piano se:**

- Realizzato in **latero – cemento con una cappa collaborante armata di almeno 4 cm di spessore;**
- In struttura mista **acciaio – calcestruzzo** oppure **legno – calcestruzzo** con uno **spessore della cappa collaborante di almeno 5 cm di spessore collegata** alle strutture esistenti **mediante sistemi di connessione a taglio opportunamente dimensionati.**

4.3.1 Componenti del diaframma: diaframmi di piano e di falda

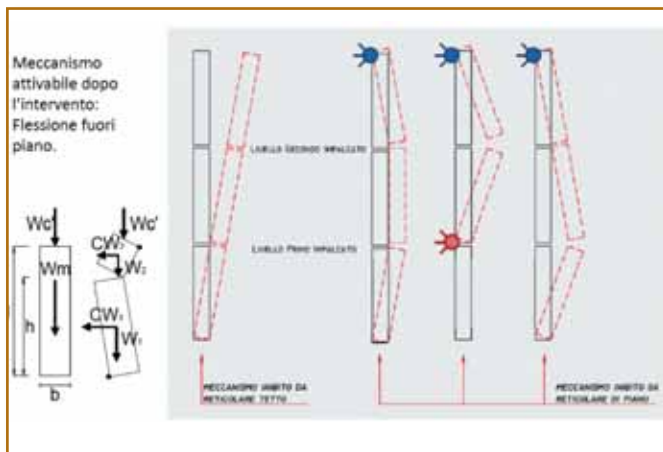
I diaframmi orizzontali (nei confronti degli edifici in muratura) possono essere classificati:

- Diaframmi di piano;
- Diaframmi di falda.



Fonte: costruzioni in muratura esistenti – criteri di intervento (Prof. A. Marini, Bergamo 2011)

I meccanismi da inibire nei confronti delle azioni orizzontali sono i seguenti (meccanismi di collasso locale di primo modo):



Fonte: costruzioni in muratura esistenti – criteri di intervento (Prof. A. Marini, Bergamo 2011)

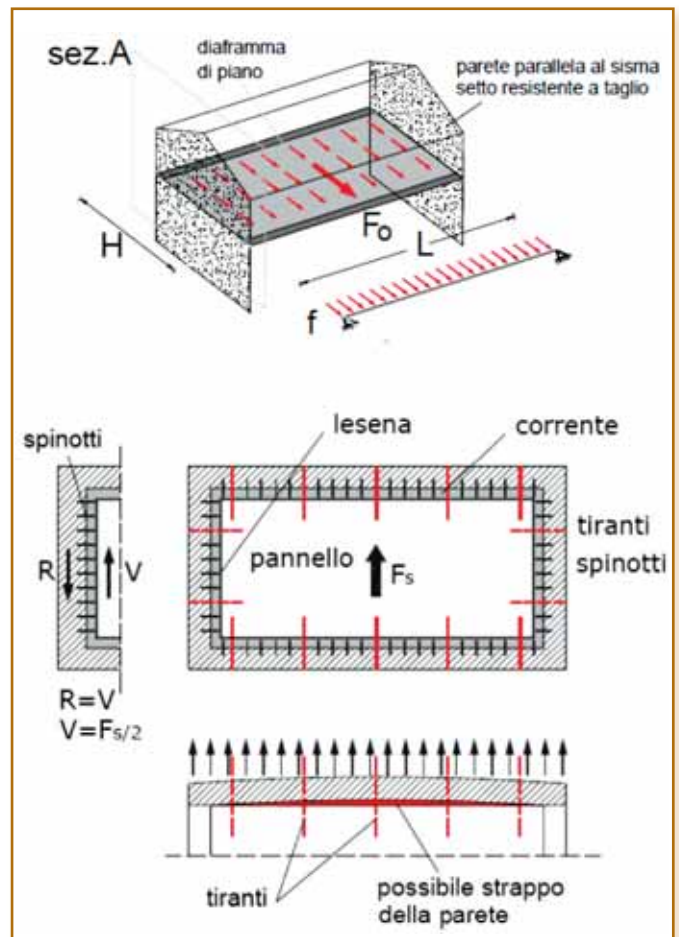
L'obiettivo del diaframma di piano è costituito pertanto dalla necessità di organizzare il diaframma stesso nello spessore del solaio, opportunamente collegato con le pareti perimetrali, in modo tale che riesca a trasferire le azioni orizzontali (sisma) dell'impalcato e delle murature di competenza ai setti resistenti a taglio.

Il **diaframma** sarà pertanto costituito ed organizzato dai seguenti componenti:

- Correnti e Lesene o Ripartitori (resistenti a compressione e trazione);
- Pannello d'anima (resistente a taglio).

Inoltre i **collegamenti** dovranno essere organizzati in:

- Tiranti (devono impedire lo "strappo" delle pareti caricate fuori piano);
- Spinotti che devono consentire il trasferimento dell'azione di taglio tra impalcato e pareti.



Fonte: costruzioni in muratura esistenti – criteri di intervento (Prof. A. Marini, Bergamo 2011)

4.3.2 Modello di calcolo e progettazione

I modelli di calcolo per descrivere un elemento strutturale nella sua realtà possono essere genericamente suddivisi in tre macro - categorie:

1. Naturalmente discreti;
2. Discreti;
3. Continui.

I sistemi reticolari ad esempio, appartengono al primo gruppo, perché rappresentano dei sistemi naturalmente discretizzati (il modello Strut & Tie costituisce l'esempio più semplice di questa discretizzazione).

I modelli ad elementi finiti sono invece una rappresentazione della realtà fisica mediante una discretizzazione del continuo.

Un modello intermedio che bene rappresenta la realtà fisica di alcuni elementi strutturali è il cosiddetto **Stringer Panel Method** che appartiene al secondo gruppo di quelli sopra indicati.

Sin dagli anni trenta del secolo scorso il metodo di modellazione dello Stringer Panel è stato applicato per risolvere dinamiche legate alla valutazione di stati tensionali complessi in elementi che presentano delle aperture incorniciate, comportamento delle zone nodali in giunti trave – colonna e queste procedure tecniche vengono largamente impiegate da tempo nell'analisi elastica di strutture aeronautiche.

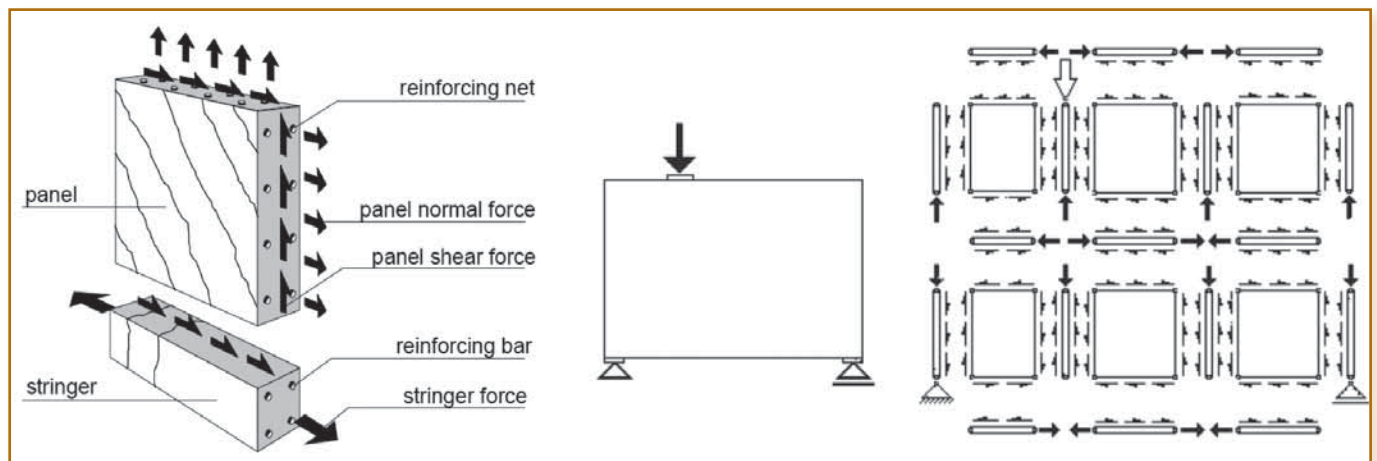
Il metodo è stato poi introdotto (Nielsen et al. – 1979) nella progettazione di pareti sottili in Calcestruzzo Armato ed esplicitamente introdotto nel Model Code 1990.

Le solette in calcestruzzo strutturale leggero, sottili e collegate al solaio esistente mediante sistemi di connessione rappresentano degli elementi in regime di membrana. Sono pertanto degli elementi membranali caricati nel proprio piano dall'azione orizzontale del sisma.

Lo schema di armatura all'interno di queste solette andrà pertanto dimensionato in funzione di un'analisi elastica con il modello Stringer & Panel, concentrando le armature in corrispondenza delle aperture lungo i bordi a loro cornice e lungo le direttrici maggiormente tese e compresse. Sono state realizzate in questi anni anche numerose sperimentazioni ben documentate su pannelli armati in modo regolare ed uniforme soggetti a stati di sforzo costante.

La lastra (la nostra soletta sopra il solaio esistente) si può pensare di suddividerla pertanto in:

- **Correnti** (soggetti a trazione e compressione che variano linearmente a causa di un flusso di taglio costante lungo i bordi);
- **Pannelli** (soggetti a campi di sollecitazione tangenziali costanti).



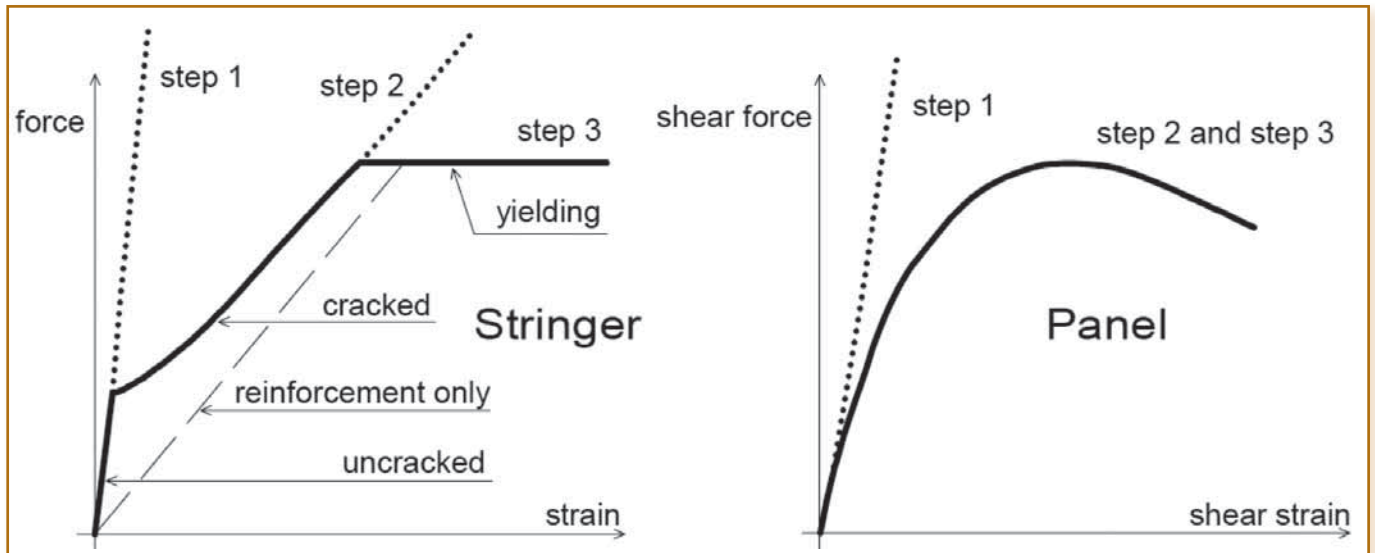
Fonte: stringer panel method: a discrete model to project structural reinforced concrete elements (Prof. G. Tarquini e Prof. L. Sgambi)

I **correnti**, soggetti a compressione e/o trazione (azione assiale) potranno risultare totalmente tesi o compressi, oppure avere un tratto in trazione e la complementare zona in compressione.

I **pannelli** soggetti ad un campo di sforzi tangenziali porta alla definizione di un'armatura diffusa (maglia di armatura) nelle due direzioni. In funzione dei valori dei rapporti di armatura nelle due direzioni, la rottura

di un elemento potrà essere duttile – duttile, duttile – fragile, fragile – fragile e bilanciata.

Il **legame costitutivo sforzi – deformazioni** non lineare dei correnti (stringers) e dei pannelli (panels) viene mostrato qui sotto in figura.



Fonte: stringer panel method: a discrete model to project structural reinforced concrete elements (Prof. G. Tarquini e Prof. L. Sgambi)

Le caratteristiche non lineari dei correnti vengono determinate in accordo con il comportamento basato dall'Eurocodice, mentre il legame costitutivo dei pannelli è stato sviluppato dall'Università di Toronto.



4.3.3 Organizzazione del diaframma e dei collegamenti: il dimensionamento

Nelle due sezioni precedenti abbiamo affrontato rispettivamente il ruolo ed i componenti del diaframma. Sono stati presi in considerazione inoltre i principali criteri ed approcci di calcolo, a partire da questi si evolve il dimensionamento e l'analisi computazionale di tali sistemi. Nel seguito affronteremo i principali strumenti di concezione strutturale con la relativa scelta degli schemi strutturali da impiegare ed i criteri di dimensionamento.

Concezione strutturale

L'obiettivo, come già affrontato in precedenza, è costituito dalla necessità di organizzare nello spessore del solaio un diaframma in grado di trasferire le azioni sismiche a livello di impalcato e murature di competenza ai setti resistenti a taglio, questo ottenuto mediante un'opportuna organizzazione dei collegamenti.

Schematizzando l'approccio mediante un elemento bidimensionale costituito da correnti e pannello appoggiato sulle murature sismo-resistenti. Evidentemente sarà necessario suddividere i compiti del diaframma (sistema a trave alta) rispettivamente attribuendo ai **correnti l'azione flettente** di piano ed al **pannello l'azione tagliante**.

Il diaframma pertanto raccoglie nel proprio piano le azioni inerziali dovute all'azione sismica e le trasferisce ai setti resistenti, il diaframma sarà pertanto organizzato con i tre componenti:

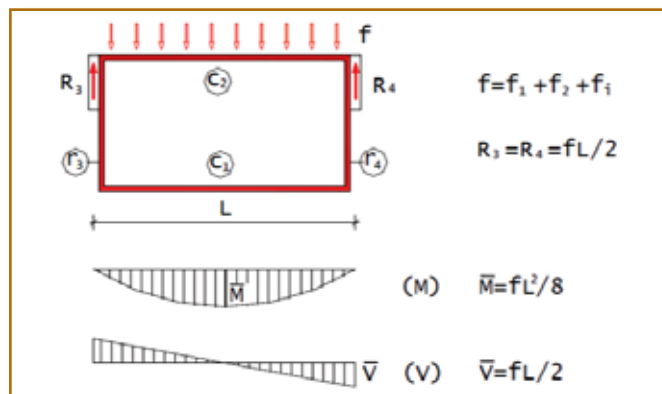
- 1) Pannello d'anima;
- 2) Correnti;
- 3) Lesene o ripartitori.

Una volta definiti i ruoli presenti all'interno del diaframma di piano sarà necessario organizzare in modo organico anche i collegamenti:

- **Spinotti** in grado di trasferire l'azione di taglio tra impalcato e muratura;
- **Tiranti** necessari ad impedire lo strappo delle pareti caricate fuori dal proprio piano.

Schema di calcolo

Lo schema di calcolo di questo elemento bidimensionale a correnti e pannello sarà pertanto così rappresentato:

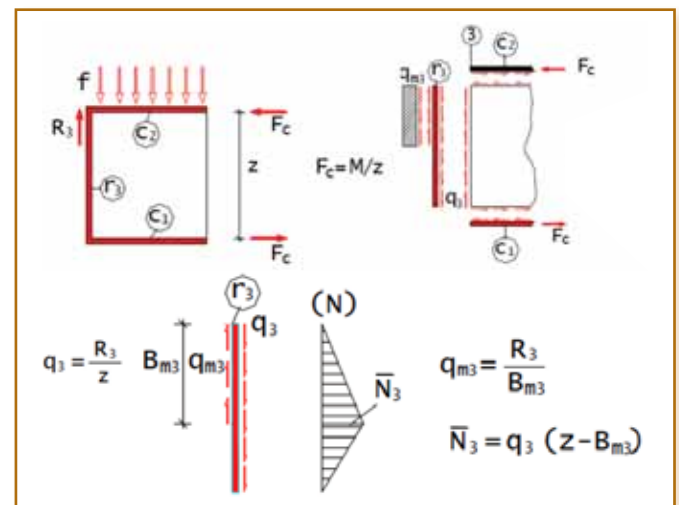


Fonte: costruzioni in muratura esistenti – criteri di intervento (Prof. A. Marini, Bergamo 2011)

L'azione f ($f_1 + f_2 + f_3$) sarà pertanto ripartita a livello di diaframma con i correnti che assolvono la funzione dell'azione flettente ed il pannello d'anima l'azione tagliante, quest'ultima ripartita sui setti resistenti dalle lesene/ripartitori.

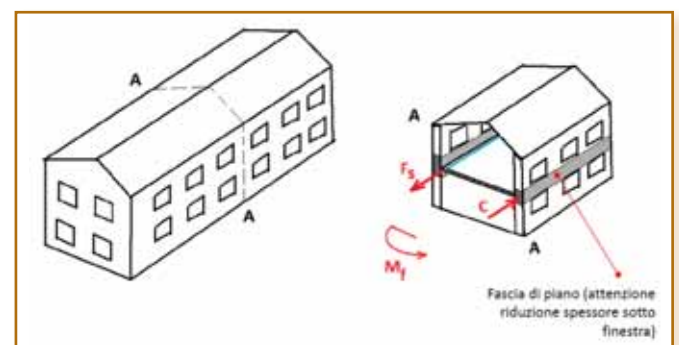
L'azione f rappresenta l'azione sismica a livello di impalcato presente sull'impalcato stesso e delle fasce murarie di competenza.

Nello specifico i **correnti, pannello e lesene/ripartitori** rispettivamente:



Fonte: costruzioni in muratura esistenti – criteri di intervento (Prof. A. Marini, Bergamo 2011)

Un'osservazione importante, la quale **rafforza l'efficienza ed il ruolo del diaframma così costituito** rispetto ad altri sistemi di analogia efficace (le **catene** per esempio), è rappresentata dalla funzione delle murature di lavorare come correnti e ripartitori, la cui criticità ed attenzione va posta in quelle **situazioni nelle quali esistono delle discontinuità, riduzioni e scarse prestazioni della fascia muraria**.



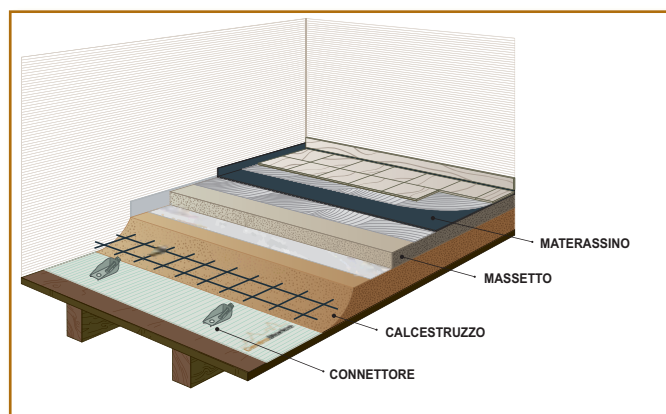
Fonte: interventi di miglioramento sismico – catene perimetrali, diaframmi di piano, coperture scolorari (Prof. A. Marini, Peschiera del Garda 2017)

Dimensionamento

Vediamo ora il dimensionamento dei vari elementi costituenti lo schema di calcolo sopra descritto.

Pannello

La tecnica impiegata per la realizzazione del pannello d'anima qui descritta è quella della sezione composta ottenuta mediante l'inserimento di **Connettori CentroStorico (Legno/Acciaio/Calcestruzzo/Chimico)** ed una cappa collaborante di **Calcestruzzo Strutturale Leggero Leca CentroStorico** opportunamente armata.

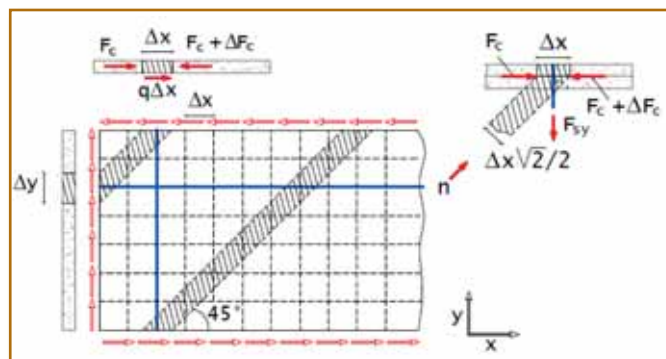


Si realizza in tal modo il diaframma di piano infinitamente rigido mediante sistemi di connessione necessari alla formazione del diaframma stesso ed irrigidimento/consolidamento flessionale, questo mediante l'impiego di **soluzioni leggere (sino al 40% di massa in meno rispetto a soluzioni tradizionali)** il cui valore aggiunto della riduzione delle masse sismiche partecipanti verrà approfondito nel seguito.

Il dimensionamento del pannello d'anima nei confronti dell'azione sismica di piano è costituito da tre distinte analisi:

- Verifica dello spessore minimo del pannello;
- Verifica di duttilità del pannello;
- Progetto dell'armatura diffusa (rete elettrosaldata) presente nel diaframma.

Progetto dell'armatura



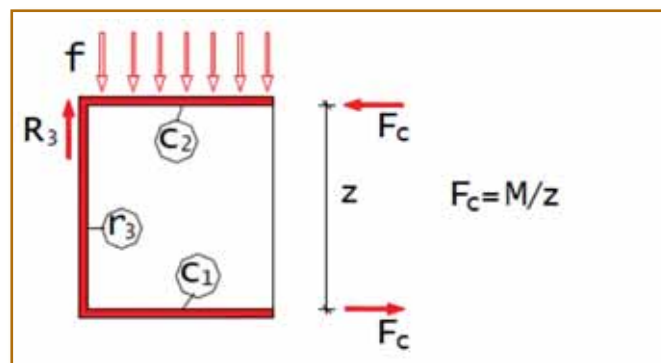
Fonte: costruzioni in muratura esistenti – criteri di intervento (Prof. A. Marini, Bergamo 2011)

Come riportato nella figura qui sopra, in funzione dei flussi di taglio presenti all'interno del diaframma è possibile dimensionare il passo ed armatura minima nelle due direzioni principali (x e y).

$$\Delta_{(x,y)} = \frac{f_{yd} \cdot A_s(x,y)}{q_i(x,y)} = \frac{F_s(x,y)}{q_i(x,y)} = \frac{\Delta F_c}{q_i(x,y)}$$

Correnti

Nel caso dei correnti l'azione flettente verrà assorbita come forze di trazione/compressione da parte degli stessi, queste ottenute dividendo l'azione flettente per il braccio di coppia interno tra i correnti come qui sotto riportato.



Fonte: costruzioni in muratura esistenti – criteri di intervento (Prof. A. Marini, Bergamo 2011)

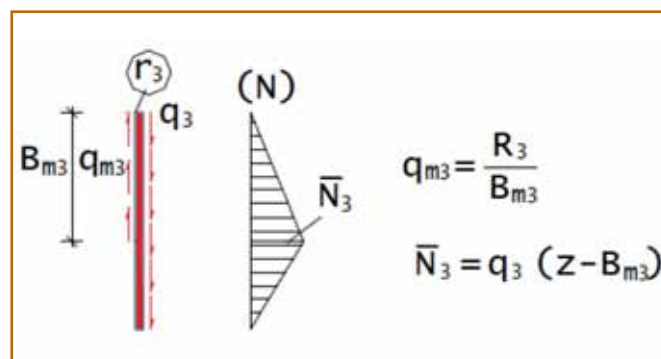
Da questo si determina l'area minima necessaria di armatura e di calcestruzzo strutturale leggero necessarie per assolvere la funzione di corrente.

$$A_{s,min} = \frac{F_c}{f_{yd}}$$

$$A_{c,min} = \frac{F_c}{f_{cd}}$$

Ripartitori/Lesene

Nel caso dei ripartitori il flusso di taglio longitudinale viene ripartito nei confronti del setto resistente all'azione sismica (sarà necessario calcolare la situazione nella quale è presente l'azione tagliante massima a causa della minor dimensione della muratura resistente).



Fonte: costruzioni in muratura esistenti – criteri di intervento (Prof. A. Marini, Bergamo 2011)

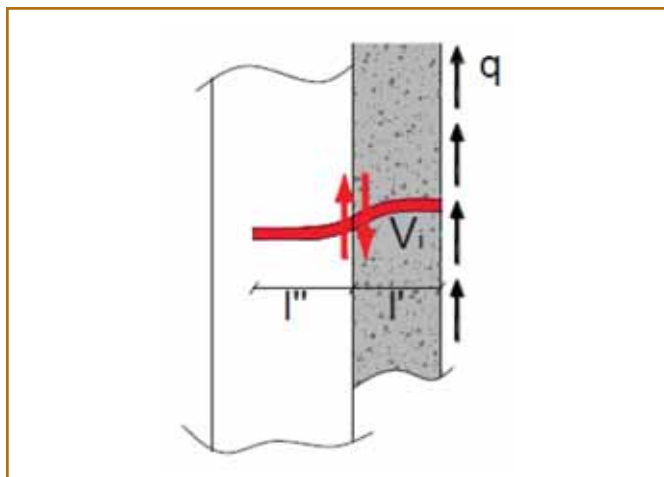
Da questo si determina l'area minima necessaria di armatura e di calcestruzzo strutturale leggero necessarie per assolvere la funzione di corrente.

$$A_{s,min} = \frac{N_3}{f_{yd}}$$

$$A_{c,min} = \frac{N_3}{f_{cd}}$$

Spinotti

La funzione dello spinotto è quella di trasferire il flusso di taglio (connettere) il solaio con i setti resistenti all'azione sismica.



Fonte: costruzioni in muratura esistenti – criteri di intervento (Prof. A. Marini, Bergamo 2011)

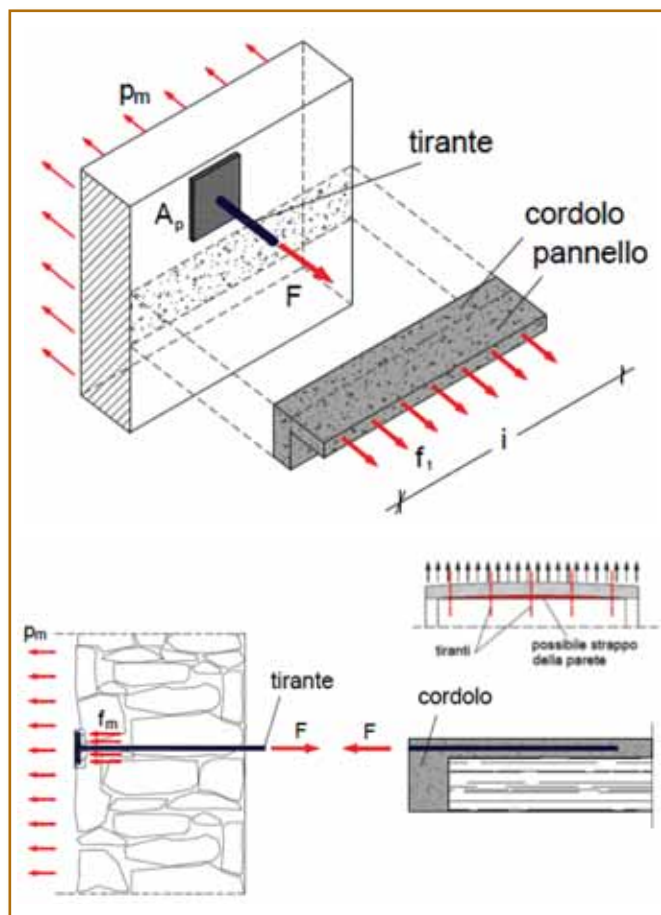
Il numero ed il passo degli spinotti viene determinato in funzione delle prestazioni del sistema ottenuto mediante campagna sperimentale (**importante sarà definire anche la cantierabilità del sistema e le condizioni al contorno di applicabilità – in particolare definizione della qualità e prestazione della sezione muraria e sua eventuale bonifica**).

$$i = \frac{V_l}{q}; V_i = \frac{V_l}{n}$$

Tiranti

Il dimensionamento dei tiranti necessari a trattenere le pareti caricate fuori – piano può essere effettuato in analogia al dimensionamento degli spinotti in funzione delle prestazioni del singolo tirante caratterizzate mediante una campagna prove sperimentali.

Valgono le stesse considerazioni viste per gli spinotti relativamente alle condizioni di cantierabilità del sistema.



Fonte: costruzioni in muratura esistenti – criteri di intervento (Prof. A. Marini, Bergamo 2011)

In questo caso viene calcolata la forza di trazione che tende ad espellere fuori dal proprio piano la muratura di competenza, ovvero:

$$F = h_i \cdot s_{parete} \cdot \gamma_m \cdot \frac{a_g}{g}$$

$$i = \frac{F}{T_{ultimo,tirante}} = \text{passo dei tiranti}$$

Dove:

h_i = fascia muraria di competenza

s_{parete} = spessore della parete

γ_m = peso specifico della muratura

$\frac{a_g}{g}$ = azione sismica

$T_{ultimo,tirante}$ = resistenza ultima del singolo tirante

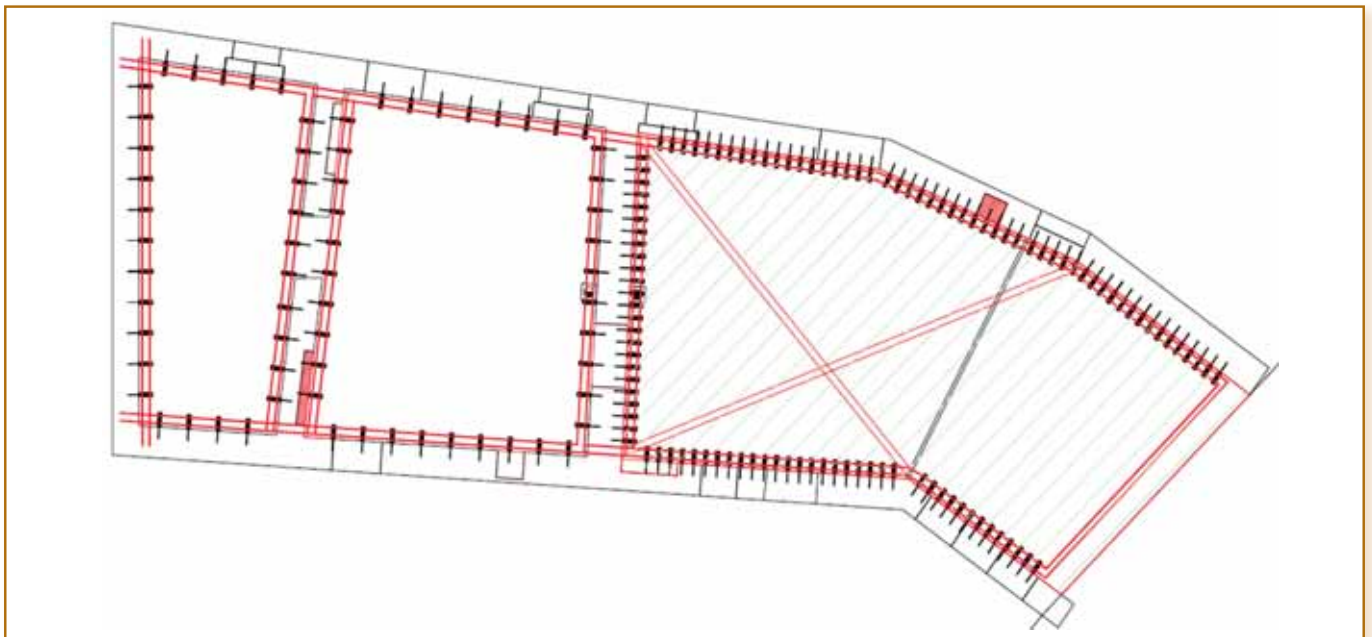
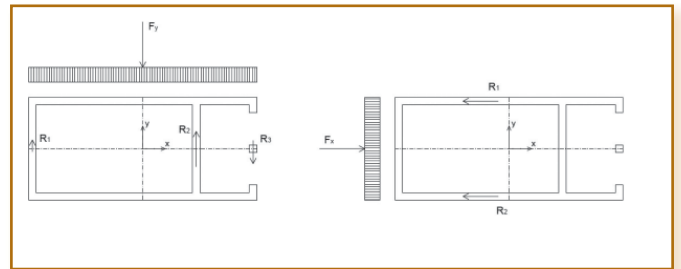
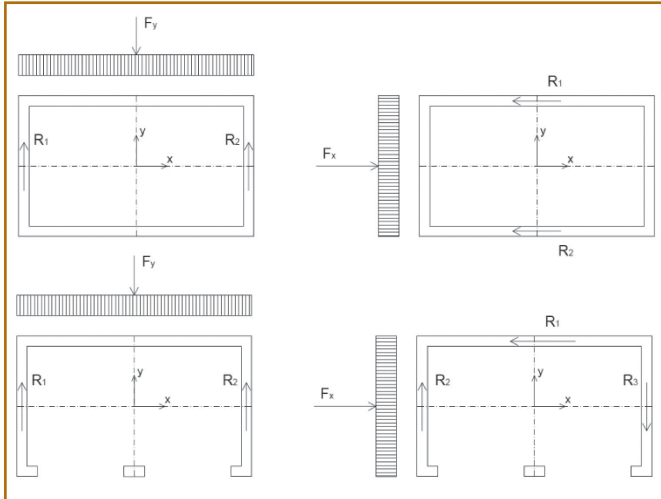
(da prove sperimentali – cantierabilità)

Disposizione dei diaframmi di piano

In questa sezione affrontiamo ora alcuni **scemi strutturali presenti all'interno dei nostri edifici tramite una serie di esempi**. Sino ad ora abbiamo analizzato l'organizzazione del diaframma e dei collegamenti con il rispettivo dimensionamento delle singole componenti. Rimane però d'affrontare uno degli aspetti cruciali e di maggiore importanza, la scelta dello **schema strutturale** che sarà poi seguito dal dimensionamento dei singoli elementi.

Alcuni esempi di scemi strutturali

Quando è presente una discontinuità delle fasce murarie (per esempio la presenza di un elemento ad arco o loggiato sottostante).



Interessante è notare, al fine di sottolineare l'importanza di osservare l'intero schema strutturale, la valutazione qualitativa della seguente progettazione del diaframma qui sopra riportata con la presenza di uno sbalzo impegnativo in quanto la parete inclinata sulla destra dell'immagine presenta una discontinuità di fascia muraria e pertanto non considerata come sismo-resistente. In questo caso diviene necessario un equilibrio alla rotazione dovuto alla presenza di una porzione a sbalzo come indicato nella figura sopra riportata.

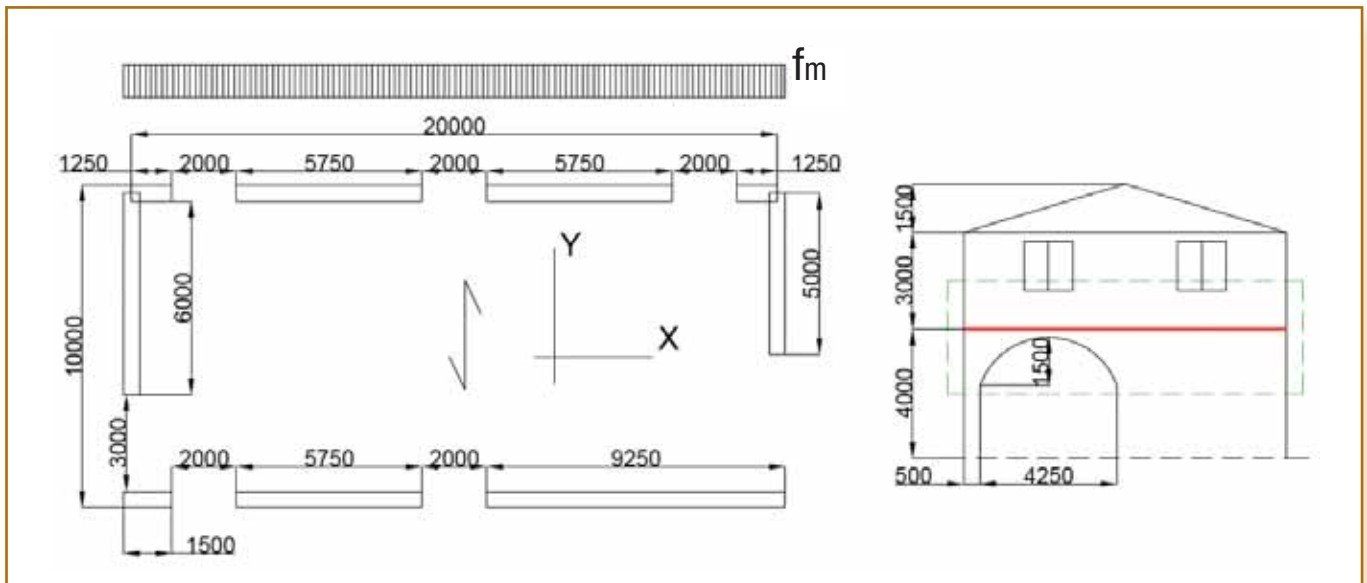
In sostanza esiste un'intera parte di diaframma che lavora esattamente a mensola e pertanto il setto sismo – resistente "centrale" sarà sollecitato da un'azione più alta a causa dell'elemento a sbalzo che dovrà essere "sostenuto" dalle altre porzioni di diaframma.

Si nota infatti ipotizzando **l'azione sismica dall'alto verso il basso** e dalla disposizione in pianta, che l'area tratteggiata rappresenta **un intero elemento a sbalzo che dovrà essere "appeso" all'altra parte del diaframma con l'inserimento di lesene interne aggiuntive**.

Si è riportato volutamente l'esempio sopra schematizzato per sensibilizzare la progettazione dei diaframmi di piano, portando in questo modo l'attenzione sull'importanza di condurre delle valutazioni d'insieme nello studio dello schema strutturale. Vediamo ora per maggiore chiarezza espositiva anche un esempio di calcolo di un caso semplice nel quale si dimensiona il sistema costruttivo di Laterlite.

Esempio di calcolo con Perimetro Forte

Il diaframma di piano oggetto di intervento è il seguente:



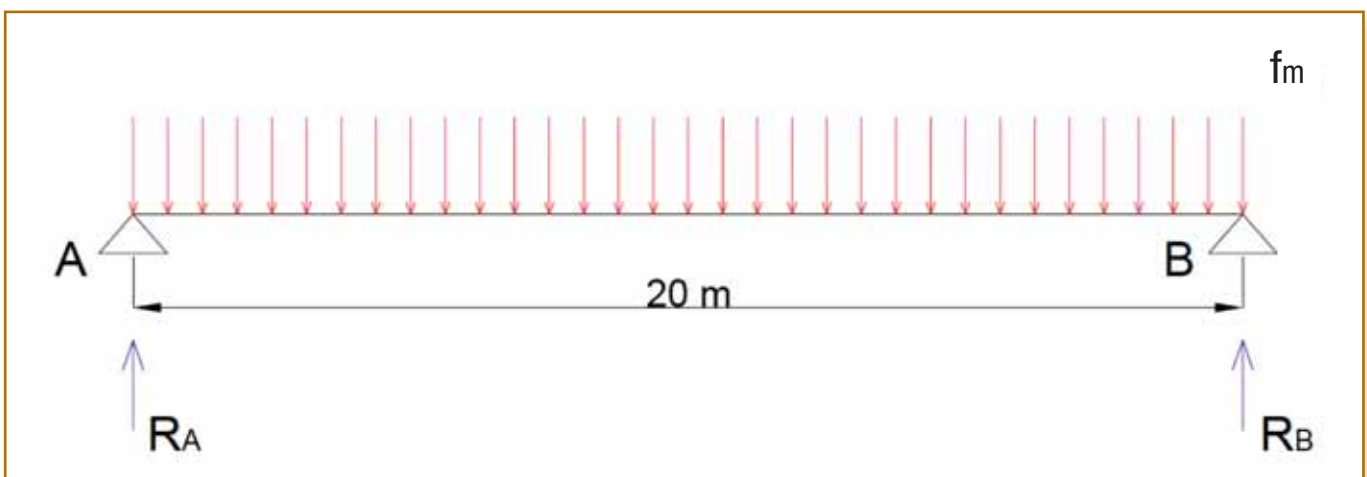
Per semplicità descriviamo il dimensionamento del diaframma nella direzione dell'azione sismica in direzione verticale (lungo l'asse Y), ovviamente **il dimensionamento dovrà essere eseguito anche nella direzione ortogonale** a quella considerata in questo caso specifico.

Analisi dei carichi:

- $G = 4.40 \text{ kN/m}^2$ (carichi strutturali e permanenti portati);
- $Q = 2.00 \text{ kN/m}^2$ (civile abitazione oppure uffici non aperti al pubblico);
- $G + 0.30 Q = 5.00 \text{ kN/m}^2$ (combinazione sismica secondo N.T.C. 2018);
- $a_g = 0.15g$ (accelerazione applicata al piano in oggetto).

Schema statico

In questo caso specifico lo schema statico scelto è il seguente:



Carichi raccolti dall'impalcato di piano:

$$W_{piano} = (20 - 0.50) \cdot (10 - 0.50 \cdot 2) \cdot (G + 0.30 \cdot Q) = 877.50 \text{ kN}$$

$$W_{pareti \text{ di competenza}} = (20 + 0.50) \cdot h_i \cdot \gamma_m \cdot s \cdot 0.85 \cdot 2 = 1097.78 \text{ kN}$$

Dove:

- $h_i = 3.50 \text{ m}$ altezza di competenza
- $\gamma_m = 18 \frac{\text{kN}}{\text{mc}}$ peso specifico muratura
- $s = 0.50 \text{ m}$ spessore muratura
- 0.85 rappresenta il coefficiente che tiene conto delle aperture
- 2 = il numero di pareti coinvolte

$$W_{pareti \text{ di facciata}} = (h_i \cdot 9 - \frac{r^2 \cdot \pi}{2} \cdot 2) \cdot s \cdot \gamma_m = 219.88 \text{ kN}$$

Dove:

$$f_m = (W_{piano} + W_{pareti\ di\ competenza}) \cdot \frac{a_g}{L} = (877.50 + 1097.78) \cdot \frac{0.15}{20} = 14.81\ kN/m$$

Equazione di equilibrio alla traslazione

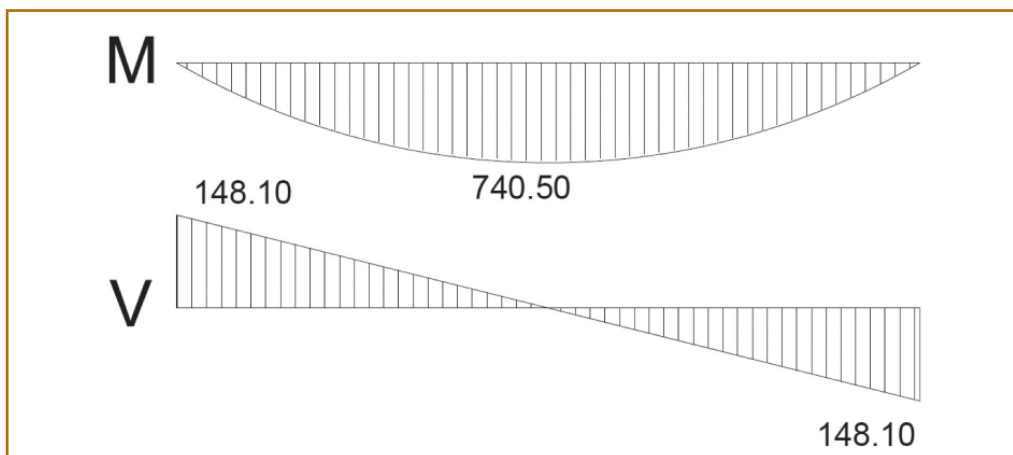
$$R_A + R_B = f_m \cdot L$$

Equazione di equilibrio attorno ad A

$$f_m \cdot L \cdot \frac{L}{2} - R_B \cdot 20 = 0 \rightarrow R_B = 148.10\ kN$$

$$R_A = 148.10\ kN$$

Calcolo azioni interne



Progettazione dei correnti

ARMATURA

$$T_{CORRENTE} = \frac{M_{max}}{z} = \frac{740.50}{8.77} \cong 84.44\ kN$$

$$z = 9 - 0.115 \text{ (metà larghezza prisma del Connettore Perimetrale CentroStorico)} \cdot 2 \cong 8.77\ m$$

$$f_{yd} = 391\ MPa$$

$$A_{s,min} = \frac{T_{CORRENTE}}{f_{yd}} \cong 215.96\ mm^2$$

$$2\ \emptyset 12 = 226\ mm^2 \rightarrow OK$$

SEZIONE IN CALCESTRUZZO

$$C_{CORRENTE} \cong 84.44\ kN$$

$$f_{lcd} = 0.85 \cdot \frac{20}{1.50} = 11.33\ MPa \text{ (ipotizzato impiego del Leca CLS 1400)}$$

$$A_{c,min} = \frac{C_{CORRENTE}}{f_{cd}} \cong 7452.78\ mm^2$$

$$b = 230\ mm \text{ (larghezza del prisma del Connettore Perimetrale CentroStorico)} \rightarrow h_{c,min} = \frac{7452.78}{230} = 32.40\ mm \text{ (spessore minimo e quindi con } h_c = 60\ mm \rightarrow OK)$$

Progetto rete elettrosaldata

$$q_{V,max} = \frac{V_{max}}{z} = \frac{148.10}{8.77} = 16.89 \frac{kN}{m} \text{ (flusso di taglio massimo)}$$

Ipotizzando l'impiego di una rete filo 6 mm, si ottiene:

$$s \leq \frac{A_s \cdot f_{yd}}{q_{V,max}} = 655 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{\varnothing 6 \text{ ogni } 200 \text{ mm} \rightarrow OK}$$

Verifica spessore del pannello

$$\frac{q_{V,max}}{h_c} < \tau_{ud} \rightarrow 0.282 < 0.71 \text{ (resistenza a trazione di progetto del Leca CLS 1400)} \rightarrow \mathbf{OK}$$

Il valore di τ_{ud} rappresenta un valore limite agli SLU per la verifica dello spessore minimo del pannello.

Verifica di duttilità del pannello

$$\omega_{(x,y)} = \frac{(A_{s(x,y)} \cdot f_{yd})}{(\Delta_{(x,y)} \cdot h_c \cdot f_{cd} \cdot \nu)} < 0.3$$

$$\omega_{(x,y)} = 0.163 < 0.3 \rightarrow \mathbf{OK}$$

Progettazione dei ripartitori

Si sceglie il valore dell'azione tagliante più significativo, in questo caso in corrispondenza del polo B perché la parete lungo la quale viene distribuito il flusso di taglio ha le dimensioni più corte e pertanto il flusso di taglio di competenza del ripartitore è incrementato.

$$V_B = 148.10 \text{ kN}$$

$$q_{V,B} = \frac{V_B}{z} = \frac{148.10}{8.77} = 16.89 \frac{kN}{m}$$

$$L_{parete} = B_m = 5 - 0.115 = 4.885 \text{ m}$$

ARMATURA

$$N_{LESENA} = q_{V,B} \cdot (z - B_m) = 16.89 \cdot (8.77 - 4.885) = 65.62 \text{ kN}$$

$$A_{s,min} = \frac{N_{LESENA}}{f_{yd}} \cong 167.83 \text{ mm}^2$$

$$\mathbf{2 \varnothing 12 = 226 \text{ mm}^2 \rightarrow OK}$$

SEZIONE IN CALCESTRUZZO

$$A_{c,min} = \frac{N_{LESENA}}{f_{cd}} \cong 5791.70 \text{ mm}^2$$

$$b = 230 \text{ mm (larghezza del prisma del Connettore Perimetrale CentroStorico)} \rightarrow h_{c,min}$$

$$= \frac{5791.70}{230} = 25.18 \text{ mm (spessore minimo e quindi con } h_c = 60 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{OK})$$

Progettazione degli spinotti a taglio

La progettazione del numero e passo degli spinotti a taglio viene determinato in funzione della prestazione del Connettore Perimetrale CentroStorico certificata dall'Università degli Studi di Bergamo (vedere sezione 4.4.1).

In questo caso l'azione tagliante massima che dovrà trasferire il Connettore Perimetrale CentroStorico è la seguente:

$$V_{max} = 148.10 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,Connettore Perimetrale CS} = 8.2 \text{ kN}$$

$$n = \frac{V_{max}}{V_{Rd,Connettore Perimetrale CS}} \cong 18 \text{ spinotti}$$

$$L_{parete} = 8.77 \text{ m} \rightarrow \text{passo} = \frac{8.7}{18} = 0.48 \text{ m}$$

Posando il Connettore Perimetrale CentroStorico (con funzione spinotto) ogni 48 cm la verifica risulta soddisfatta.

Progettazione dei tiranti

In questo caso si dovrà determinare l'azione sollecitante che determina l'innescarsi di meccanismi di collasso di primo modo delle pareti di competenza, nella direzione dell'azione sismica considerata.

In funzione della prestazione del Connettore Perimetrale CentroStorico certificata dall'Università degli Studi di Bergamo secondo tutte le condizioni al contorno ben definite (vedere sezione 4.4.1).

In questo caso l'azione di trazione massima che dovrà sostenere il Connettore Perimetrale CentroStorico è la seguente:

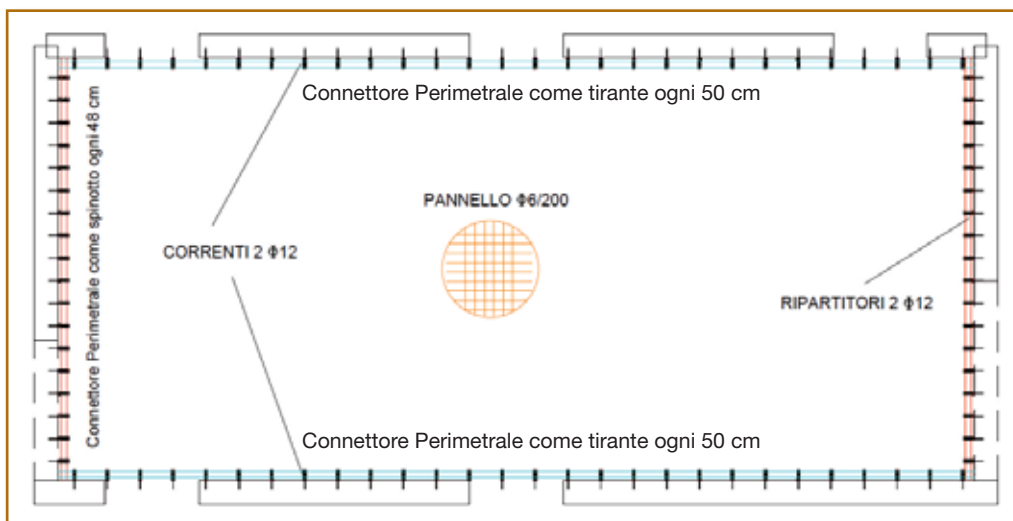
$$f_m = h_i \cdot s \cdot \gamma_m \cdot \frac{a_g}{g} = 4.73 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_{Rd,Connettore Perimetrale CS} = 2.4 \text{ kN}$$

$$\text{passo} = \frac{T_{Rd,Connettore Perimetrale CS}}{f_m} = 0.51 \text{ m}$$

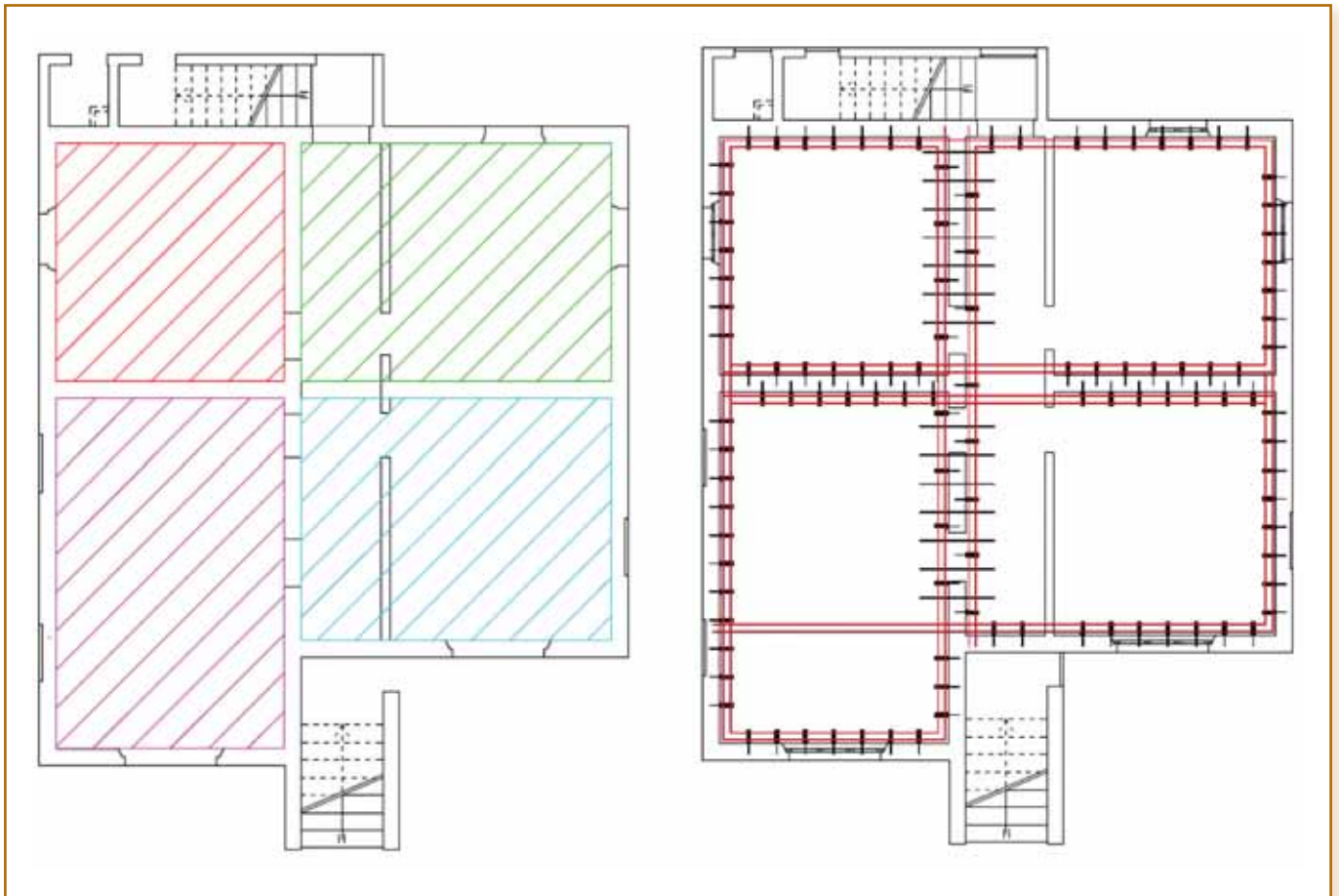
Posando il Connettore Perimetrale CentroStorico (con funzione tirante) ogni 50 cm la verifica risulta soddisfatta.

Si riporta qui sotto lo schema di posizionamento degli elementi e la progettazione del diaframma di piano (si ricorda che lo schema viene indicato per il calcolo dell'azione sismica considerata, il posizionamento sarà necessario effettuarlo anche con l'azione sismica posta ortogonalmente a quella indicata):



Nell'esempio di calcolo sopra riportato si è vista la situazione nella quale viene affrontata la progettazione di un singolo diaframma di piano. Nella realtà dei casi che si incontrano in fase di progettazione non è comune incontrare schemi e organizzazioni strutturali così semplici.

Nella figura sotto si riportata un esempio di caso reale:



Si nota infatti, come l'intero diaframma sia stato in questo caso suddiviso in sottosistemi organizzati in modo indipendente, verrà svolto l'equilibrio di ogni singolo sottosistema e poi collegati tra loro, garantendo in tal modo una quota di redistribuzione del carico agente.

Si nota inoltre la presenza di una irregolarità la quale determina la formazione di un'eccentricità di piano.



4.4 Le soluzioni e i sistemi tecnici

Il **Sistema di consolidamento antisismico dei solai Laterlite** si pone come obiettivo quello di fornire gli strumenti necessari per garantire il corretto funzionamento del sistema diaframma ed espletare il suo ruolo funzionale all'interno dell'edificio in esame.

I componenti del sistema sono i seguenti:

1) Connettore Perimetrale è l'innovativo sistema certificato e brevettato in grado di realizzare la cerchiatura perimetrale antisismica Perimetro Forte, finalizzata a ridistribuire le forze sismiche dal solaio alle pareti riducendo i rischi di collassi locali causati dallo sfilamento dei solai e dal ribaltamento dei muri fuori dal loro piano.

2) Connettore CentroStorico meccanico/chimico necessario per la realizzazione della collaborazione tra il vecchio solaio esistente (legno, acciaio, latero – cemento, calcestruzzo, laterizio armato) e la nuova soletta collaborante finalizzati alla formazione del diaframma rigido di piano ed il consolidamento/irrigidimento flessionale;

3) Calcestruzzi Leggeri Strutturali Leca, elementi indispensabili per la realizzazione della nuova cappa collaborante, caratterizzata dal giusto equilibrio di sufficiente rigidezza di piano (longitudinale e trasversale) e leggerezza;

4) Massetti e Sottofondi Leggeri Leca, funzionali al contenimento dei carichi permanenti portati dalle strutture esistenti e consistente riduzione delle masse sismiche partecipanti.

4.4.1 Sistema Perimetro Forte

Il **Sistema Perimetro Forte** è in grado di realizzare all'interno del solaio di piano la corretta organizzazione degli attori protagonisti nel diaframma.

Come visto nelle sezioni precedenti, l'obiettivo consiste nel realizzare all'interno del diaframma di piano un'organizzazione tale da ottenere la corretta ripartizione delle seguenti funzioni:

- I **correnti** e **ripartitori** ai quali è attribuita la funzione di irrigidimento di bordo perimetrale che lavorano a trazione – compressione;
- Il **pannello** che lavora a taglio nel proprio piano;
- I **collegamenti** che lavorano a taglio e trazione i quali consentono ai primi due componenti (correnti/ripartitori e pannello) di “dialogare” in modo corretto con i setti resistenti e l'intero edificio.

Il Sistema Perimetro Forte consente di realizzare il meccanismo sopra descritto, infatti:

- I **correnti** vengono realizzati nello spessore del solaio (soletta sottile nervata lungo il perimetro) per mezzo della geometria dell'elemento prismatico impiegato con la possibilità di vincolare le barre perimetrali che “corrono” lungo il bordo di piano;
- Il **pannello** verrà opportunamente realizzato mediante la connessione della nuova soletta collaborante leggera con la struttura

del solaio esistente per mezzo dei Connettori CentroStorico (legno, acciaio, calcestruzzo, chimico) e l'inserimento della rete elettrosaldata opportunamente vincolata al Connettore Perimetrale CentroStorico;

- I **collegamenti** vengono determinati dall'inserimento dell'elemento spinotto/tirante all'interno della parete ed efficacemente vincolato all'elemento prismatico mediante serraggio meccanico.

Descrizione del sistema, vantaggi e modalità di installazione

Il Sistema Perimetro Forte è costituito dai seguenti componenti:

- **1 - Connettore Perimetrale:**
 - **elemento prisma zincato** dotato di una particolare geometria necessaria all'ancoraggio all'interno della cappa collaborante e predisposizione per il passaggio dei correnti perimetrali e della rete elettrosaldata;
 - **spinotto/tirante zincato** costituito da una barra ad aderenza migliorata opportunamente serrata meccanicamente all'elemento prisma;
- **2 - Ancorante Chimico CentroStorico** indispensabile per il collegamento dell'elemento barra con le pareti esistenti.

Elemento Prisma

L'elemento prisma è costituito da un “scarpa” che presenta una direzione (quella longitudinale) prevalente rispetto alle altre due dimensioni, questo è necessario per realizzare la sufficiente lunghezza di ancoraggio all'interno della soletta collaborante leggera.

Le due “spalle” verticali del prisma di altezza pari a 40 mm consentono di realizzare delle nervature di irrigidimento lungo il perimetro di bordo all'interno della soletta sottile e leggera, queste presentano delle zone opportunamente forate per consentire al calcestruzzo strutturale leggero Leca di realizzare il sufficiente ingranamento con l'elemento meccanico. Inoltre questa predisposizione consente l'eventuale ed aggiuntivo inserimento di spezzoni di armatura con funzione di resistenza a taglio.

Le seguenti “spalle” del prisma presentano inoltre una geometria finalizzata all'inserimento delle barre longitudinali (correnti) che devono “correre” lungo il perimetro ed opportunamente vincolate all'interno delle sedi geometriche predisposte. Infine tale geometria rappresenta una guida ed elemento di partenza per vincolare la rete elettrosaldata contenuta all'interno dello spessore di solaio.

La “spalla” posteriore del prisma, opportunamente preformata con la giusta curvatura consente di funzionare da semplice elemento di appoggio ed irrigidimento nei confronti della parete retrostante e guida per la realizzazione del foro ed inserimento del spinotto/tirante all’interno della parete/cordolo in CA con l’ottimale inclinazione a 45°, questo è consentito grazie alla presenza integrata all’interno del prisma di una dima per la corretta inclinazione del foro.

Questa operazione, più semplice da realizzare rispetto a soluzioni di natura artigianale, consente di togliere l’ambiguità della corretta inclinazione delle barre di armatura all’interno della parete (omogeneità di prestazione) e garantire un maggiore controllo dello spessore della soletta negli appoggi solaio – parete.

La parte del prisma a contatto diretto con il solaio sottostante presenta dei fori necessari per l’eventuale fissaggio del prisma stesso sul solaio esistente.



Spinotto/Tirante e serraggio meccanico

La barra ad aderenza migliorata zincata \varnothing 12 in acciaio tipo B450C di lunghezza 315 mm presenta una lavorazione in testa necessaria per l’inserimento e successivo serraggio di un dado opportunamente contrastato dalla rondella per M12.

Questo collegamento realizza un serraggio meccanico il quale presenta i seguenti vantaggi:

- Incremento di rigidità all’interfaccia solaio – parete;
- Trasferimento più controllato delle azioni taglianti;
- Preliminare fase di controllo in termini di cantierabilità sull’efficacia del collegamento solaio – parete;
- La zincatura consente inoltre di garantire una maggiore integrità prestazionale nei confronti di eventuali presenze di umidità e/o aggressive nella parete esistente.

Ancorante Chimico CentroStorico

Ancorante Chimico è la speciale resina metacrilato priva di stirene a consistenza tixotropica bicomponente per l’ottimale fissaggio strutturale del tirante-spinotto di Connettore Perimetrale all’interno delle pareti sismo-resistenti.

L’ancorante dovrà essere inserito all’interno della parete a seguito di un foro realizzato nella parete stessa di profondità pari a circa 300 mm e diametro pari a 16 mm (punta da trapano di 16 mm). L’ancorante dovrà essere inserito per una lunghezza pari ai 3/5 della lunghezza del foro al fine di consentire l’adeguato avvolgimento dello spinotto/tirante, quest’ultimo sarà poi immediatamente inserito con un leggero movimento torsionale senza eccesso e dispersione di materiale.

La sua funzione è quella di garantire la corretta e funzionale lunghezza di ancoraggio all’interno della parete esistente.





1° CONNETTORE
con funzione antisismica
brevettato,
industrializzato,
certificato.





Perimetro Forte è l’innovativo sistema di cerchiatura perimetrale con funzione antisismica composto da **Connettore Perimetrale** e **Ancorante Chimico**.
In abbinamento alla gamma di Connettori CentroStorico, ai Calcestruzzi e ai Massetti leggeri Leca, compone il **Sistema di Consolidamento Antisismico Leca**.

Le prestazioni del sistema costruttivo Perimetro Forte sono state indagate a mezzo di sperimentazioni presso il Laboratorio Prove Materiali dell'Università di Bergamo su Connettore Perimetrale e Ancorante Chimico CentroStorico.

Prestazioni certificate e descrizione delle prove sperimentali

Il Connettore Perimetrale CentroStorico è lo speciale connettore in acciaio, progettato e fornito da Laterlite per gli interventi di miglioramento/adeguamento antisismico.

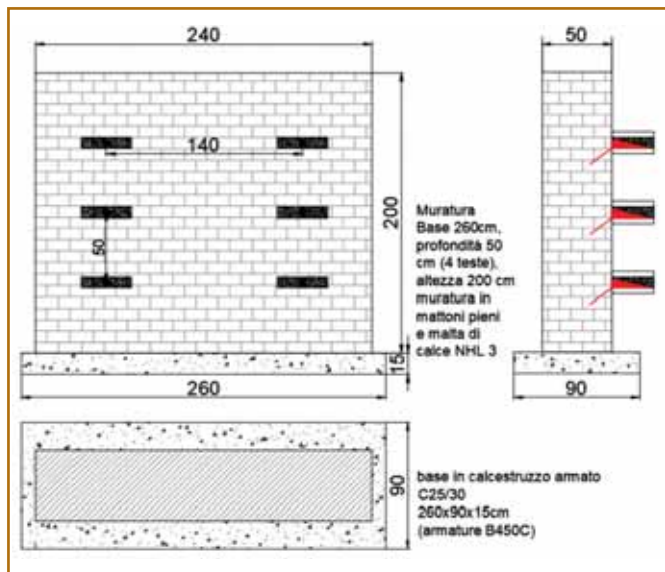
Il collegamento tra i diaframmi sottili in C. A. e le pareti murarie sismo – resistenti, realizzate mediante il **Connettore Perimetrale CentroStorico** sono state testate e certificate presso il **Laboratorio Prove Materiali dell'Università degli Studi di Bergamo**.

I campioni sperimentali ed i banchi prova sono stati progettati in modo da riprodurre le condizioni di carico e di vincolo delle connessioni all'interno di applicazioni strutturali reali.

La prima tipologia di prova consiste in una prova ciclica a taglio della connessione, la seconda invece prevede una **prova di pull - out del singolo spinotto e del sistema completo di connessione**.

Prova ciclica a taglio

Qui sotto vengono riportate la geometria e le dimensioni della parete muraria, con indicazione della posizione di ciascuna connessione. Sono state provate tre coppie di connettori.



Per la realizzazione della connessione sono stati realizzati 6 fori pari a 16 mm di diametro inclinati di 135° rispetto alla verticale per una profondità di 250 mm all'interno della parete.

I fori sono stati predisposti al fine di evitare interferenze tra due connessioni adiacenti.

Una volta realizzati, questi fori vengono riempiti mediante l'**Ancorante Chimico CentroStorico** per poi inserirvi lo spinotto/tirante del sistema.

Lo spinotto viene poi collegato al prisma di base mediante serraggio meccanico mezzo avvitatore con bussola da 19 mm e rondella piatta.

La presenza della soletta in C. A. sottile è stata simulata tramite elemento di dimensioni ridotte (40 x 30 x 8 cm) realizzato in corrispondenza di ogni connettore, nell'elemento in calcestruzzo è stato preventivamente posizionato un troncone di rete elettrosaldata.

I getti sono stati lasciati maturare per sette giorni in ambiente protetto dagli agenti atmosferici ma a condizioni non controllate, senza effettuazione di alcuna maturazione umida per rappresentare le condizioni di presa e maturazione in cantiere.



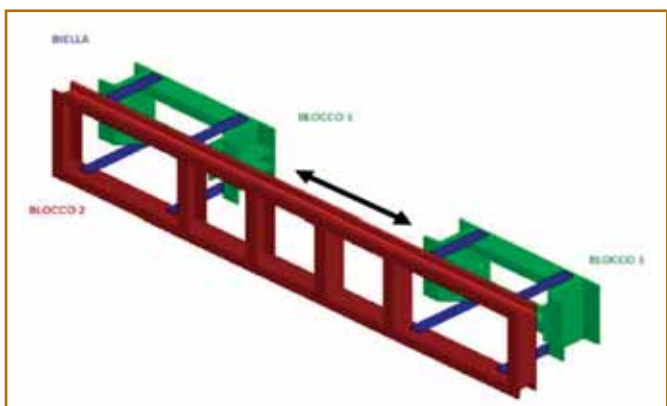
Terminata la maturazione i casseri sono stati rimossi senza interferire con l'elemento realizzato.



Nella definizione della prova ciclica a taglio la parete muraria è stata sottoposta ad un carico verticale di precompressione in modo da richiamare le reali condizioni di esercizio



L'azione di taglio è stata trasmessa agli spinotti mediante il telaio in acciaio mostrato nella figura qui sotto riportata.



La forza di taglio agente è stata applicata sulle mensole tramite un martinetto idraulico a doppio effetto, il quale ha consentito l'applicazione simultanea della forza a entrambe le mensole in C. A. presenti sullo stesso livello.

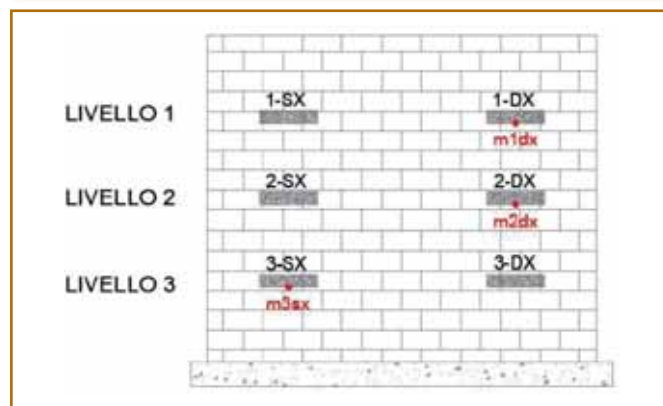
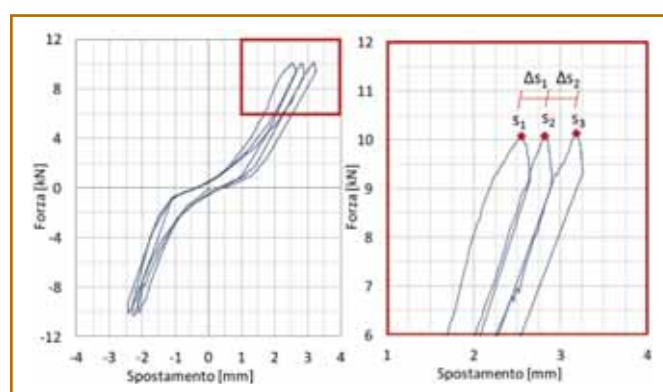
La prova è stata eseguita inizialmente in controllo di forza con applicazione ciclica del carico, vengono così testate due connessioni per volta. La strumentazione utilizzata per la misura dello spostamento consiste di due LVTDs con capacità di 50 mm ciascuno.

Questi vengono posizionati sotto le mensole e resi solidali con la parete. Ai cicli intermedi di carico si adotta un sistema di controllo misto in forza e spostamento al fine di monitorare il danneggiamento progressivo della connessione.

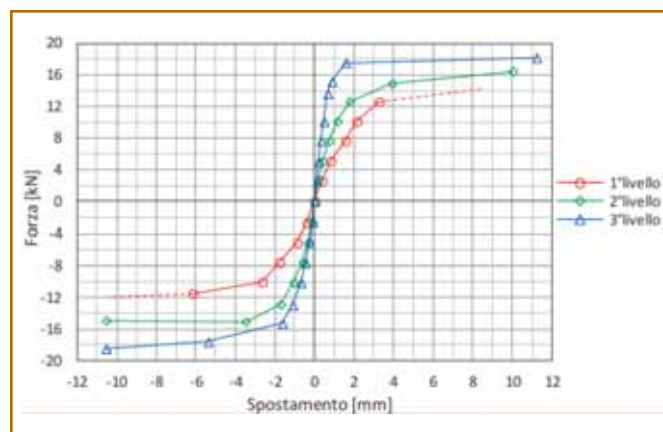
Nella fase finale della prova, una volta registrata la plasticizzazione parziale o totale della connessione, si passa in controllo di spostamento fino alla rottura della connessione più debole.

I risultati sperimentali delle prove cicliche a taglio sono stati determinati per i tre livelli sui quali sono state realizzate le coppie di mensole, nello specifico vengono indicate (per maggiore approfondimento contattare l'Assistenza Tecnica Laterlite):

- s_i come lo spostamento massimo per l' i -esimo ciclo di carico;
- Il valore di Δs_i come la differenza tra due spostamenti massimi consecutivi raggiunti per lo stesso livello di carico (controllo del danno accumulato);
- Il segno positivo/negativo degli spostamenti indicano semplicemente la direzione dello spostamento considerando il carico rispettivamente positivo e negativo.



Nelle prove cicliche a taglio il sistema di connessione ha mostrato un **comportamento elasto - plastico**. Questo viene messo in evidenza nelle curve di involucro qui sotto riportate.



Dall'involuppo si osserva un incremento della capacità della connessione nei livelli alle quote più basse della parete, dovuto all'effetto benefico del confinamento aggiuntivo dato dal peso della muratura sovrastante.

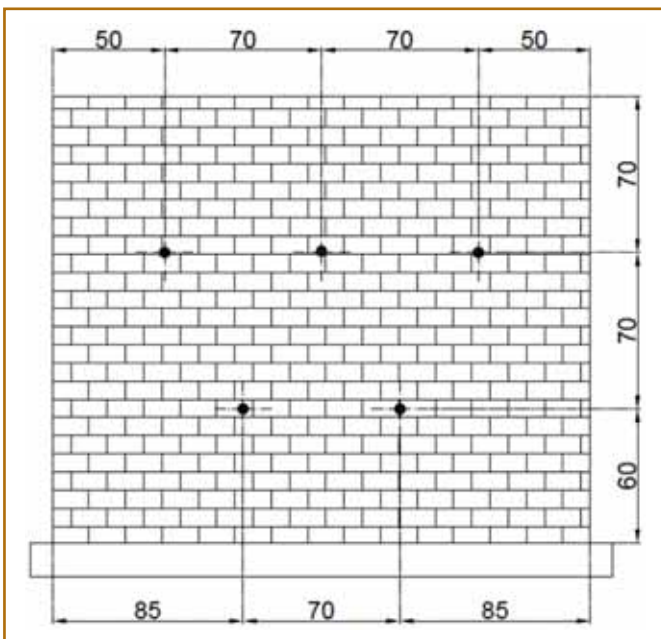
La connessione mostra un comportamento duttile sino al collasso.

Si riportano infine i valori di rigidezza media e taglio resistente per le connessioni ai diversi livelli

	1°lv	2°lv	3°lv
Vn +2mm	9.5	13	17.5
Vn -2mm	-8.2	-13.2	-15.5
K +5kN	7.5	17.3	28.1
K -5kN	7.5	11.9	30.4

Prova di pull – out ad estrazione

Per la prova di estrazione dei soli pioli spinotto/tirante è stata impiegata la parte posteriore della muratura, mentre per quelle sull'intero sistema di connessione sono state utilizzate le stesse cartelle in calcestruzzo realizzate per le prove cicliche a taglio.



La predisposizione spaziale dei pioli spinotto/tirante è stata variata rispetto a quelli delle prove cicliche a taglio in modo da evitare ogni possibile interferenza, inoltre lo spessore di 50 cm della parete muraria ha consentito di effettuare le prove su entrambe le facce senza che le connessioni interferissero tra loro.

Sono state pertanto eseguite **prove di estrazione del solo spinotto/tirante inghisato e prove di trazione sul sistema.**

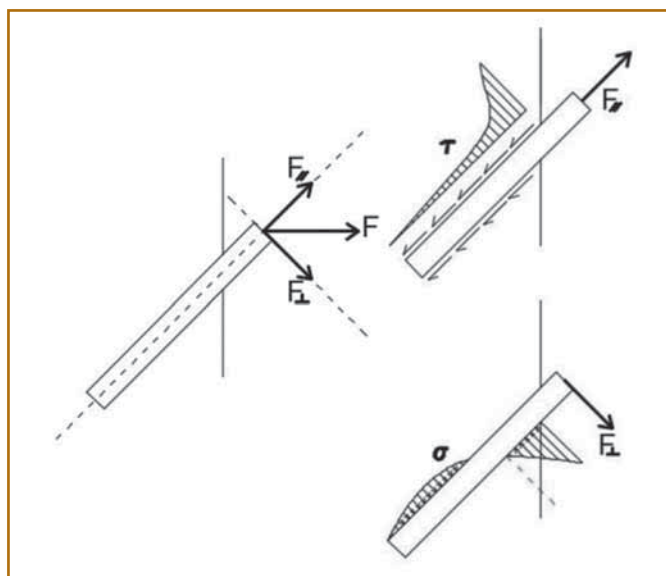


Nel caso delle prove di estrazione va posta attenzione alla variabilità dei valori ottenuti, in generale il solo spinotto/tirante resiste maggiormente rispetto alle connessioni complete. **Tuttavia, è da considerare che le connessioni complete si presentavano già plasticizzate in quanto già sottoposte alla prova ciclica a taglio.**

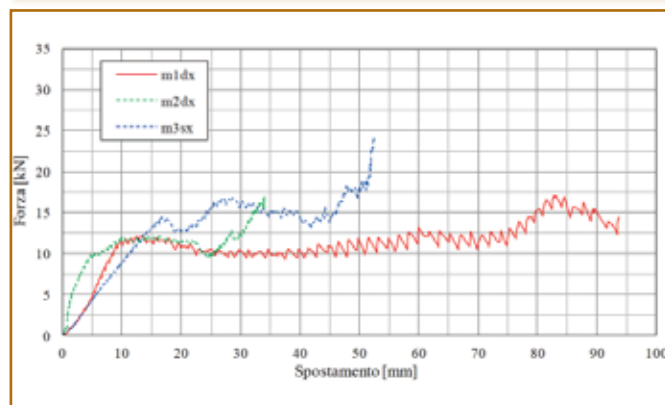
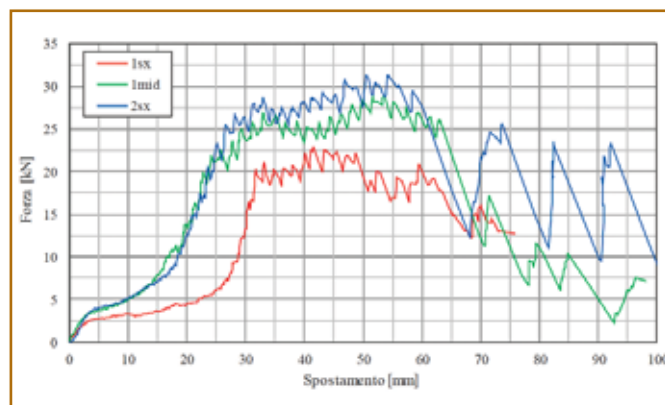
La modalità di rottura che si viene a generare mette in evidenza la crisi del piolo spinotto/tirante prima della sua completa estrazione e quindi dell'interazione negativa della sollecitazione mista taglio – trazione.

Sarà pertanto opportuno riferire la progettazione e la verifica di tali sistemi individuando un dominio resistente (N – V) e non alla prestazione ultima delle sollecitazioni mono assiali.

Si riporta qui sotto anche uno schema esemplificativo della distribuzione degli sforzi nella fase di estrazione del piolo spinotto/tirante a seguito della fessurazione della muratura nell'area sottostante la testa del piolo a causa della componente tagliante che non trova efficace contrasto.



Si riportano qui sotto le curve forza – spostamento per le prove di pull – out rispettivamente dei singoli tirante – spinotto e delle connessioni complete.



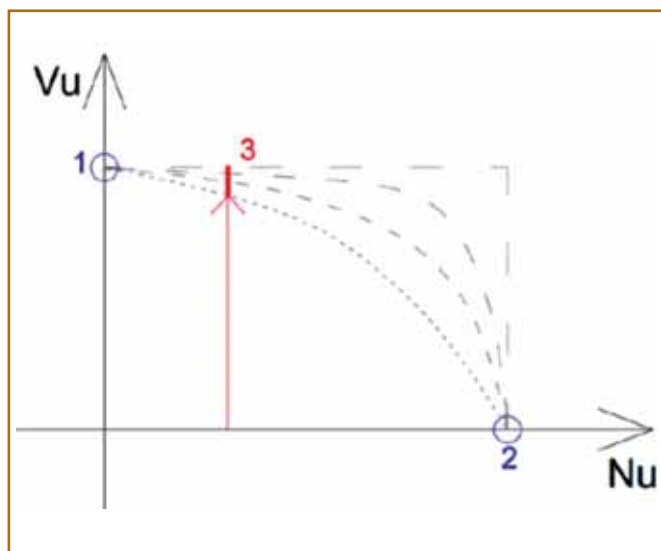
Resistenza a Trazione (Pull – Out) del singolo tirante – spinotto F_{max} [kN]	27.69 ± 4.30
Resistenza a Trazione (Pull – Out) della connessione già danneggiata a taglio ultimo F_{max} [kN]	19.46 ± 4.23

Prove di cantierabilità e diagramma di interazione

V – N (taglio – trazione)

Nella campagna prove sperimentale condotta sul Perimetro Forte (Connettore Perimetrale e Ancorante Chimico CentroStorico) sono state effettuate tre prove principali. Le prime due hanno interessato il “sistema integro” (non danneggiato) con il fine di ottenere la resistenza a taglio e trazione ultima del connettore.

Questi due aspetti possono essere rappresentati in un diagramma nel quale si riportano in modo disaccoppiato la resistenza a taglio e quella a trazione. In un sistema reale la situazione non sarà rappresentata da una delle due resistenze in modo distinto ma, più realisticamente da un comportamento intermedio dovuto dalla sollecitazione mista taglio – trazione prevista nel progetto di ogni connettore (aspetto evidenziato nella terza prova che evidenzia l’interazione negativa tra la forza di estrazione ed il connettore a taglio danneggiato).



La resistenza ultima della connessione dovrà essere determinata tenendo conto di questa interazione taglio - trazione che determina una perdita di prestazione del sistema a favore di **vantaggi operativi di cantiere**.

Nella maggior parte dei casi inoltre, il punto debole del sistema è caratterizzato dalla fragilità lato parete sarà pertanto consigliabile indagare sulle caratteristiche ed estrema variabilità della tipologia muraria.





4.4.2 Connettore CentroStorico Meccanico e Chimico

I sistemi di connessione necessari alla realizzazione della sezione composta costituiscono uno degli elementi cardine del Sistema Antisismico Laterlite. La loro presenza (vedere cap. 3.3, 3.4, 3.5 e 3.6) è **necessaria per la realizzazione del diaframma rigido di piano e del corretto trasferimento delle azioni presenti** nel piano al sistema di cerchiatura perimetrale.

Questo trasferimento e collegamento al solaio esistente sarà garantito mediante i Connettori CentroStorico meccanico e chimico e la presenza della rete elettrosaldata solidalmente collegata agli elementi di collegamento perimetrale.

4.4.3 Calcestruzzi leggeri strutturali

L'impiego dei calcestruzzi strutturali leggeri diviene l'altra componente di fondamentale importanza finalizzata alla realizzazione del pannello d'anima all'interno del diaframma, ed elemento indispensabile per la costituzione dei correnti/ripartitori necessari alla formazione della cerchiatura perimetrale.

Si ricorda che l'impiego dei calcestruzzi leggeri strutturali è del tutto esteso in termini di criteri di progettazione, esecuzione e regole di calcolo all'interno delle nuove Norme Tecniche delle Costruzioni (N.T.C. 2018).

In particolare, **si ricorda che le N.T.C. 2018 precisano che l'impiego di calcestruzzi leggeri strutturali nella progettazione per azioni sismiche è consentita soltanto a partire da classi di resistenza LC 20/22.**

Il vantaggio nell'impiego di Calcestruzzi Leggeri Strutturali può essere evidenziato partendo dai principi di progettazione delle strutture in zona sismica come indicato nel cap. 4.1 della presente Guida Tecnica. Si rimanda infatti all'esempio della trasformazione di un sistema dinamico con eccitazione alla base (azione sismica) in uno statico nel quale si evidenziano i seguenti aspetti:

- **Ipotesi di diaframmi rigidi di piano** (questo consente una riduzione dei gradi di libertà e concentrazione della massa sismica partecipante di piano);
- Definizione di **un sistema ad un grado di libertà equivalente**;
- Metodologia di applicazione dell'azione sismica con approccio alle forze.

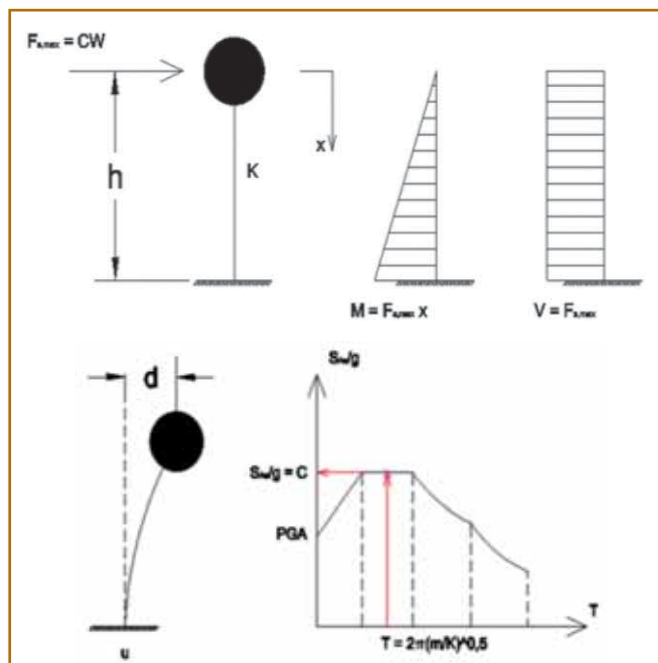
Si nota infatti dal seguente esempio di dinamica delle strutture che l'azione statica equivalente sia determinata in funzione di due elementi:

$$F=W \cdot C$$

- C rappresenta il **coefficiente sismico elastico** (dipendente da una serie di elementi e condizioni al contorno);
- W rappresenta invece il **peso della struttura** (masse di piano per l'accelerazione gravitazionale).

L'osservazione significativa da affrontare è legata al fatto che **mantenendo le stesse condizioni al contorno la riduzione del peso W delle masse di piano porta ad una conseguente riduzione dell'azione statica equivalente e delle rispettive caratteristiche di sollecitazione applicate.**

Interessante e altrettanto banale ricordare che la massa di piano costituisce una costante sulla quale è possibile intervenire in modo significativo, in tal senso le soluzioni leggere sono volte alla sensibilizzazione del seguente criterio di progettazione.



Si rimanda inoltre alla pubblicazione **“Il comportamento sismico di strutture in calcestruzzo leggero”** realizzato in collaborazione con **Eucentre di Pavia** e disponibile agli indirizzi www.leca.it e www.centrostorico.eu



I vantaggi della leggerezza

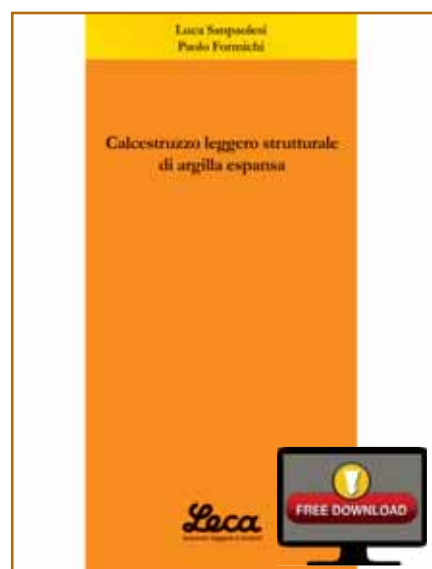
L'impiego di **calcestruzzi leggeri strutturali di argilla espansa**, oltre a consentire la soluzione di difficoltà specifiche, è frequente nella realizzazione di **interventi di rinforzo dei solai esistenti e in opere con grandi luci o forti aggetti**: infatti oltre a risolvere problemi statico-strutturali contribuiscono ad eliminare diversi vincoli formali.

La **caratteristica principale** è, infatti, il **favorevole rapporto resistenza/peso** che rende i calcestruzzi leggeri strutturali adatti a:

- **strutture in cui il peso proprio è preponderante rispetto ai carichi portati**: la riduzione del peso comporta la riduzione di tutte le sezioni, quindi meno calcestruzzo, minori cassature e minori armature;
- **grandi strutture o opere di ingegneria caratterizzate da grandi altezze e/o importanti luci**, in cui ogni riduzione di sezione comporta significative economie;
- **interventi su terreni con limitata portanza**, in cui ogni riduzione di peso della struttura restituisce significativi risparmi nei costi di fondazione: in alternativa a parità di peso totale è possibile realizzare strutture di maggiori dimensioni;
- **svariate applicazioni in ristrutturazione**, dai rinforzi e consolidamenti di solai esistenti a pilastri per sopraelevazioni di sottotetti, da balconi con parapetti a scale interne: la significativa riduzione di peso proprio del calcestruzzo, a parità di resistenza meccanica, rende disponibile maggiori carichi accidentali o sovraccarichi utili;

- **strutture soggette a rilevanti azioni orizzontali** (in particolare il sisma ma anche il vento), per le quali la riduzione delle masse si traduce in una riduzione delle sollecitazioni (come meglio approfondito di seguito);
- strutture in cui sia utilmente sfruttabile anche la buona **resistenza termica del calcestruzzo leggero**, decisamente migliore di quella di un calcestruzzo tradizionale di sua natura privo di caratteristiche isolanti;
- strutture in cui il **migliore comportamento al fuoco del calcestruzzo leggero** comporti economie derivanti dalla possibilità di realizzare ridotte sezioni in calcestruzzo e minori spessori di copriferro, o consenta di raggiungere maggiori livelli di sicurezza della costruzione;
- **solai nei quali diventa possibile realizzare getti pieni**, anche di ridotto spessore, con pesi propri simili ai solai alleggeriti tradizionali ma con riduzione della necessità di travature.

Come diffusamente trattato nel Cap. 3, l'utilizzo del **calcestruzzo leggero strutturale** nel consolidamento e rinforzo di un solaio esistente assicura diversi **vantaggi** anche al **comportamento sismico dell'intero edificio**. In primo luogo le **strutture miste** (nuova soletta interconnessa al solaio esistente) **beneficiano di una minore massa e quindi minori pesi**, ridotti sino al 40% rispetto al calcestruzzo tradizionale a parità di resistenza; ne consegue una **risposta sismica attenuata a tutto vantaggio della sicurezza statica dell'edificio**.



La guida all'impiego dei **“Calcestruzzi leggeri strutturali di argilla espansa”** redatta dai professori Sanpaolesi e Formichi, è disponibile gratuitamente su www.leca.it

4.4.4. Massetti leggeri

L'impiego di soluzioni leggere anche a livello di carichi permanenti portati (non strutturali) costituisce un altro aspetto di estrema importanza che determina una continuità essenziale per quanto descritto nel punto 4.4.3 precedente e relativamente a quanto approfondito nel cap. 4.1.

Si ricorda infatti che **l'impiego di sottofondi e massetti leggeri consente una riduzione dei carichi permanenti portati a livello di stratigrafie di piano anche sino al 50%**.



**LA CLASSIFICAZIONE
DEL RISCHIO SISMICO
DEGLI
EDIFICI ESISTENTI**

5



5 La classificazione del rischio sismico degli edifici esistenti

5.1 Introduzione

In questa sezione viene trattato o approfondita la tematica della classificazione del rischio sismico degli edifici esistenti, il quale rappresenta lo strumento informativo per la “mappatura” dell’intero territorio nazionale e l’opportunità di accedere agli strumenti di detrazione fiscale.

Nel seguito si affrontano alcuni casi studio oggetto di analisi, nei quali vengono approfonditi alcuni aspetti, in particolare:

- Quali tipologie di interventi consentono un incremento della classe di rischio sismico dell’edificio e quali sono gli aspetti di maggiore rilevanza da valutare;
- Il ruolo delle soluzioni leggere con il conseguente abbattimento delle masse sismiche partecipanti;
- L’efficienza del sistema diaframma nel comportamento di piano e mitigazione del rischio sismico.

5.2 Esempi di miglioramento sismico degli edifici esistenti

Le Linee Guida forniscono gli strumenti operativi per la classificazione del Rischio Sismico delle costruzioni.

Si ricorda, prima di descrivere gli aspetti salienti delle Linee Guida, la definizione di rischio sismico. Per **rischio sismico** infatti si definisce “l’unità di misura per fare prevenzione”, ovvero **rappresenta la misura matematico/ingegneristica per valutare il danno (perdita) atteso a seguito di un possibile evento sismico.**

Questo dipende da un’interazione di fattori.

Rischio = Pericolosità x Vulnerabilità x Esposizione



Dove:

- **Pericolosità** = probabilità che si verifichi un sisma (terremoto atteso);
- **Vulnerabilità** = valutazione delle conseguenze del sisma (capacità degli edifici);
- **Esposizione** = valutazione socio/economica delle conseguenze (contesti delle comunità).

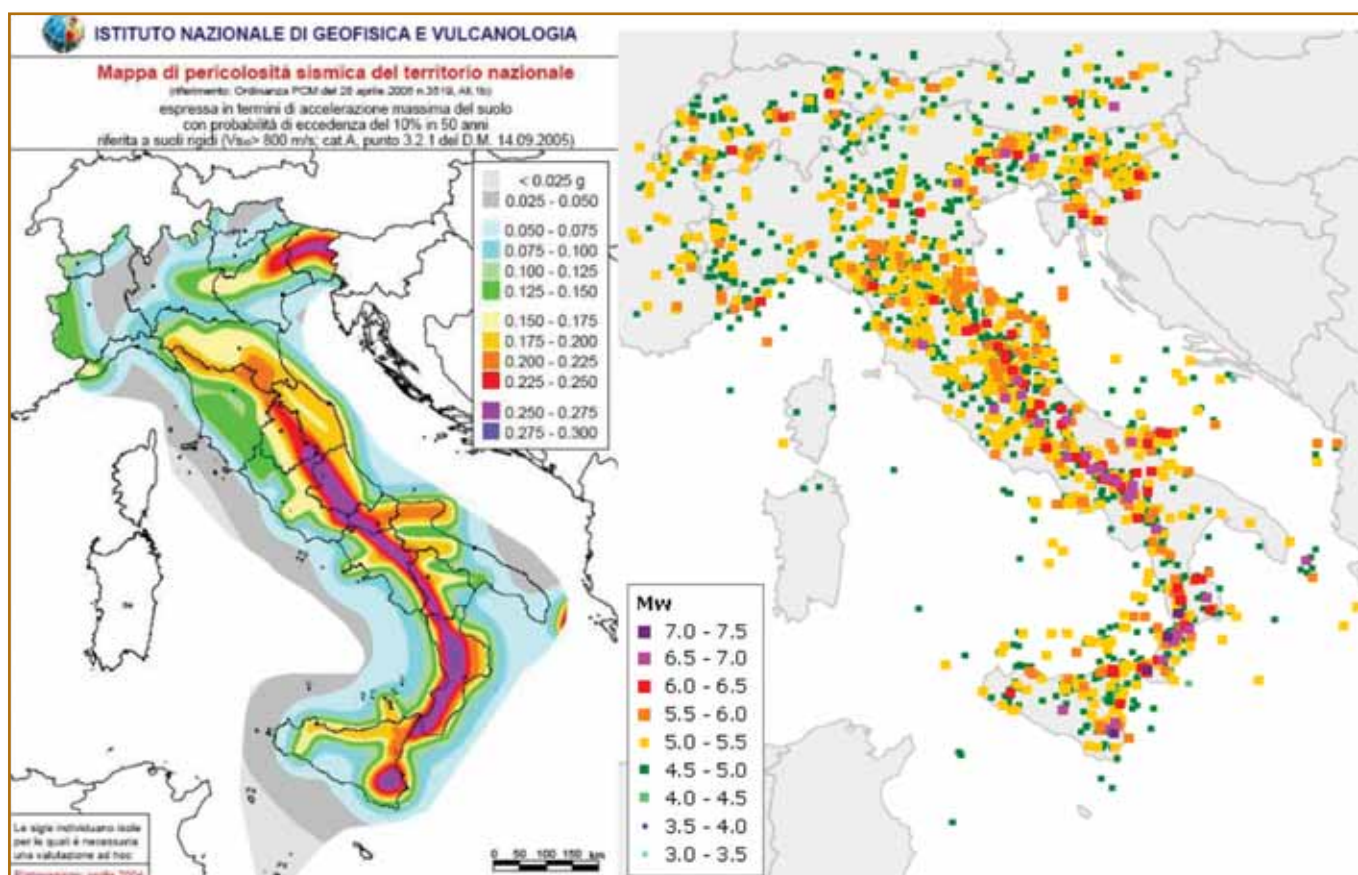
Si definiscono otto classi di rischio sismico, quest’ultimo crescente dalla lettera A+ sino alla G. La determinazione del rischio può essere condotta mediante due metodi alternativi (convenzionale e semplificato) con dei limiti di applicabilità nel caso di quello semplificato.

Il **metodo semplificato** è indicato per una valutazione speditiva della Classe di Rischio dei soli edifici in muratura mediante interventi di tipo locale, pertanto presenta dei limiti di applicabilità piuttosto rilevanti poiché basati sulla classificazione macro sismica EMS-98, la quale non rappresenta uno strumento efficiente per la valutazione della sicurezza dell’edificio in esame.

Il **metodo convenzionale** è invece applicabile a qualsiasi tipologia costruttiva e consente la valutazione del rischio sismico sia dello stato di fatto che dello stato conseguente l’eventuale intervento.

I parametri che entrano nel merito della classificazione del rischio sismico sono i seguenti:

- La **perdita annuale media attesa (PAM)** che tiene conto delle perdite economiche associate ai danni agli elementi (strutturali e non) e riferite al costo di ricostruzione dell’edificio privo del suo contenuto;
- **Indice di sicurezza (IS – V)** della struttura definito come il rapporto tra l’accelerazione di picco al suolo (PGA) che determina il raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV) della costruzione e la (PGA) che la Norma indica, nello specifico sito in cui si trova la costruzione e per lo stesso stato limite, come riferimento per la progettazione di un nuovo edificio.



Nel caso degli edifici **la Classe di Rischio associata alla singola unità immobiliare coincide con quella dell'edificio nella sua interezza e, comunque, il fattore inerente la sicurezza** strutturale deve essere quello relativo alla struttura dell'edificio nella sua globalità.

Nel caso del metodo **semplificato** è ammesso il passaggio di **una sola classe di rischio** mentre nel caso del metodo **convenzionale** è ammesso il passaggio di **due o più classi di rischio**.

Mediante le linee guida di classificazione del rischio sismico delle costruzioni è possibile accedere alle detrazioni fiscali previste dal **Sisma Bonus**, introdotto nella Legge di Stabilità 2017 approvata il 21/12/2016 come occasione di un piano volontario dei cittadini finalizzato alla valutazione e prevenzione del rischio sismico nazionale.

Il decreto, con le Linee Guida è efficace dal 01/03/2017.

Si ricordano le detrazioni premianti come le seguenti:

- Abitazioni, prime e seconde case e edifici produttivi:
 - Detrazione **sino al 70%** con il salto di **una** classe di rischio;
 - Detrazione **sino al 80%** con il salto di **due** o più classi di rischio.
- Condomini parti comuni:
 - Detrazione **sino al 75%** con il salto di **una** classe di rischio;
 - Detrazione **sino al 85%** con il salto di **due** o più classi di rischio.

L'ammontare delle spese **non dovrà essere superiore a 96.000 €** per ciascuna delle unità immobiliari di ciascun edificio.

Rispetto alle ristrutturazioni antisismiche senza alcuna variazione di classe le detrazioni rimangono pari al 50%.

Infine le detrazioni sono previste in 5 anni per tutte le zone sismiche 1,2 e 3.

5.2.1 Edificio esistente in muratura tipo A

In questa sezione prendiamo in considerazione lo studio di un edificio esistente in muratura ordinaria nel quale è stata affrontata la valutazione della classe di rischio sismico, sia dello stato di fatto, sia dell'edificio in seguito agli interventi condotti.

È necessario puntualizzare che **l'obiettivo dello studio** è quello di comprendere l'importanza di **un'analisi dell'edificio condotta nella sua interezza (metodo convenzionale da privilegiare nei confronti del metodo semplificato) ed in che modo gli interventi sui solai esistenti** mediante la realizzazione di un consolidamento flessionale e diaframma rigido di piano **influiscono nel comportamento globale dell'involucro**.

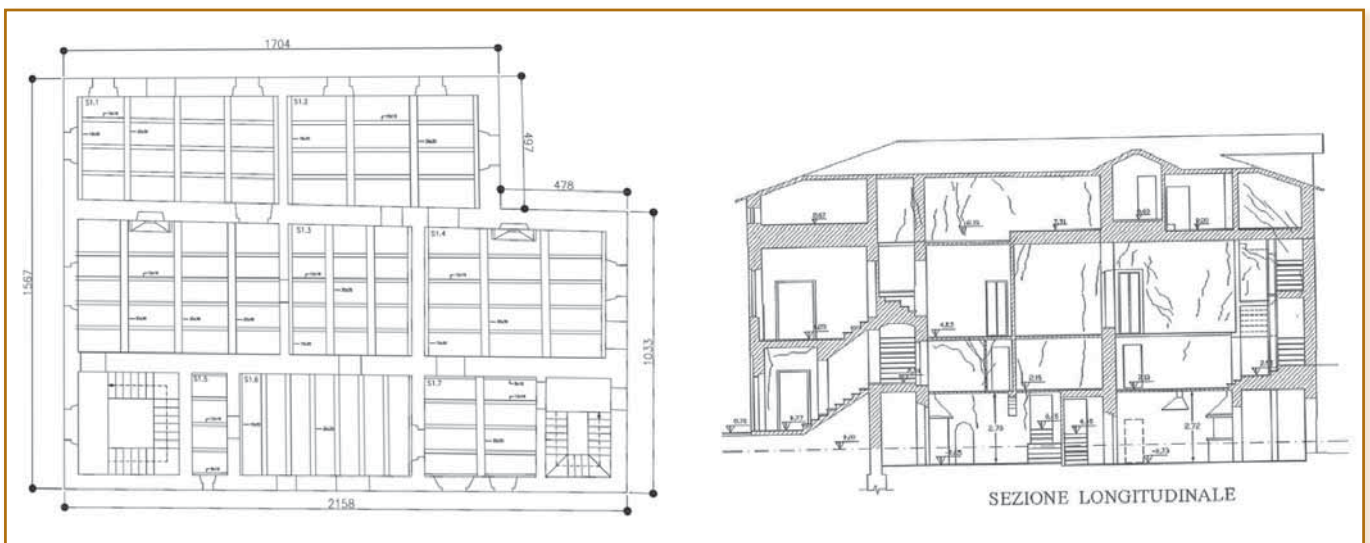
Inoltre si evidenzia l'estrema importanza del **concetto di cerchiatura perimetrale** e di tutti quei presidi necessari all'impedimento dei meccanismi di collasso locali visti nell'insieme dell'oggetto edificio **(in particolare i meccanismi di I modo fuori piano delle pareti)**. Verranno pertanto **approfondite** quelle tematiche legate alla realizzazione di diaframmi rigidi di piano, **collegamenti mediante**

cerchiatura perimetrale con le pareti sismo – resistenti senza entrare nel merito di quelle tecniche e metodologie di miglioramento delle singole pareti sismo – resistenti, la cui progettazione di intervento porterebbe senz'altro ad un'ulteriore mitigazione del rischio sismico.

Descrizione dell'edificio esistente

L'edificio in muratura esistente oggetto di analisi è costituito da due piani fuori terra (piano terra rialzato rispetto al piano campagna, piano primo e secondo + copertura).

Presenta delle dimensioni in pianta come da tavola qui sotto riportata (misure riportate in cm) con altezze di interpiano diverse tra i vari piani (si riporta anche stralcio della sezione longitudinale originaria): La geometria scelta fa riferimento ad un caso reale presente in provincia di Ancona nel quale esiste anche una irregolarità in pianta volutamente selezionata.



Caratteristiche dei materiali, dell'edificio esistente e definizione dell'azione sismica:

- Muratura in mattoni pieni con le seguenti caratteristiche (tabella C8A.2.1 della circolare n°617 del 2/2/2009):

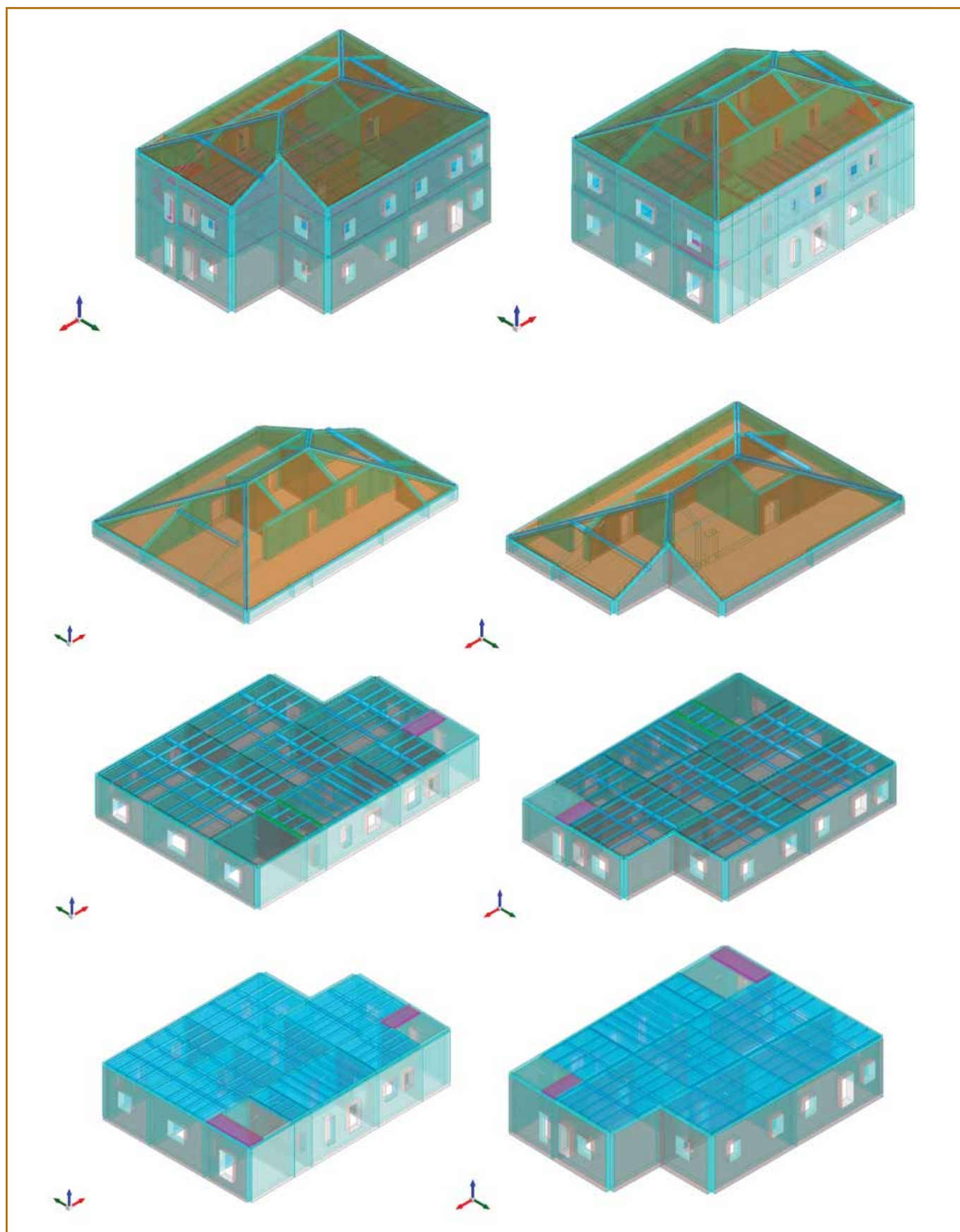
Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w (kN/m ³)
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

- Solai in semplice e doppia orditura in legno di abete tipo S2;
- Edificio in classe di duttilità bassa;
- Categoria topografica tipo T1;
- Categoria di sottosuolo tipo C;
- Livello di conoscenza tipo LC2;
- Destinazione d'uso a civile abitazione (tipo residenziale) – uffici non aperti al pubblico;
- Ubicazione dell'edificio a Sirolo (AN) con un valore di **PGA pari a 0.177 g** secondo lo stato limite di salvaguardia della vita (**SLV**), in particolare si riportano le caratteristiche per i vari stati limite, vita nominale e classe d'uso dell'edificio nei confronti della definizione dell'azione sismica.

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(sec)
SLO	Default (81)	30	0.0434	2.435	0.28
SLD	Default (63)	50	0.0574	2.566	0.28
SLV	Default (10)	475	0.1768	2.456	0.295
SLC	Default (5)	975	0.2316	2.491	0.31

Tipo di costruzione	2
Vn	Default (50)
Classe d'uso	II

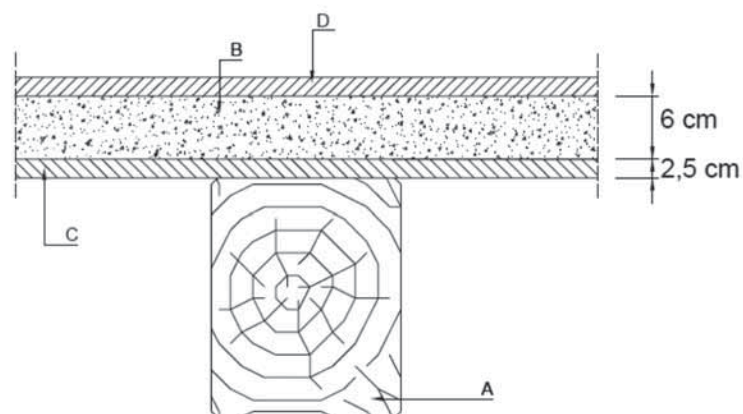
Si riportano anche delle assonometrie esplicative del modello oggetto di analisi e vista di insieme dell'edificio.



Analisi dei carichi

Edificio esistente – stato di fatto

L'edificio in muratura ordinaria presenta la seguente stratigrafia dei solai esistenti:



- A: travetto in legno
- B: vecchio sottofondo di materiale incoerente 2000 kg/mc
- C: assito in legno
- D: pavimento esistente 1,5 cm 2000 kg/mc

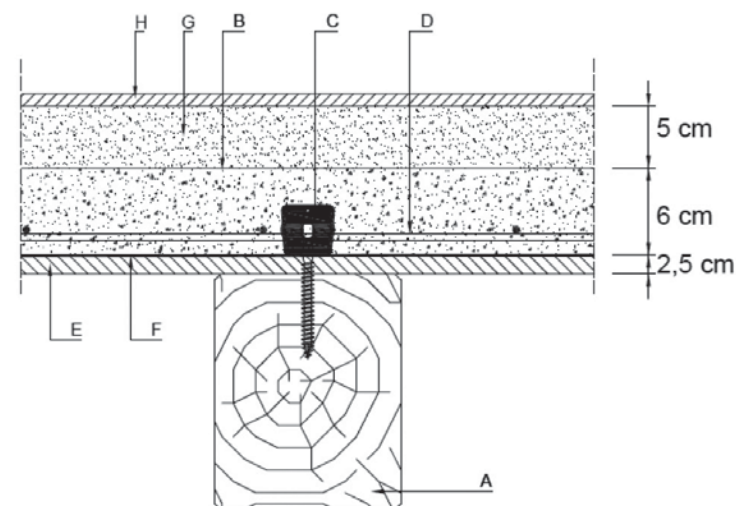
- Piano Primo
 - $G_2 = 2.05 \text{ kN/m}^2$ (sottofondo + pavimento e tramezzature);
 - $Q_k = 1.50 \text{ kN/m}^2$ (carichi accidentali ipotizzati come da primi anni del '900).
- Piano Secondo/Sottotetto
 - $G_2 = 1.40 \text{ kN/m}^2$ (sottofondo + pavimento e tramezzature);
 - $Q_k = 1.50 \text{ kN/m}^2$ (carichi accidentali ipotizzati come da primi anni del '900).
- Copertura
 - $G_2 = 0.60 \text{ kN/m}^2$ (sottofondo di copertura);
 - $Q_{neve} = 1.50 \text{ kN/m}^2$.
- Vano Scale
 - $G_2 = 1.90 \text{ kN/m}^2$
 - $Q_k = 1.50 \text{ kN/m}^2$ (carichi accidentali ipotizzati come da primi anni del '900).

I pesi propri strutturali G_1 (travi e muratura esistenti) sono stati quantificati automaticamente all'interno della modellazione del codice di calcolo in funzione della massa volumica dei materiali definiti in precedenza.

I carichi permanenti portati G_2 sono stati determinati tenendo conto della presenza della stratigrafia di sottofondo come sopra indicata.

Edificio post – intervento

L'edificio in oggetto a seguito degli interventi di consolidamento flessionale sui solai esistenti in legno presenta la seguente stratigrafia e carichi portati:



- A: travetto in legno
- B: nuova soletta in calcestruzzo strutturale
- C: connettore Centrostorico posato su assito
- D: rete elettrosaldata
- E: assito in legno o cassero in altri materiali
- F: membrana CentroStorico
- G: Massetto di finitura
- H: Nuovo pavimento spessore 1 cm

In questo caso le analisi e le valutazioni sono state condotte seguendo due distinte soluzioni:

- 1) Impiego di soluzioni leggere mediante calcestruzzi strutturali e massetti leggeri Laterlite;
- 2) Impiego di soluzioni tradizionali mediante calcestruzzi e massetti ordinari.

Entrambe le valutazioni sono state affrontate con l'inserimento del **Sistema Costruttivo Perimetro Forte**.

Soluzione leggera (calcestruzzo strutturale leggero Leca CLS 1400 e massetto leggero tipo CentroStorico)

- Piano Primo e Secondo/Sottotetto
 - $G_2 = 2.05 \text{ kN/m}^2$ (sottofondo + pavimento e tramezzature);
 - $Q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$ (carichi accidentali come da N.T.C. 2018).
- Vano Scale
 - $G_2 = 2.70 \text{ kN/m}^2$
 - $Q_k = 4.00 \text{ kN/m}^2$ (carichi accidentali come da N.T.C. 2018).
- Copertura
 - $G_2 = 0.60 \text{ kN/m}^2$ (sottofondo di copertura);
 - $Q_{neve} = 1.50 \text{ kN/m}^2$.

Anche in questo caso i **pesi propri strutturali G_1** sono stati quantificati automaticamente all'interno della modellazione del codice di calcolo in funzione della massa volumica dei materiali definiti in precedenza, in particolare mediante la presenza del **calcestruzzo strutturale leggero Leca CLS 1400** si hanno (in aggiunta ai pesi propri strutturali originari) **circa 1.00 kN/m^2 nello spessore di 6 cm di cappa strutturale armata collaborante**.

I **carichi permanenti portati G_2** sono stati mantenuti **invarianti** a quelli dello stato di fatto perché si è ottenuto un alleggerimento della soluzione grazie alla presenza di 5 cm di **massetto leggero CentroStorico di Laterlite** (circa pari a 0.63 kN/m^2 contro gli oltre 1.50 kN/m^2 originari) però si è tenuto conto della presenza di nuove tramezzature e nuovo pavimento per un totale di circa $1.20 + 0.20 \text{ kN/m}^2$.

Bisogna inoltre considerare il **significativo incremento dei carichi accidentali (come da attuali N.T.C. 2018)** sia per la destinazione d'uso scelta, sia per la zona di vano scala rispetto alla situazione "stato di fatto".

Soluzione tradizionale (calcestruzzo strutturale ordinario e massetto tradizionale tipo sabbia e cemento)

- Piano Primo e Secondo/Sottotetto
 - $G_2 = 2.65 \text{ kN/m}^2$ (sottofondo + pavimento e tramezzature);
 - $Q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$ (carichi accidentali come da N.T.C. 2018).
- Vano Scale
 - $G_2 = 2.65 \text{ kN/m}^2$
 - $Q_k = 4.00 \text{ kN/m}^2$ (carichi accidentali come da N.T.C. 2018).
- Copertura
 - $G_2 = 0.60 \text{ kN/m}^2$ (sottofondo di copertura);
 - $Q_{neve} = 1.50 \text{ kN/m}^2$.

Anche in questo caso i **pesi propri strutturali G_1** sono stati quantificati automaticamente all'interno della modellazione del codice di calcolo in funzione della massa volumica dei materiali definiti in precedenza, in particolare mediante la presenza del **calcestruzzo ordinario** si hanno (in aggiunta ai pesi propri strutturali originari) **circa 1.50 kN/m^2 nello spessore di 6 cm di cappa strutturale armata collaborante**.

I **carichi permanenti portati G_2 sono incrementati** rispetto a quelli dello stato di fatto perché si è ottenuto un appesantimento della soluzione grazie alla presenza di 5 cm di **massetto tradizionale tipo sabbia e cemento** (circa pari a 1.00 kN/m^2) inoltre si è tenuto conto della presenza di nuove tramezzature e nuovo pavimento per un totale di circa $1.20 + 0.20 \text{ kN/m}^2$.

Bisogna inoltre considerare il **significativo incremento dei carichi accidentali (come da attuali N.T.C. 2018)** sia per la destinazione d'uso scelta, sia per la zona di vano scala rispetto alla situazione "stato di fatto".

Modellazione dell'edificio esistente e definizione della classe di rischio sismico

In prima analisi è stata condotta l'intera modellazione dell'edificio esistente sulla base delle indicazioni di geometria e analisi dei carichi descritte in precedenza.

Bisogna innanzitutto premettere una considerazione fondamentale relativamente all'analisi dell'edificio di partenza legata alla presenza o meno dei **cinematismi di collasso locali**. Infatti **risulta del tutto ragionevole ipotizzare che l'edificio di partenza "stato di fatto" non presenti dei presidi necessari all'impedimento dei meccanismi di collasso locali**, (in particolare quelli legati ai cinematismi di fuori piano). Le analisi nell'edificio esistente di partenza, orfano degli elementi di mitigazione del rischio sismico connessi ai meccanismi di collasso locali, avranno dei risultati molto diversi rispetto allo stesso edificio nel quale però verranno condotti degli interventi necessari all'impedimento dei meccanismi locali di collasso stessi. Quest'ultima considerazione è ragionevole in quanto, visto l'intervento di consolidamento flessionale dei solai esistenti condotto a livello di piano o porzione di piano, si rendono necessari e ipotizzabili tutti quegli interventi (**cerchiatura perimetrale**) fondamentali per l'**impedimento dei meccanismi locali** di cui sopra.

Il **codice di calcolo** impiegato per le analisi è **Sismicad versione 12.10** di Concrete Srl Via della Pieve, 19 – 35121 Padova (PD) – info@concrete.it. Ai fini di una valutazione più completa di quanto sopra esposto si ricordano le **principali tipologie dei meccanismi di collasso locali**, comuni negli edifici in muratura ordinaria e oggetto di mitigazione in questo studio (in particolare si fa riferimento ai meccanismi di primo modo).



Fonte: interventi di miglioramento sismico – catene perimetrali, diaframmi di piano, coperture scatolari (Prof. A. Marini, Peschiera del Garda 2017)

A seguito della modellazione dell'intero edificio esistente le classi di rischio sismico ottenute sono le seguenti:

PAM	G
IS – V	F

La classe di rischio sismico di partenza attribuita all'edificio esistente "stato di fatto" è pari a G, in questo caso si nota come l'elemento che comanda la classificazione è il parametro PAM.

È interessante notare che nell'edificio esistente "stato di fatto" la classe di rischio sismico non ottiene alcun incremento prestazionale anche mediante l'inserimento di presidi necessari all'impedimento dei meccanismi di collasso locali (per esempio interi sistemi ad arco – catena), infatti l'edificio di partenza risulta particolarmente poco performante con la presenza di un'azione sismica pari a quella di una zona 2 (piuttosto significativa) e pertanto sarebbero necessari interventi molto più invasivi.

Va inoltre premesso che lo studio e le rispettive analisi sono state condotte senza ipotizzare alcun tipo di intervento a livello di pareti sismo – resistenti.



Descrizione degli interventi di progettazione: mitigazione del rischio sismico

Nel seguito verranno argomentate le seguenti tipologie di intervento ed effettuata l'intera analisi globale dell'edificio impiegando analisi dinamiche lineari.

Tipologia di Analisi	Piano Primo [P1]	Piano Secondo [P2]	Soluzione Laterlite	Soluzione Tradizionale
1	Consolidamento intero piano	Consolidamento intero piano	X	
2	Consolidamento intero piano	Consolidamento intero piano		X
3		Consolidamento intero piano	X	
4		Consolidamento intero piano		X
5	Consolidamento intero piano		X	
6	Consolidamento intero piano			X
7	Consolidamento porzione di P1 (solo un appartamento)		X	
8	Consolidamento porzione di P1 (solo un appartamento)			X

Tipologia di Analisi	Piano Primo [P1]	Piano Secondo [P2]	Soluzione Laterlite	Soluzione Tradizionale	PAM	IS-V	Classe di Rischio
1	Consolidamento intero piano	Consolidamento intero piano	X		C	B	C
2	Consolidamento intero piano	Consolidamento intero piano		X	D	E	E
3		Consolidamento intero piano	X		C	D	D
4		Consolidamento intero piano		X	C	D	D
5	Consolidamento intero piano		X		C	C	C
6	Consolidamento intero piano			X	C	D	D
7	Consolidamento porzione di P1 (solo un appartamento)		X		F	E	F
8	Consolidamento porzione di P1 (solo un appartamento)			X	F	E	F
EDIFICIO DI PARTENZA ESISTENTE					G	F	G

I risultati delle seguenti analisi devono essere necessariamente argomentati, in particolare:

- Tutti i risultati sono stati ottenuti inserendo all'interno della modellazione dei presidi necessari all'impedimento dei meccanismi locali di collasso, pertanto **il concetto di cerchiatura perimetrale e/o presidi di mitigazione del rischio sismico nei confronti dei meccanismi locali dovrà essere necessariamente pensato a livello di edificio nella sua interezza**. Questa considerazione è del tutto ragionevole, se pensassimo ad esempio di intervenire nei casi 1 e 2 senza realizzare la cerchiatura perimetrale e/o senza impedire i meccanismi di collasso locali si otterrebbero i seguenti risultati poco performanti e che non giustificerebbero gli interventi di cui sopra:
 - **Caso 1 classe** di Rischio Sismico pari ad **F (PAM = F; IS - V = E)**;
 - **Caso 2 classe** di Rischio Sismico pari a **G (PAM = G; IS - V = F)**.
- I risultati sono stati ottenuti senza prendere in considerazione interventi in copertura;
- I risultati sono stati ottenuti prevedendo che le architravi, qualora considerate elementi strutturali (infatti accade talvolta che gli spessori di questi elementi sopra e sotto le finestre/aperture sono ridotti e pertanto non computati nelle analisi), siano verificate o altrimenti sia necessario prevedere il rinforzo di questi elementi. **Uno dei vantaggi della cerchiatura perimetrale** (come abbiamo anche visto nelle sezioni precedenti) è costituito dal fatto di "sopportare e assolvere" in tutte quelle **situazioni caratterizzate da discontinuità della fascia muraria**;
- È necessario sottolineare una criticità del metodo di classificazione, caratterizzata dal fatto che frequentemente l'elemento che governa la classificazione è il parametro PAM. Tale parametro, per la sua concezione, presenta degli intervalli piuttosto ampi (vedi tabella sotto riportata). Questa situazione potrebbe condurre ad un miglioramento della sicurezza a seguito di una serie di interventi, senza però poter fare il salto di classe.

Perdita Media Annuata attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0,50\%$	A^*_{PAM}
$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	A_{PAM}
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	B_{PAM}
$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	C_{PAM}
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	D_{PAM}
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	E_{PAM}
$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	F_{PAM}
$7,5\% \leq PAM$	G_{PAM}

- Sulla base di quanto argomentato sopra, risulta pertanto poco serio ed improponibile la progettazione di un intervento antisismico senza prendere in considerazione la valutazione dell'edificio nella sua interezza, almeno per quanto riguarda i meccanismi locali di collasso, per i quali sarebbe un approccio eccessivamente superficiale il fatto di ignorarne la presenza e/o affrontare con il solo metodo semplificato l'intero intervento. In tal modo, a differenza del metodo semplificato, si potrebbero concentrare gli interventi realmente in quelle zone locali dell'edificio che necessitano di aiuto, senza disperdere costi ed energie in altre zone dell'involucro per la mancanza delle giuste informazioni.

Ruolo dei diaframmi infinitamente rigidi di piano e della leggerezza in zona sismica

Le analisi presentate nella sezione precedente sono utili nella formulazione di alcune considerazioni che trovano la loro applicabilità in questo caso specifico ma, come vedremo nel seguito, risulteranno significative per estensioni di carattere generale.

In particolare è utile comprendere i seguenti confronti:

- Presenza-assenza dei diaframmi rigidi di piano;
- Soluzioni leggere-soluzioni tradizionali.

Mettiamo pertanto a confronto le analisi condotte nel caso 1 e nel caso 2 (realizzazione del diaframma di piano rispettivamente con soluzioni leggere e tradizionali) nei confronti dell'edificio esistente "stato di fatto":



In questo confronto si mette in evidenza un duplice aspetto positivo:

- 1) L'impiego di presidi (per esempio la **cerchiatura perimetrale**) applicati all'edificio nella sua interezza per impedire i meccanismi di collasso locali, incrementa notevolmente la sicurezza sismica;
- 2) L'impiego dei **diaframmi di piano con soluzioni leggere** (a parità di condizioni al contorno) consentono di ottenere un miglioramento della classe di Rischio Sismico della costruzione che porta ad una **differenza anche di due classi rispetto alle soluzioni tradizionali** (classe C contro una classe E).

Queste osservazioni sono riscontrabili anche nei casi 3, 4, 5 e 6. Si nota infatti come la realizzazione di elementi di mitigazione del rischio (cerchiatura perimetrale) sia necessaria e di quanto il ruolo del diaframma (anche se realizzato a livello di un solo piano) determini un salto della classe di Rischio Sismico piuttosto significativa. Inoltre il ruolo delle soluzioni leggere diventa ancor più evidente quando gli interventi parziali (per esempio su un solo piano) pesano in termini percentuali in misura maggiore rispetto al globale (per esempio l'intervento su un solo piano mediante soluzioni leggere avrà più evidenza su un edificio a 2 piani fuori terra piuttosto che 3 o 4 piani fuori terra).

5.2.2 Edificio esistente in muratura tipo B

In questa sezione prendiamo in considerazione lo studio di un altro edificio esistente in muratura ordinaria nel quale sono stati affrontati una serie di interventi necessari alla valutazione della classe di rischio sismico, sia dello stato di fatto, sia dell'edificio in seguito agli interventi condotti.

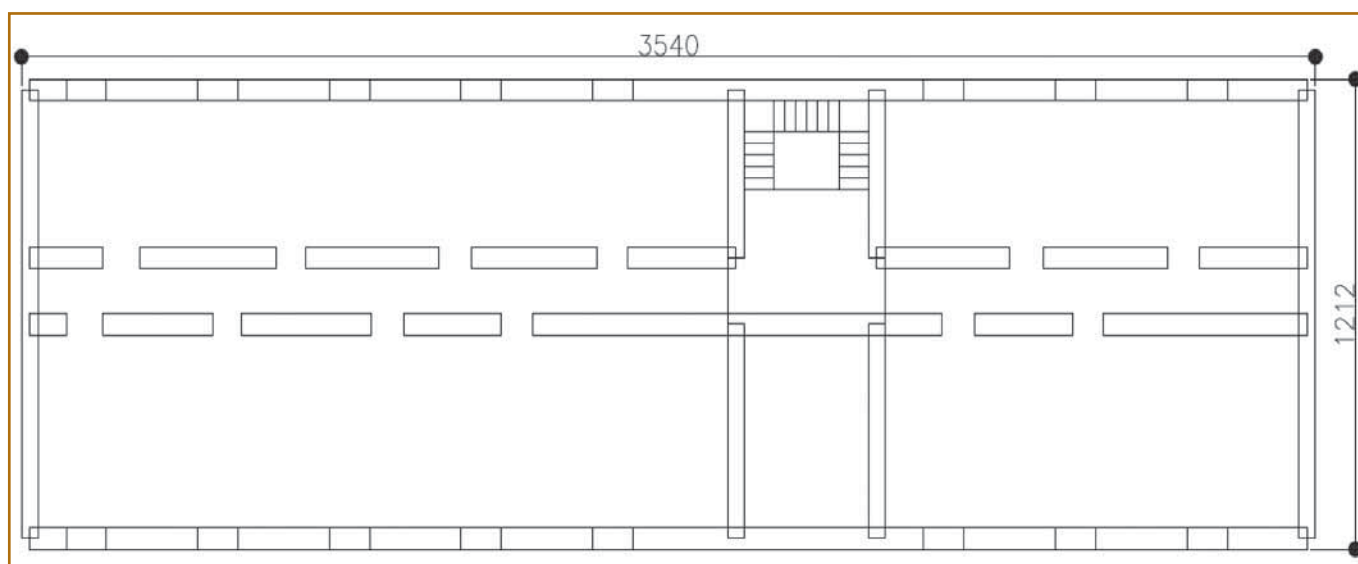
Fatte salve le stesse considerazioni di carattere generale affrontate nel "caso 1", similmente a quanto visto per l'edificio precedente ripercorriamo le stesse tipologie di analisi e confrontiamo i risultati ottenuti.

Descrizione dell'edificio esistente

L'edificio in muratura esistente oggetto di analisi è costituito da tre piani fuori terra (piano primo, piano secondo, piano di sottotetto e copertura).

Presenta delle dimensioni in pianta come da tavola qui sotto riportata (misure riportate in cm) con altezze di interpiano pari a circa 332 cm.

La geometria scelta fa riferimento ad un caso reale presente nella città di Milano caratterizzato da una dimensione in pianta nella quale abbiamo una direzione prevalente rispetto all'altra (tipico edificio in pianta rettangolare allungato con un corpo centrale).



Caratteristiche dei materiali, dell'edificio esistente e definizione dell'azione sismica:

- Muratura in mattoni pieni con le seguenti caratteristiche (tabella C8A.2.1 della circolare n°617 del 2/2/2009):

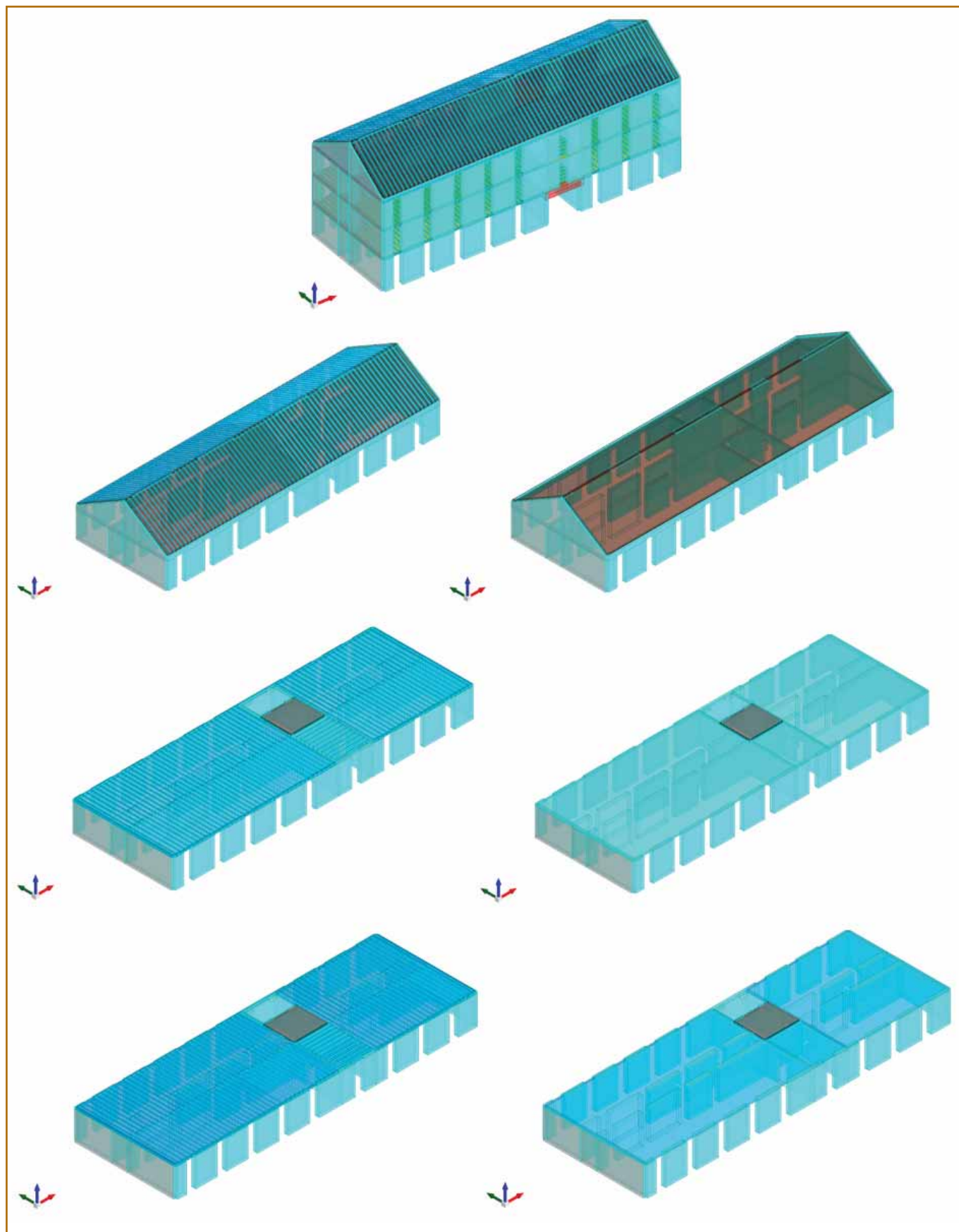
Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w (kN/m ³)
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

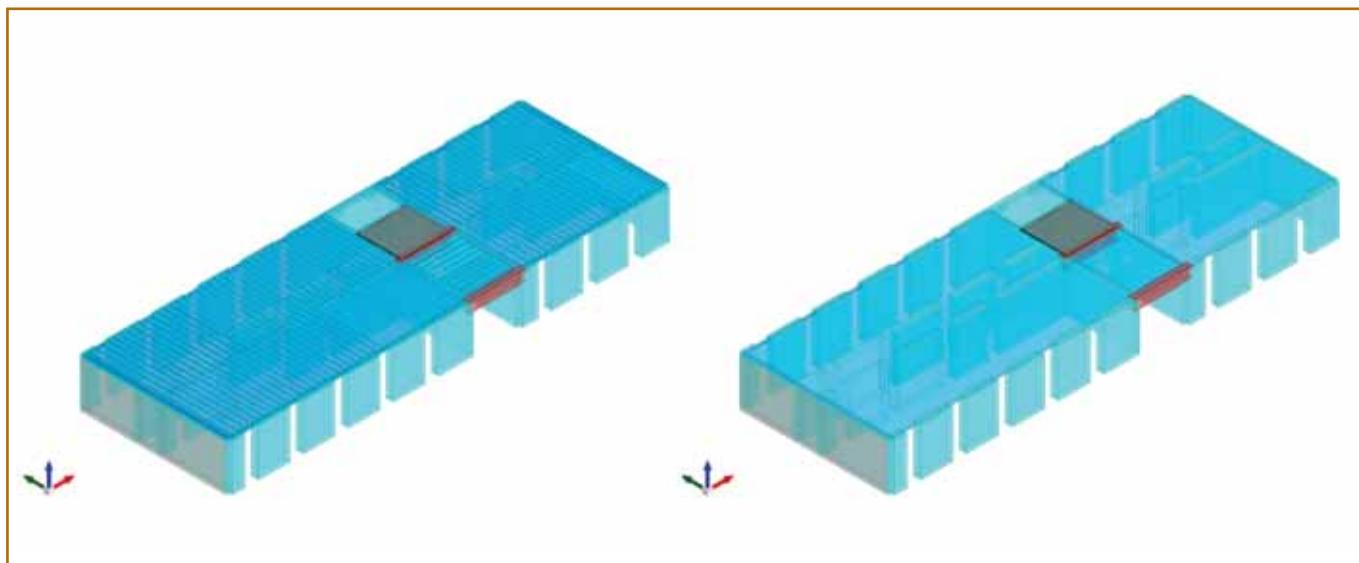
- Solai in semplice orditura in legno di abete tipo S2;
- Edificio in classe di duttilità bassa;
- Categoria topografica tipo T1;
- Categoria di sottosuolo tipo C;
- Livello di conoscenza tipo LC2;
- Destinazione d'uso a civile abitazione (tipo residenziale) - uffici non aperti al pubblico;
- Ubicazione dell'edificio a Milano (MI) con un valore di **PGA pari a 0.107 g** secondo lo stato limite di salvaguardia della vita (**SLV**), in particolare si riportano le caratteristiche per i vari stati limite, vita nominale e classe d'uso dell'edificio nei confronti della definizione dell'azione sismica.

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(sec)
SLO	Default (81)	30	0.0312	2.423	0.19
SLD	Default (63)	50	0.0404	2.464	0.201
SLV	Default (10)	475	0.1077	2.489	0.26
SLC	Default (5)	975	0.1379	2.541	0.269

Tipo di costruzione	2
Vn	Default (50)
Classe d'uso	II

Si riportano anche delle assonometrie esplicative del modello oggetto di analisi e vista di insieme dell'edificio.

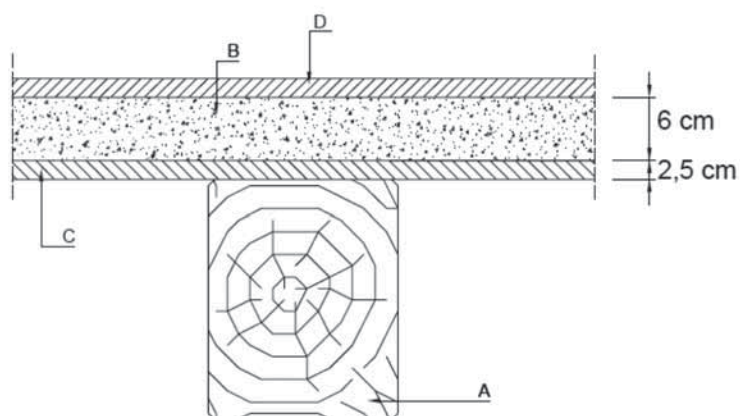




Analisi dei carichi

Edificio esistente – stato di fatto

L'edificio in muratura ordinaria presenta la seguente stratigrafia dei solai esistenti:



- A: travetto in legno
- B: vecchio sottofondo di materiale incoerente 2000 kg/mc
- C: assito in legno
- D: pavimento esistente 1,5 cm 2000 kg/mc

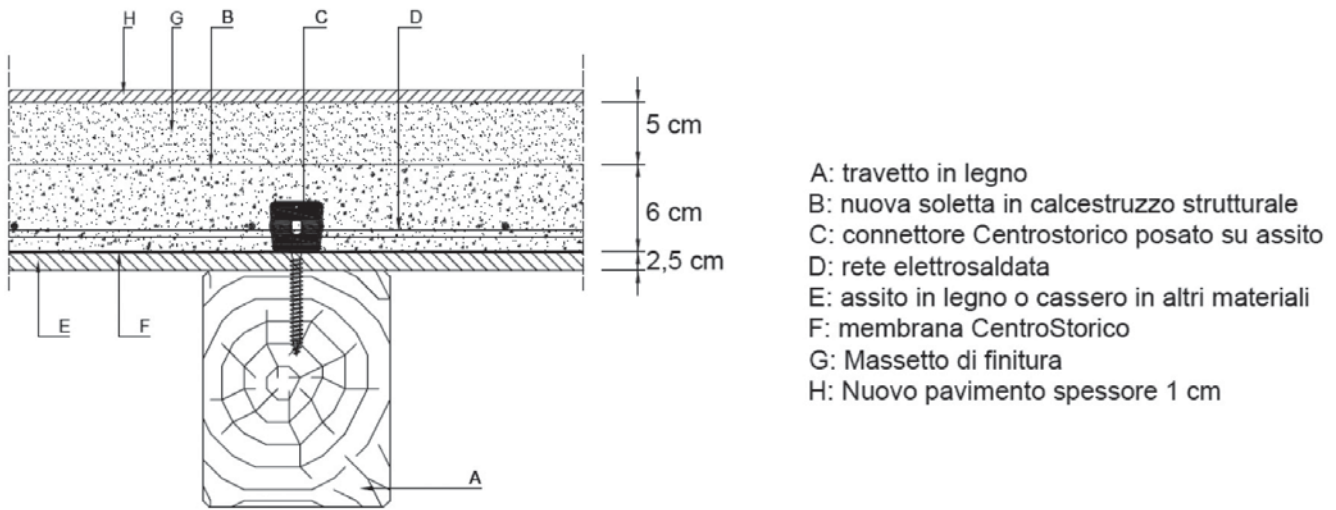
- Piano Tipo (primo, secondo)
 - $G_2 = 2.05 \text{ kN/m}^2$ (sottofondo + pavimento e tramezzature);
 - $Q_k = 1.50 \text{ kN/m}^2$ (carichi accidentali ipotizzati come da primi anni del '900).
- Piano di Sottotetto
 - $G_2 = 1.40 \text{ kN/m}^2$ (sottofondo + pavimento e tramezzature);
 - $Q_k = 1.50 \text{ kN/m}^2$ (carichi accidentali ipotizzati come da primi anni del '900).
- Vano Scale
 - $G_2 = 1.90 \text{ kN/m}^2$
 - $Q_k = 1.50 \text{ kN/m}^2$ (carichi accidentali ipotizzati come da primi anni del '900).
- Copertura
 - $G_2 = 0.60 \text{ kN/m}^2$ (sottofondo di copertura);
 - $Q_{neve} = 1.50 \text{ kN/m}^2$.

I pesi propri strutturali G_1 (travi e muratura esistenti) sono stati quantificati automaticamente all'interno della modellazione del codice di calcolo in funzione della massa volumica dei materiali definiti in precedenza.

I carichi permanenti portati G_2 sono stati determinati tenendo conto della presenza della stratigrafia di sottofondo come sopra indicata.

Edificio post – intervento

L'edificio in oggetto a seguito degli interventi di consolidamento flessionale sui solai esistenti in legno presenta la seguente stratigrafia e carichi portati:



In questo caso le analisi e le valutazioni sono state condotte seguendo due distinte soluzioni:

- 1) Impiego di soluzioni leggere mediante calcestruzzi strutturali e massetti leggeri Laterlite;
- 2) Impiego di soluzioni tradizionali mediante calcestruzzi e massetti ordinari.

Soluzione leggera (calcestruzzo strutturale leggero Leca CLS 1400 e massetto leggero tipo CentroStorico)

- Piano Tipo (primo, secondo)
 - $G_2 = 2.05 \text{ kN/m}^2$ (sottofondo + pavimento e tramezzature);
 - $Q_k = 2.00 \text{ kN/mv}$ (carichi accidentali come da N.T.C. 2018).
- Piano di Sottotetto
 - $G_2 = 2.05 \text{ kN/m}^2$ (sottofondo + pavimento e tramezzature);
 - $Q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$ (carichi accidentali come da N.T.C. 2018).
- Vano Scale
 - $G_2 = 2.70 \text{ kN/m}^2$
 - $Q_k = 4.00 \text{ kN/m}^2$ (carichi accidentali come da N.T.C. 2018).
- Copertura
 - $G_2 = 0.60 \text{ kN/m}^2$ (sottofondo di copertura);
 - $Q_{neve} = 1.50 \text{ kN/m}^2$.

Anche in questo caso i **pesi propri strutturali G_1** sono stati quantificati automaticamente all'interno della modellazione del codice di calcolo in funzione della massa volumica dei materiali definiti in precedenza, in particolare mediante la presenza del **calcestruzzo strutturale leggero Leca CLS 1400** si hanno (in aggiunta ai pesi propri strutturali originari) **circa 1.00 kN/m^2 nello spessore di 6 cm di cappa strutturale armata collaborante**.

I **carichi permanenti portati G_2 sono stati mantenuti invariati** a quelli dello stato di fatto perché si è ottenuto un alleggerimento della soluzione grazie alla presenza di 5 cm di **massetto leggero CentroStorico**

di Laterlite (circa pari a 0.63 kN/m^2 contro gli oltre 1.50 kN/m^2 originari) però si è tenuto conto della presenza di nuove tramezzature e nuovo pavimento per un totale di circa $1.20 + 0.20 \text{ kN/m}^2$.

Bisogna inoltre considerare il **significativo incremento dei carichi accidentali (come da attuali N.T.C. 2018)** sia per la destinazione d'uso scelta, sia per la zona di vano scala rispetto alla situazione "stato di fatto".

Soluzione tradizionale (calcestruzzo strutturale ordinario e massetto tradizionale tipo sabbia e cemento)

- Piano Tipo (primo, secondo)
 - $G_2 = 2.65 \text{ kN/m}^2$ (sottofondo + pavimento e tramezzature);
 - $Q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$ (carichi accidentali come da N.T.C. 2018).
- Piano di Sottotetto
 - $G_2 = 2.65 \text{ kN/m}^2$ (sottofondo + pavimento e tramezzature);
 - $Q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$ (carichi accidentali come da N.T.C. 2018).
- Vano Scale
 - $G_2 = 2.70 \text{ kN/m}^2$
 - $Q_k = 4.00 \text{ kN/m}^2$ (carichi accidentali come da N.T.C. 2018).
- Copertura
 - $G_2 = 0.60 \text{ kN/m}^2$ (sottofondo di copertura);
 - $Q_{neve} = 1.50 \text{ kN/m}^2$.

Anche in questo caso i **pesi propri strutturali G_1** sono stati quantificati automaticamente all'interno della modellazione del codice di calcolo in funzione della massa volumica dei materiali definiti in precedenza, in particolare mediante la presenza del **calcestruzzo ordinario** si hanno (in aggiunta ai pesi propri strutturali originari) **circa 1.50 kN/m^2 nello spessore di 6 cm di cappa strutturale armata collaborante**.

I **carichi permanenti portati G_2 sono incrementati** rispetto a quelli dello stato di fatto perché si è ottenuto un appesantimento della soluzione grazie alla presenza di 5 cm di **massetto tradizionale tipo sabbia e cemento** (circa pari a 1.00 kN/m^2) inoltre si è tenuto conto

della presenza di nuove tramezzature e nuovo pavimento per un totale di circa $1.20 + 0.20 \text{ kN/m}^2$). Bisogna inoltre considerare il **significativo incremento dei carichi accidentali (come da attuali N.T.C. 2018)** sia per la destinazione d'uso scelta, sia per la zona di vano scala rispetto alla situazione "stato di fatto".

Modellazione dell'edificio esistente e definizione della classe di rischio sismico

In prima analisi è stata condotta l'intera modellazione dell'edificio esistente sulla base delle indicazioni di geometria e analisi dei carichi descritte in precedenza.

Valgono le stesse considerazioni di carattere generale viste in precedenza nel caso del primo edificio in muratura, a partire da questo si ottengono i seguenti risultati di classe di Rischio Sismico:

PAM	E
IS – V	E

La classe di rischio sismico di partenza attribuita all'edificio esistente "stato di fatto" è pari a E, in questo caso si nota come l'elemento che comanda la classificazione è indifferente tra il parametro PAM e IS – V.



Va nuovamente premesso che lo studio e le rispettive analisi sono state condotte senza ipotizzare alcun tipo di intervento a livello di pareti sismo – resistenti.

Descrizione degli interventi di progettazione: mitigazione del rischio sismico

Nel seguito verranno argomentate le seguenti tipologie di intervento ed effettuata l'intera analisi globale dell'edificio impiegando analisi dinamiche lineari.

Tipologia di Analisi	Piano Primo [P1]	Piano Secondo [P2]	Sottotetto	Soluzione Laterlite	Soluzione Tradizionale
1	Consolidamento intero piano	Consolidamento intero piano	Consolidamento intero piano	X	
2	Consolidamento intero piano	Consolidamento intero piano	Consolidamento intero piano		X
3			Consolidamento intero piano	X	
4			Consolidamento intero piano		X
5		Consolidamento intero piano		X	
6		Consolidamento intero piano			X
7		Consolidamento porzione di P2 (solo un appartamento)		X	
8		Consolidamento porzione di P2 (solo un appartamento)			X

Tipologia di Analisi	Piano Primo [P1]	Piano Secondo [P2]	Sottotetto	Soluzione Laterlite	Soluzione Tradizionale	PAM	IS-V	Classe di Rischio
1	Consolidamento intero piano	Consolidamento intero piano	Consolidamento intero piano	X		B	C	C
2	Consolidamento intero piano	Consolidamento intero piano	Consolidamento intero piano		X	F	E	F
3			Consolidamento intero piano	X		G	E	G
4			Consolidamento intero piano		X	G	F	G
5		Consolidamento intero piano		X		D	B	D
6		Consolidamento intero piano			X	D	C	D
7		Consolidamento porzione di P2 (solo un appartamento)		X		D	B	D
8		Consolidamento porzione di P2 (solo un appartamento)			X	D	B	D
EDIFICIO DI PARTENZA ESISTENTE						E	E	E

I risultati delle seguenti analisi devono essere necessariamente argomentati, in particolare:

- Tutti i risultati sono stati ottenuti **(in analogia a quanto visto per il caso dell'edificio tipo A precedente)** inserendo all'interno della modellazione dei presidi necessari all'impedimento dei meccanismi locali di collasso, pertanto **il concetto di cerchiatura perimetrale e/o presidi di mitigazione del rischio sismico nei confronti dei meccanismi locali dovrà essere necessariamente pensato a livello di edificio nella sua interezza**. Questa considerazione è del tutto ragionevole, se pensassimo ad esempio di intervenire nei casi 1 e 2 senza realizzare la cerchiatura perimetrale e/o senza impedire i meccanismi di collasso locali si otterrebbero i seguenti risultati poco performanti e che non giustificerebbero gli interventi di cui sopra:
 - **Caso 1 classe** di Rischio Sismico pari ad **E (PAM = D; IS – V = E)**;
 - **Caso 2 classe** di Rischio Sismico pari a **F (PAM = F; IS – V = E)**.
- Vale la pena osservare, rispetto al caso precedente, che **il punto di partenza dell'edificio esistente risulta essere più performante**. Infatti mentre nel primo edificio della sezione precedente il punto di partenza era di una classe di Rischio Sismico pari a G (la peggiore), in questo caso il punto di partenza è una classe di Rischio Sismico pari ad E. Questo è dettato da una serie di elementi, in particolare la geometria della costruzione e la zona sismica nella quale ci siamo collocati (inferiore – zona 3 rispetto ad una zona 2);
- Inoltre è necessario fare una puntualizzazione relativamente a **quali elementi raggiungono per primi la crisi**. Analizzando infatti in modo qualitativo i risultati ottenuti, si evidenzia che la crisi delle murature di spina del piano di sottotetto è raggiunta sempre per prima, in altre parole per ottenere dei risultati più performanti **sarebbe opportuno prima di intervenire sui maschi murari delle pareti sismo – resistenti del sottotetto**. In tal modo infatti, invece di ottenere una classe di Rischio Sismico pari a C ed F rispettivamente come nel caso 1 e 2 si arriverebbe ad ottenere sino a una classe di Rischio Sismico pari a B.

Ruolo dei diaframmi infinitamente rigidi di piano e della leggerezza in zona sismica

Le analisi presentate nella sezione precedente sono utili nella formulazione di alcune considerazioni che trovano la loro applicabilità in questo caso specifico ma, come vedremo nel seguito, risulteranno significative per estensioni di carattere generale.

In particolare è utile comprendere i seguenti confronti:

- Presenza - assenza dei diaframmi rigidi di piano;
- Soluzioni leggere - soluzioni tradizionali.

Mettiamo pertanto a confronto le analisi condotte nel caso 1 e nel caso 2 (realizzazione del diaframma di piano rispettivamente con soluzioni leggere e tradizionali) nei confronti dell'edificio esistente "stato di fatto":



In questo confronto emergono diverse osservazioni:

- 1) L'impiego di presidi (per esempio la **cerchiatura perimetrale**) applicati all'edificio nella sua interezza per impedire i meccanismi di collasso locali, incrementa notevolmente la sicurezza sismica;
- 2) L'impiego dei **diaframmi di piano con soluzioni leggere** (a parità di condizioni al contorno) consentono di ottenere un miglioramento della classe di Rischio Sismico della costruzione che porta ad una **differenza anche di due classi rispetto allo "stato di fatto"** (classe C contro una classe E);
- 3) In questo caso specifico l'impiego di soluzioni tradizionali, nonostante la realizzazione del diaframma infinitamente rigido di piano, **porta ad un peggioramento della classe di Rischio Sismico**, questo può essere motivato da tre principali considerazioni (a, b e c seguenti):
 - a. L'incremento delle masse sismiche partecipanti in gioco porta al raggiungimento della crisi delle pareti sismo – resistenti del sottotetto in anticipo rispetto all'analogo "stato di fatto" il quale, nonostante l'assenza di elementi che inibiscano i meccanismi locali di collasso, raggiungono la crisi delle pareti sismo – resistenti di sottotetto in leggero ritardo;
 - b. L'influenza del parametro PAM (alta dispersione degli intervalli di definizione) penalizza in modo significativo il risultato della classificazione, portando a spostare l'attenzione su un parametro di natura socio – economica piuttosto che ingegneristica. Infatti **il valore del IS – V più matematico – ingegneristico rimane invariato**;
 - c. Sulla scorta di quanto descritto nei punti a e b precedenti, si può pertanto concludere che il vantaggio di avere un diaframma rigido di piano, in questo caso specifico, **è estremamente vantaggioso rispetto alla situazione di partenza se realizzato mediante soluzioni leggere**.

È inoltre interessante evidenziare che nel caso di intervento mediante il diaframma rigido di piano eseguito su un solo piano **i risultati sono fortemente variabili a seconda del piano nel quale viene realizzato il diaframma**.

Infatti se prendiamo in considerazione il caso 3 e 4 nei quali il diaframma viene realizzato nel solo solaio di sottotetto, probabilmente l'incremento delle masse sismiche partecipanti (anche nel caso delle soluzioni leggere) porta al raggiungimento della crisi delle pareti sismo – resistenti del sottotetto rapidamente, questo porta la classe sismica dell'edificio ad essere peggiore rispetto a quella dell'edificio di partenza, anche per le considerazioni viste in precedenza (migliore base di partenza rispetto all'edificio tipo A).

Nei casi 5, 6, 7 e 8 (quindi anche interventi parziali su un solo piano) la maggiore rigidità di piano inserita nei solai posti al secondo livello determina invece un miglioramento della classe di rischio sismico, poiché probabilmente questo intervento influisce meno significativamente sulla "debolezza" delle pareti sismo-resistenti di sottotetto, le quali si sono dimostrate "anello debole" delle analisi.

5.3 Considerazioni Finali

Nel lavoro che è stato qui presentato si è affrontato nel dettaglio il comportamento globale di due edifici in muratura ordinaria (tipo A e tipo B) all'interno dei quali sono stati svolti degli interventi di consolidamento strutturale a livello di piano mediante la tecnica della soletta collaborante (sezioni composte) e realizzazione del diaframma rigido di piano.

I risultati ottenuti possono essere così sintetizzati:

1. **Impedire i meccanismi locali di collasso** (per esempio mediante la cerchiatura perimetrale) **a livello di tutto l'edificio** nella sua interezza;
2. Interventi **a livello di tutto il piano su tutti i piani dell'edificio** determinano un incremento significativo della sicurezza sismica (riduzione del Rischio Sismico) con un **vantaggio di sicurezza mediante l'impiego di soluzioni leggere** piuttosto che tradizionali;
3. **Interventi parziali** (a livello di tutto il piano su un singolo livello) oppure a livello di singola porzione di piano (singolo appartamento) conducono a risultati di miglioramento della sicurezza sismica dell'edificio in alcuni casi, oppure non portano ad alcun tipo di incremento della sicurezza in altri casi. Questo dipende fortemente da alcuni fattori:
 - **Numero di piani dell'edificio** (l'intervento parziale nella sua complessità presenta un peso diverso a seconda che l'edificio sia di due piuttosto che tre piani fuori terra);
 - Dipende dal **livello all'interno del quale si esegue l'intervento** (interazione con effetti locali di alcuni setti sismo – resistenti, infatti varia se l'intervento venisse eseguito nel sottotetto piuttosto che al primo piano);
 - Dipende dal **livello di partenza dell'edificio esistente**.

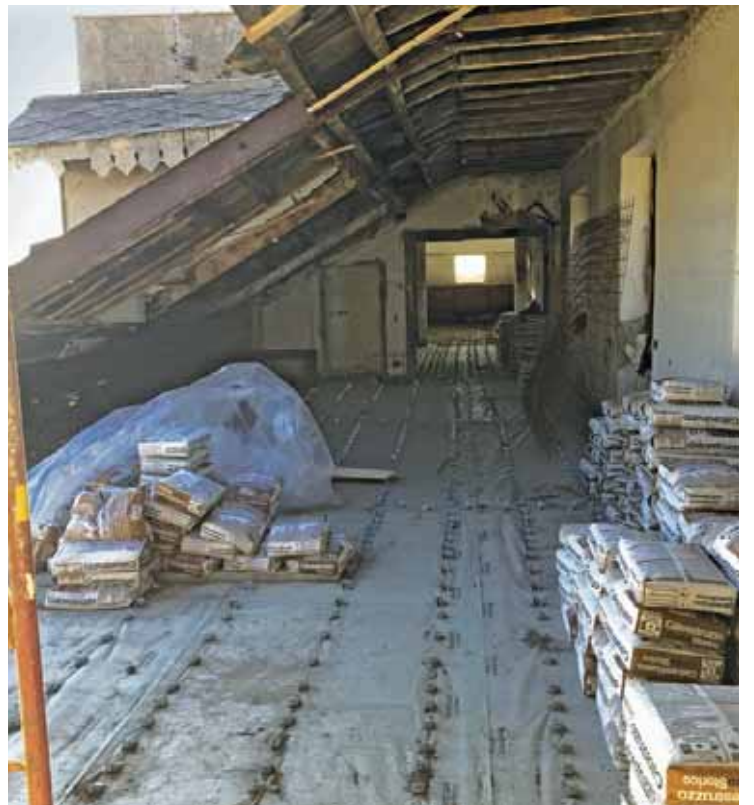
Vanno inoltre ricordati i seguenti elementi:

- Le analisi sono state condotte senza considerare alcun tipo di intervento sui setti sismo – resistenti dell'edificio;
- Sarà necessario tenere in conto anche il limite applicativo delle Linee Guida di Classificazione del Rischio Sismico declinate agli edifici in muratura.

In merito a quest'ultimo punto va infatti osservato che l'obiettivo delle Linee Guida è di tipo convenzionale, nel senso che costituisce un modello con un percorso prefissato, che tutti devono seguire adottando le stesse regole operative. L'obiettivo è quello di garantire la confrontabilità ed uniformità, dal punto di vista metodologico, degli esiti.

In realtà non è proprio così, neppure il metodo chiamato proprio "convenzionale", perché, in certi casi, per edifici in condizioni del tutto analoghe si possono ottenere risultati anche molto diversi (*"Sisma Bonus 2017: riflessioni, contributi grafici ed esempi"* di Antonio Borri, Marco Barluzzi e Alessandro De Maria).

Esistono pertanto delle perplessità legate alla non univocità della procedura indicata dalle Linee Guida, e quindi per le differenze nei risultati che si possono ottenere grazie a scelte operabili con discrezionalità non sempre giustificabili.





SERVIZI

6



6 Servizi

6.1 Il software di calcolo

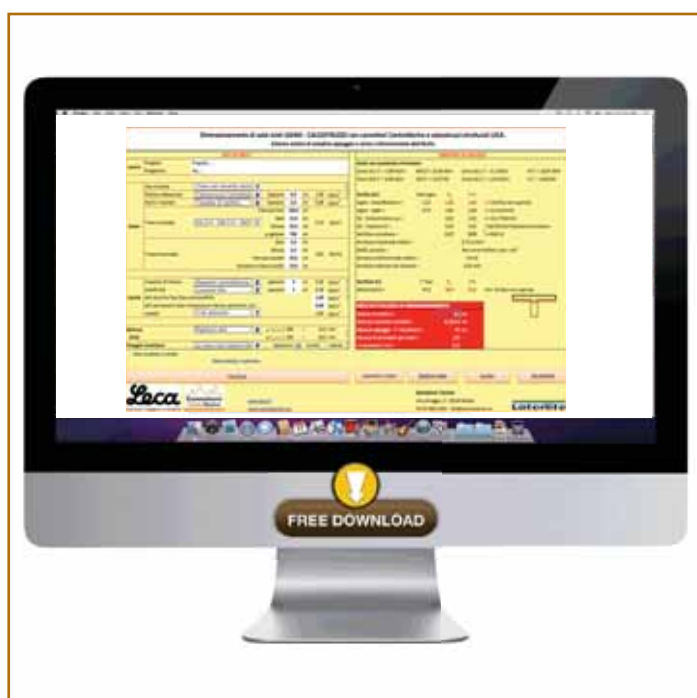
Grazie alla storica esperienza nel settore e alla maturata conoscenza della tecnologia dei materiali, Laterlite offre ai Professionisti ed alle Imprese del settore un prezioso **strumento di calcolo per il rapido dimensionamento dei solai misti calcestruzzo/legno, calcestruzzo/calcestruzzo, calcestruzzo/acciaio con il Connettore CentroStorico.**

Scaricabile gratuitamente sui siti internet

CentroStorico.eu e **Leca.it**, il dimensionamento del solaio può essere eseguito in **completa autonomia** inserendo i dati di progetto (tipologia solaio esistente, geometria e caratteristiche dei materiali) all'interno della semplice interfaccia grafica. Il **calcolo risulta rapido e facilitato**, grazie ai parametri dei prodotti già preimpostati, e alla possibilità di prevedere l'inserimento anche degli altri strati di materiali presenti nella

stratigrafia quali sottofondi e massetti di finitura.

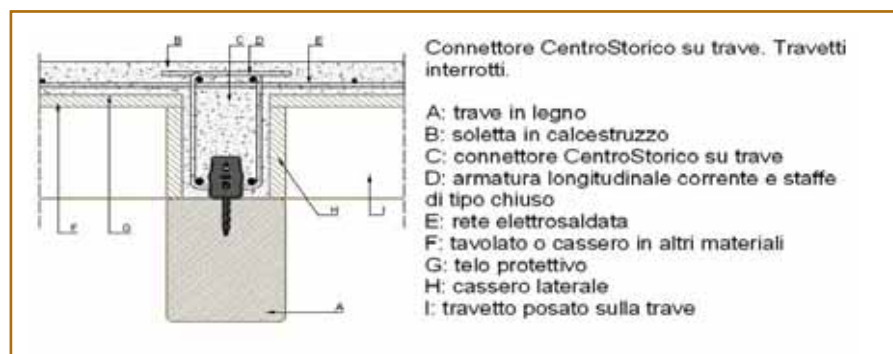
Per il consolidamento dei solai con la tecnica dell'**interconnessione chimica** l'Assistenza Tecnica Laterlite, con un **team di ingegneri strutturisti dedicati** (calcolo.strutturale@leca.it - 02 48011962) è a completa disposizione con relazioni tecniche e di calcolo per il dimensionamento dell'elemento portante rinforzato.



Maschera di inserimento dati e risultati di calcolo.

Dimensionamento solai misti legno-acciaio con connettore CENTROSTORICO - Dati			
Verifiche secondo il D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e D.M. 10/01/1995 "C.C.P. 1000" "Estrazione 9 - Progettazione solai misti".			
Trave principale con travetti interrotti		Trave non puntellata nel tronco	
Connettore CentroStorico su trave con travetti interrotti		Apertura ultima	2800
Apertura in servizio	6220 N/mm	Resistenza caratteristica	2320 N
		γ_{red} coefficiente di sicurezza	1,5
Sezionatura			
Sezione in Calcestruzzo/Calcestruzzo		Sezione	
Cassero in Finitura di spessore di passi 4,2 (N/mm)		Lunghezza calcestruzzo	
Trave in legno		Sezione	
Trave in legno	Lunghezza	12 cm	Spessore
	Altezza	12 cm	Lunghezza di calcolo
Travetti	Lunghezza	2 cm	Spessore travetti
	Altezza	2 cm	Spessore tra base travetti
Materiali			
Calcestruzzo/Calcestruzzo		Trave soletta	
f_{ctd} a compressione		Modulo di elasticità	
	23,2 N/mm ²		10000
Modulo	8	γ_{red} coefficiente di sicurezza	1,50
Trave tipo EN 124 - Ord. 100 - 100000000		Peso specifico legno	
f_{ctd} a trazione	14 N/mm ²	Modulo di elasticità legno	
f_{ctd} a flessione	4 N/mm ²	γ_{red} coefficiente di sicurezza	
f_{ctd} a taglio	4 N/mm ²	γ_{red} coefficiente di modificazione	
		γ_{red} coefficiente di deformazione	
Analisi del carico - Deformabilità			
Peso proprio		Carico Sd1 2° Fase	
	1,23 kN/m ²		5,99
Altri carichi di prima fase		Carico Sd1 2° Fase	
	1,00 kN/m ²		2,66
Massetto insoletto/Calcestruzzo		Carico Sd1 2° Fase	
	0,36 kN/m ²		0,35
Sottofondo cassero finito		Carico Sd1 2° Fase	
	0,00 kN/m ²		0,00
Altri carichi permanenti		Massetto insoletto/acciaio, γ_{red}	
	0,00 kN/m ²		0,00
Accidentali		Massetto insoletto/acciaio, γ_{red}	
	0,00 kN/m ²		0,00
Resultati			
Connettore CentroStorico con altezza 60 mm		Connettore CentroStorico su trave con travetti interrotti	
Dimensioni e spazatura variabile		Apertura nella trave centrale	
Distanza ultimo connettore dall'angolo		15,2 cm	
Numero di connettori per trave		120	
		Numero di connettori e m ²	
		17,0	

Relazione di calcolo.



Sezione tipo della stratigrafia, anche in formato dwg per AutoCAD.

6.2 Servizi di consulenza al calcolo strutturale

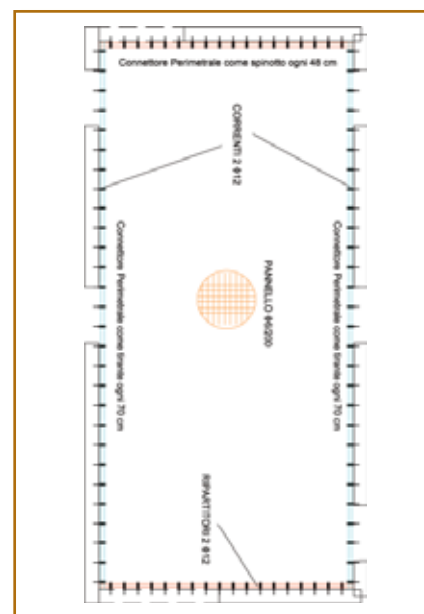
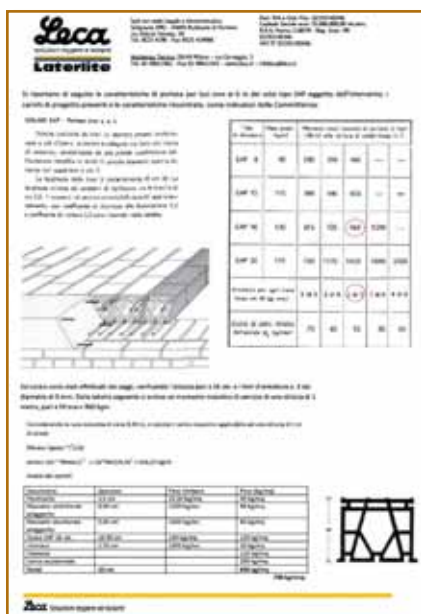
Al fine di formalizzare la soluzione progettuale scelta, per il suo deposito agli organi competenti, si rende necessario realizzare una **relazione tecnica e di calcolo che attesti la verifica degli elementi strutturali in accordo alla normativa di riferimento.**

Laterlite, da oltre quindici anni produttrice di calcestruzzi leggeri strutturali e con una rete di consulenti tecnici in tutta Italia (www.leca.it/rete-vendita), amplia la propria proposta di **servizi tecnico-commerciali con la "Relazione tecnica e di calcolo".**

Il documento, comprendente parti testuali, disegni e diagrammi, si articola in diversi punti a seconda della tipologia di soluzione tecnica individuata:

- **puntuale descrizione dell'intervento;**
- **referimenti alla Normativa in vigore;**
- **dati di Calcolo e Caratteristiche dei Materiali;**
- **analisi dei carichi e ipotesi di vincolo;**
- **calcolo, con le verifiche agli SLU e SLE;**
- **sintesi finale e conclusioni.**

Per richiedere il servizio **contattare l'Assistenza Tecnica Laterlite** allo 02.48011962 o scrivere a calcolo.strutturale@leca.it.

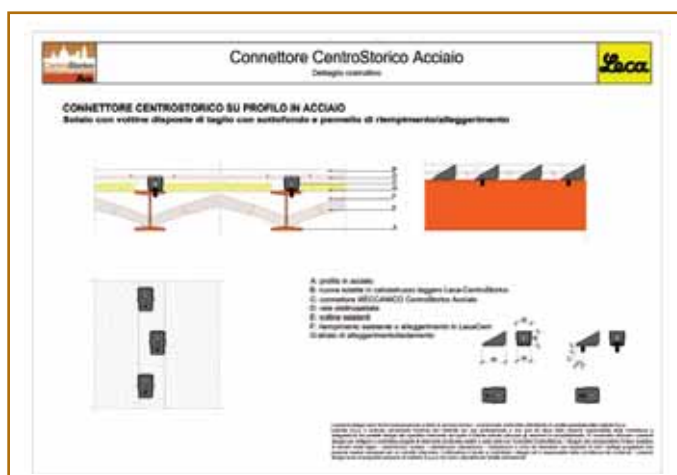
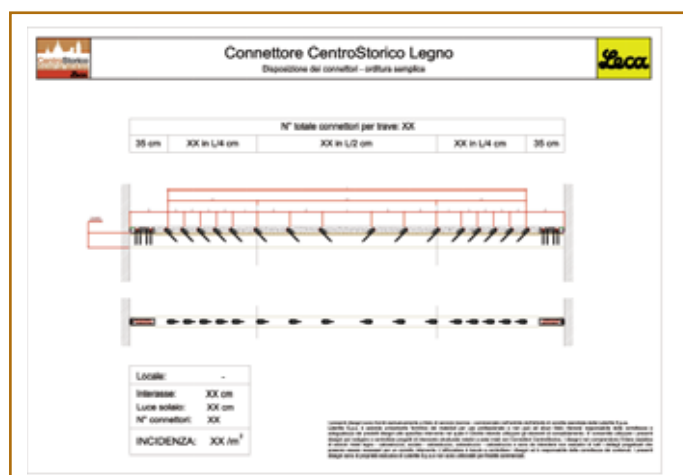
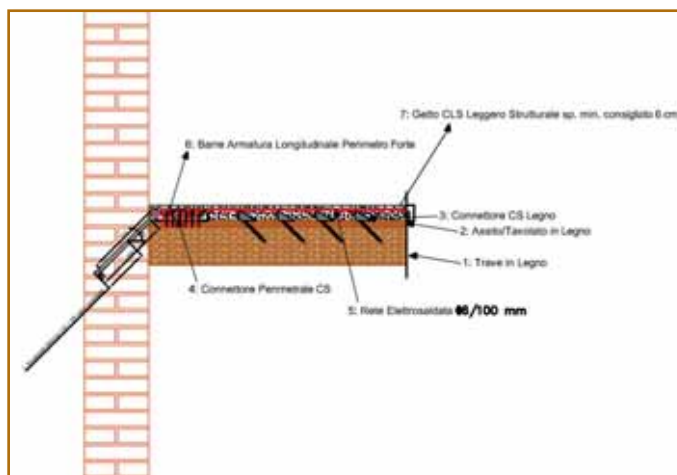
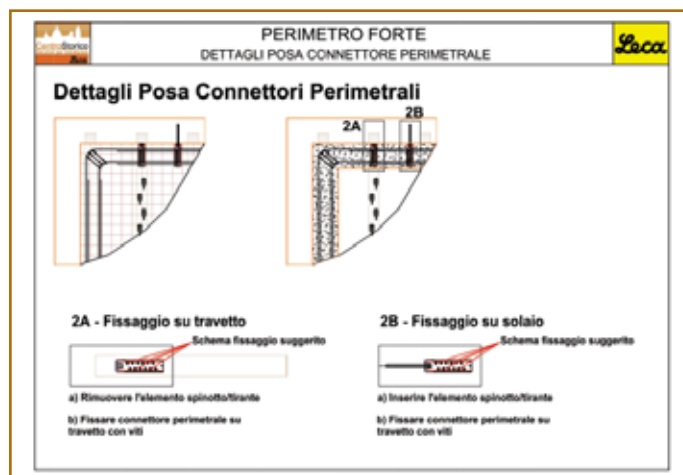
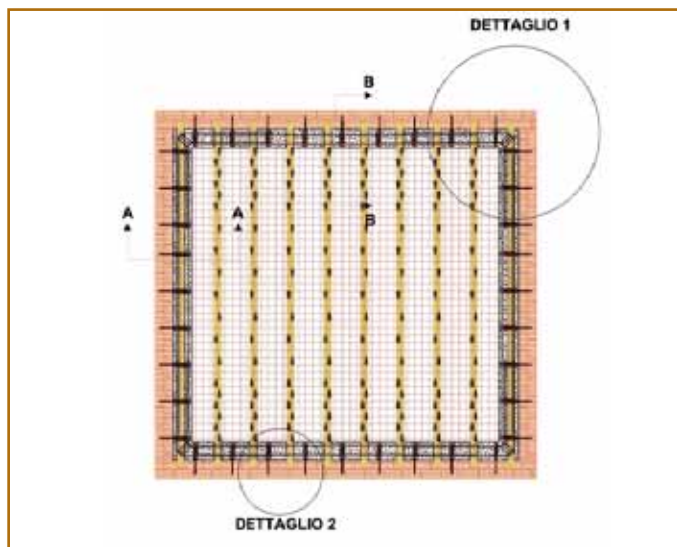


Iscriviti su Leca.it/eventi/ ai convegni, seminari tecnici e incontri formativi organizzati da Laterlite anche in collaborazione con gli Ordini Professionali.

6.3 Particolari e dettagli costruttivi

Laterlite, con l'intento di fornire gli strumenti necessari per una progettazione esecutiva e di dettaglio, mette a disposizione una serie di **particolari e dettagli costruttivi** finalizzati al deposito del progetto presso gli organi competenti.

Si presentano in questa sezione alcuni esempi di **particolari costruttivi** del **sistema consolidamento statico e antisismico dei solai** mediante le soluzioni **Leca-CentroStorico** e **Perimetro Forte**.



Per il **download completo** e gratuito dei particolari di collegamento alla muratura e sezioni tipo di consolidamento in formato **dwg** per **AutoCAD**, visitare il sito **www.CentroStorico.eu** o **www.Leca.it**.

6.4 Servizi e formazione tecnica

6.4.1 Assistenza Tecnica

L'Assistenza Tecnica Laterlite offre ai propri Clienti una serie di servizi, sia tecnici di calcolo (consolidamento strutturale, isolamento termoacustico) che di assistenza alla posa (sopralluoghi preliminari, supporto in fase realizzativa e finale di certificazione).

I principali servizi disponibili sono:

- Progettazione del consolidamento statico e antisismico dei solai, con relazioni di calcolo.
- Progetto e calcolo dell'isolamento termico.
- Calcolo previsionale e progetto dell'isolamento acustico al calpestio.
- Scelta e definizione della migliore soluzione tecnico - realizzativa.
- Supporto normativo e legislativo.
- Assistenza Tecnica in fase esecutiva.
- Certificazione delle soluzioni.
- Prove di isolamento acustico al calpestio in opera normalizzate.

Il Customer Service Tecnico e lo staff di ingegneri dell'ufficio tecnico sono a Vostra disposizione.

6.4.2 Software di calcolo

Calcolo consolidamento solai

Laterlite offre ai Professionisti e alle Imprese del settore un prezioso strumento di calcolo per il rapido dimensionamento dei solai misti calcestruzzo/legno, calcestruzzo/calcestruzzo, calcestruzzo/acciaio con il Connettore CentroStorico.

Gratuito e di facile utilizzo, consente di progettare il consolidamento strutturale del divisorio orizzontale configurando la migliore soluzione tecnica in funzione dei vincoli esistenti. Il sistema offre un completo output di calcolo, con una relazione tecnica di calcolo e informazioni operative per la cantierabilità della soluzione.

Progetta il tuo Sottofondo, calcolo isolamento termoacustico

L'evoluzione delle moderne tecniche costruttive, dei nuovi requisiti normativi e progettuali determinano la continua evoluzione del modo di intendere il sottofondo nel suo complesso; da semplice strato a supporto del pavimento si è arrivati a un vero e proprio elemento costruttivo dell'edificio oggetto di attenta progettazione e cura esecutiva (la Legge 447 del 1995 sull'isolamento acustico al calpestio e il Decreto Requisiti Minimi del 2015). Grazie a un'interfaccia utente di facile utilizzo il software di calcolo "Progetta il tuo sottofondo" è un'efficace strumento per la progettazione e la scelta delle soluzioni termo-acustiche dei divisori orizzontali interpiano.

 Scarica i software gratuitamente su Leca.it e CentroStorico.eu

6.4.3 Formazione Tecnica

Laterlite, da sempre attenta all'evoluzione dei sistemi costruttivi, organizza una serie di attività di formazione e aggiornamento tecnico a tutti i livelli:

- per Progettisti: convegni e seminari tecnici, anche in collaborazione con le principali Università italiane;
- per Posatori e Imprese edili: corsi di posa, con dimostrazioni pratiche dei prodotti e delle soluzioni tecniche;
- per Rivenditori Edili: corsi per gli operatori della distribuzione edile, tavole rotonde con i clienti del magazzino edile, LecaStand nel punto vendita.

Il team di consulenti tecnici Laterlite è a Vostra completa disposizione.
Per informazioni:
02 48011962
infoleca@leca.it



Scrivi a infoleca@leca.it o contatta l'Agente di vendita Laterlite per maggiori approfondimenti e iscrizioni alle attività formative.



Leca® CLS 1400

Leca® CLS
1400 Rck N/mm² 25



Leca® CLS
1400 Rck N/mm² 25



Leca® CLS 1400

Leca® CLS
1400 Rck N/mm² 25



Leca® CLS
1400 Rck N/mm² 25



Leca® CLS 1400

Leca® CLS
1400 Rck N/mm² 25



Leca® CLS
1400 Rck N/mm² 25



Leca® CLS 1400

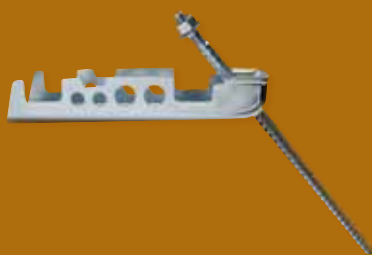
PRODOTTI

7



7.1 Connettore Perimetrale

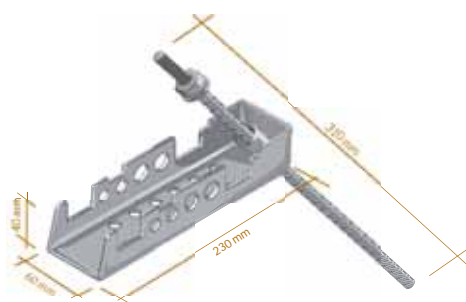
CONNETTORE PERIMETRALE per il collegamento perimetrale solaio-pareti e la cerchiatura antisismica.



Connettore Perimetrale è l'innovativo sistema certificato e brevettato in grado di realizzare la cerchiatura perimetrale antisismica Perimetro Forte, finalizzata a redistribuire le forze sismiche dal solaio alle pareti riducendo i rischi di collassi locali causati dallo sfilamento dei solai e dal ribaltamento dei muri fuori dal loro piano.

Il sistema antisismico è studiato per completarsi al meglio con il consolidamento statico dei solai Leca-CentroStorico (Connettore CentroStorico, Calcestruzzi e Massetti Leca), soluzione certificata per l'aumento della portata utile del divisorio portante orizzontale.

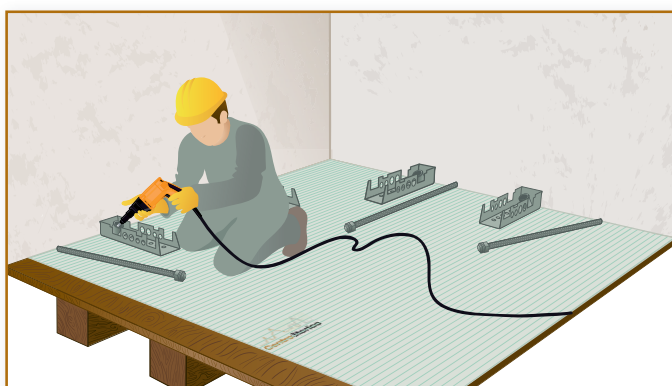
È certificato dall'Università di Bergamo, Dipartimento di Ingegneria e Scienze Applicate.



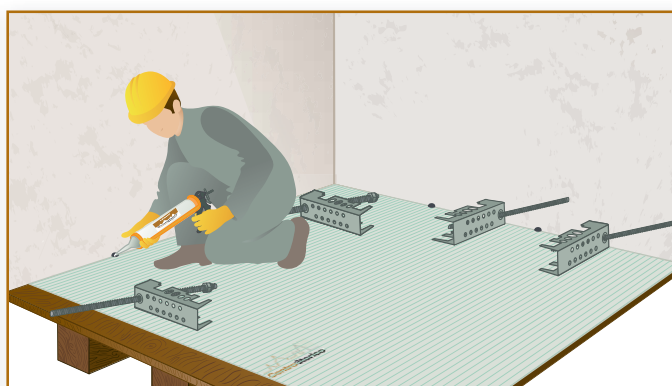
Carico ultimo a trazione	15 kN
Carico ultimo a taglio	8,2 kN
Rigidezza della connessione	7,5 kN/mm
Confezione: scatole da 12 pezzi	
Certificazione soluzione: Università di Bergamo.	



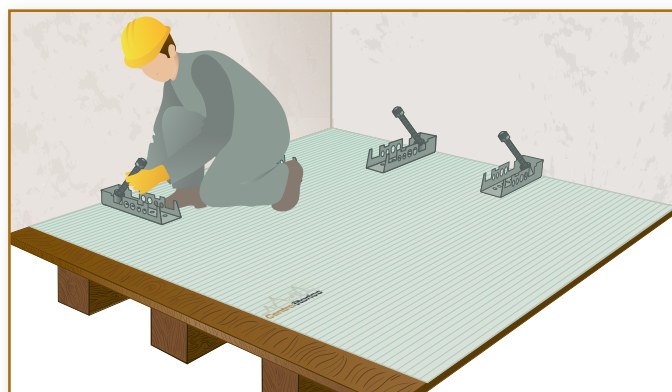
Scansiona il QR code per maggiori informazioni



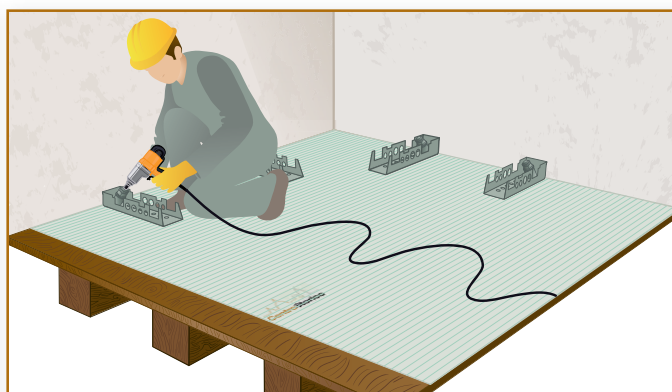
Posizionare il Prisma di base lungo l'intero perimetro del solaio (adeguatamente pulito e regolarizzato) secondo lo schema di posa previsto dal Progetto. Eseguire il foro a 45° nella muratura utilizzando la dima presente nel Connettore Perimetrale servendosi di un trapano tassellatore (punta ϕ 16 mm) per una lunghezza pari a circa 300 mm.



Pulire il foro (con pistola ad aria compressa, scovolino metallico, aspirazione), inserire l'eventuale bussola metallica (in presenza di muratura eterogenea) e riempire con Ancorante Chimico sino a circa i 3/5 della profondità posizionando la cartuccia dentro la "pistola" applicatrice (tipo silicone).



Inserire immediatamente il Tirante-Spinotto (completo del relativo Prisma) all'interno del foro resinato applicando un leggero movimento di rotazione.



Attendere l'indurimento di Ancorante Chimico (in funzione della temperatura da ca. 5 h, +5°C, a ca. 40 min, +30°C) e procedere al serraggio del Tirante-Spinotto al Prisma di base a mezzo avvitatore con bussola da 19 mm.

7.2 Ancorante Chimico CentroStorico

ANCORANTE CHIMICO

speciale resina
bicomponente ad
alte prestazioni
per il fissaggio di
Connettore Perimetrale
CentroStorico.



Ancorante Chimico è la speciale resina metacrilato priva di stirene a consistenza tixotropica bicomponente per l'ottimale fissaggio strutturale del tirante-spinotto di Connettore Perimetrale all'interno delle pareti sismo-resistenti.

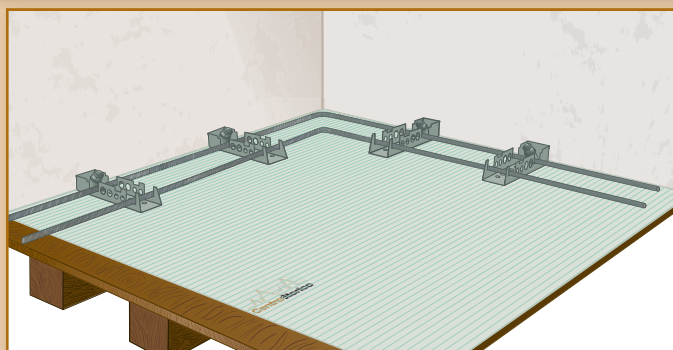
I due componenti vengono miscelati nel beccuccio mixer semplicemente estrudendo la cartuccia con la tradizionale pistola applicatrice (tipo silicone).

È certificato dall'Università di Bergamo in abbinamento al Connettore Perimetrale.

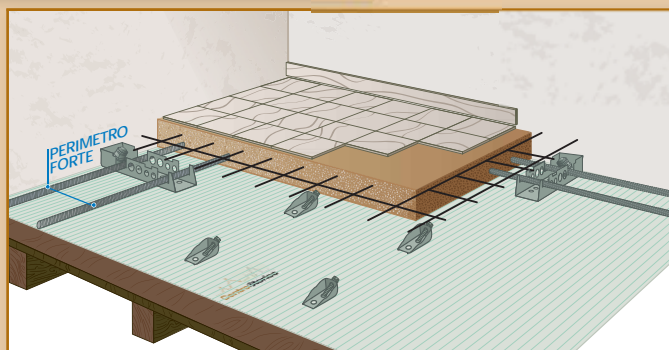


Carico consigliato a trazione (barra ϕ 12)	2,8 kN (mattoni pieni) 13,5 kN (cls C20/25)
Carico consigliato a taglio (barra ϕ 12)	3,9 kN (mattoni pieni) 17,4 kN (cls C20/25)
Resa in opera (indicativa in funzione della tipologia di parete, della profondità e riempimento del foro)	1 cartuccia ogni 6 fori (L 30 cm, ϕ 16 mm)
Tempo di lavorabilità	9' (5-9°C) 4' (10-19°C) 1' (20-30°C)
Tempo di indurimento	90' (5-9°C) 60'' (10-20°C) 30' (20-30°C)
Confezione: cartuccia da 300 ml in scatole da 6 pezzi	
Durata: 18 mesi (in imballi originali e ben conservati)	
Marcatura CE: benestare tecnico europeo ETA	

CONSOLIDAMENTO ANTISISMICO (Cerchiatura Perimetrale)

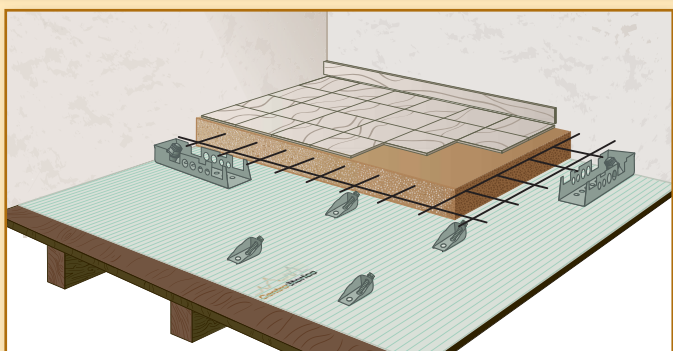


Posare le barre d'armatura longitudinali (si consiglia ϕ 12 o 14 o 16 mm) all'interno delle sedi previste nel Prisma di base così da realizzare la cerchiatura antisismica perimetrale (si suggerisce, negli angoli, di impiegare barre già piegate a misura).



Completare il sistema con la posa di Connettore CentroStorico Legno/Acciaio/Calcestruzzo/Chimico, la rete elettrosaldata (legata al Connettore sfruttando le apposite sedi previste nel Prisma) e il getto di Calcestruzzo Leca per la formazione della soletta collaborante oltre all'eventuale strato di finitura in massetto leggero Leca.

RINFORZO STATICO (collegamento solaio-pareti)



Completare il sistema con la posa del Connettore CentroStorico Legno/Acciaio/Calcestruzzo/Chimico, la rete elettrosaldata (legata al Connettore sfruttando le apposite sedi previste nel Prisma) e il getto di Calcestruzzo Leca per la formazione della soletta collaborante oltre all'eventuale strato di finitura in massetto leggero Leca.

Bussola metallica



In presenza di murature in pietra sbazzata, irregolari ed eterogenee si consiglia l'impiego della bussola metallica per evitare di disperdere l'Ancorante Chimico.

Fornita in lunghezza di 1 metro per essere tagliata in cantiere in misura di circa 30 cm (1 bussola per 3 fori).

Imballo in scatole da 25 pezzi.



Per approfondimenti: Assistenza
Tecnica Laterlite 02 48011962 -
infoleca@leca.it

CONNETTORE CENTROSTORICO per il consolidamento e il rinforzo statico dei solai in legno, acciaio e calcestruzzo.



Campi d'impiego

- Sistema di interconnessione su solai in legno, a semplice e a doppia orditura, con fissaggio sia a diretto contatto della trave che sopra l'assito ligneo (non richiede quindi la carotatura dell'assito);
- Sistema di interconnessione su solai in acciaio;
- Sistema di interconnessione su solai in laterocemento e calcestruzzo armato.

Vantaggi

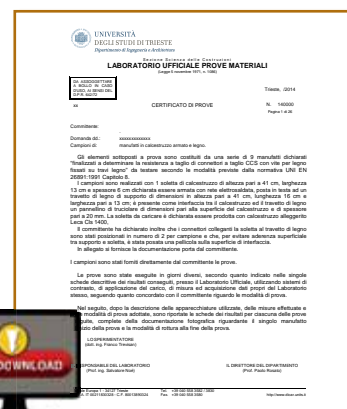
Connettore CentroStorico è un prodotto di facile impiego e dalle prestazioni certificate:

- **Efficace sistema di interconnessione**, grazie al robusto connettore tipo prisma (e relative viti per legno/calcestruzzo/acciaio) modellato per consentire l'elevata aderenza al solaio e in grado di assorbire al meglio gli sforzi di taglio (efficiente consolidamento strutturale);
- **Sistema certificato nella prestazioni**, in accordo alle normative di progetto per strutture miste e supportato da prove di laboratorio eseguite dall'Università di Trieste, dipartimento di Ingegneria;
- **Elevata rigidità e monoliticità del rinforzo**, in grado di assicurare ridotte frecce e maggiore portata del solaio rinforzato sino al 200% grazie all'interconnessione;
- **Versatile per tutti gli usi**, il connettore può essere utilizzato su varie tipologie di solai e anche per elevati spessori di nuova soletta collaborante;
- **Posa veloce e semplice**, più economico rispetto ai sistemi tradizionali, più sicuro e prestazionale rispetto alle semplici viti;
- **Facile nell'impiego**, non richiede manodopera specializzata e il fissaggio è totalmente meccanico (con tradizionali trapani e avvitatori) e senza richiedere resine o speciali adesivi chimici;
- **Elevata prestazione delle viti da legno/calcestruzzo/acciaio**, realizzate per assicurare una perfetta connessione e integrazione con il connettore tipo prisma;
- **Fissaggio diretto su solaio in legno** sia nella trave che nell'assito continuo, senza perdita di prestazione meccanica e anche in assenza di preforo;
- **Disponibile in tre versioni**, Connettore CentroStorico Legno/Acciaio/Calcestruzzo, ognuno caratterizzato da idonea certificazione tecnica e supportato da specifico sistema di calcolo.

Certificazioni

I Connettori CentroStorico Legno, Acciaio, Calcestruzzo sono stati sottoposti a una approfondita **indagine sperimentale**, secondo le normative prescritte dall'Eurocodice 5, dall'**Università degli Studi di Trieste** dipartimento di Ingegneria sezione di Scienza delle Costruzioni e Strutture.

Download gratuito delle certificazioni Connettori CentroStorico Legno, Acciaio, Calcestruzzo su www.CentroStorico.eu e www.Leca.it



Software di calcolo

È un prezioso strumento per il rapido dimensionamento dei solai misti in calcestruzzo/legno, calcestruzzo/acciaio, calcestruzzo/calcestruzzo con i Connettori CentroStorico. Download gratuito su CentroStorico.eu e Leca.it



Video di posa

Sul canale YouTube di Laterlite (youtube.com/user/laterlitespa) sono disponibili:



- video Sistema di Consolidamento dei solai esistenti;
- video di posa Connettore CentroStorico Legno per il consolidamento dei solai in legno;
- video di posa Connettore CentroStorico Acciaio per il consolidamento dei solai in acciaio;
- video di posa Connettore CentroStorico Calcestruzzo per il consolidamento dei solai in calcestruzzo;
- video di posa Connettore CentroStorico Chimico per il consolidamento dei solai in calcestruzzo e laterocemento con ridotta larghezza dei travetti.



Scansiona il QR code per maggiori informazioni

Imballi

Connettore CentroStorico Legno



Secchiello da 100 pz

Connettore CentroStorico Acciaio



Secchiello da 100 pz

Connettore CentroStorico Calcestruzzo



Secchiello da 100 pz

Attrezzature di posa



Trapano:

- Legno: punta \varnothing 6 mm, solo per legni duri;
- Acciaio: punta \varnothing 8 mm;
- Calcestruzzo: punta \varnothing 8 mm.



Avvitatore (meglio se a impulsi) con bussola esagonale 13 mm.



Punta per acciaio \varnothing 8 mm contenuta nel secchiello.

Avvertenze generali

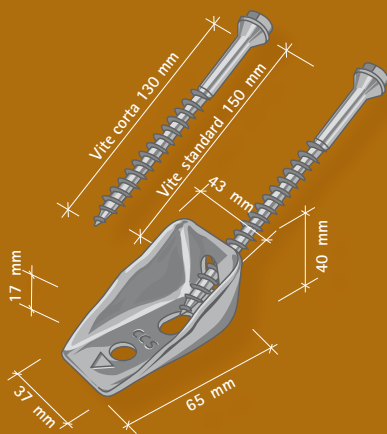
Mettere in opera Connettore CentroStorico secondo le modalità indicate dal Progettista in termini di distanza tra i connettori, n° di connettori per trave e n° di connettori al m². Connettore CentroStorico può essere calcolato e posato sia a passo variabile, ovvero

connettori più ravvicinati verso le estremità del solaio e più distanziati in prossimità della mezzera, che a passo costante, ovvero connettori posizionati sempre a uguale distanza. Per un'indicazione generale sul posizionamento di Connettore

CentroStorico in funzione della specifica tipologia di solaio da consolidare, contattare l'Assistenza Tecnica Laterlite 02.48011962 - infoleca@leca.it o utilizzare il software di calcolo su www.CentroStorico.eu e www.leca.it.

LEGNO

Connettore meccanico per il consolidamento e il rinforzo statico dei solai in legno.



Un'efficace sistema di interconnessione grazie al **robusto connettore** di base tipo prisma e alla **specifica vite da legno**, progettati e modellati per consentire l'**elevata aderenza** al solaio ligneo e in grado di **assorbire** al meglio gli **sforzi di taglio**. La specifica geometria del connettore gli conferisce una **maggiore superficie di aderenza al calcestruzzo** rispetto a un connettore tradizionale. La speciale vite da legno, inserita a **45°** nella trave, sfrutta la direzione di maggiore resistenza delle fibre legnose (direzione longitudinale) **augmentandone** così la **rigidezza del sistema escludendo** negativi **fenomeni di rifollamento** (non perfetta aderenza vite-legno). Caratteristica unica, rispetto a tutti gli altri sistemi di interconnessione meccanica impiegati, è il vantaggio di assicurare **analoghe prestazioni** di rigidezza sia fissato a diretto contatto della trave in legno che **sopra l'assito**. Grazie alla sua forma è **versatile** e **adattabile** in diversi contesti: è possibile invertire il senso di inserimento della vite per aumentare l'altezza utile del connettore, preferibile nel caso di rinforzo di solai a doppia orditura o in presenza di soletta di calcestruzzo leggero con maggiore spessore. **Connettore CentroStorico Legno è un prodotto e un sistema certificato nelle prestazioni dall'Università di Trieste.**

Documentazione tecnica, certificazioni e software di calcolo su www.CentroStorico.eu

Caratteristiche tecniche

Resistenza caratteristica $F_{v,Rk}$	vite standard	vite corta
posa connettore su trave	15,5 kN	10,1 kN
posa connettore su assito sp. 2 cm	14,6 kN	8,3 kN
posa connettore su assito sp. 4 cm	11,2 kN	-
Modulo di scorrimento per calcoli allo stato limite di esercizio K_{ser}		
posa connettore su trave	19.340 N/mm	7.137 N/mm
posa connettore su assito sp. 2 cm	12.670 N/mm	9.254 N/mm
posa connettore su assito sp. 4 cm	9.200 N/mm	-
Modulo di scorrimento per calcoli allo stato limite ultimo K_u		
posa connettore su trave	16.990 N/mm	6.691 N/mm
posa connettore su assito sp. 2 cm	12.670 N/mm	8.908 N/mm
posa connettore su assito sp. 4 cm	9.200 N/mm	-
Altezza minima trave con assito	10 cm	8 cm
Confezione in secchielli da	100 pezzi	
Certificazione: Università di Trieste		

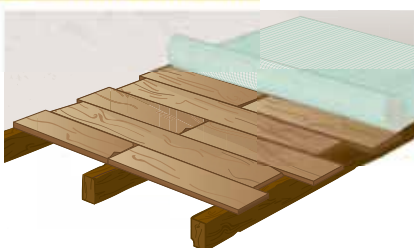
Voce di capitolato

“Connettore CentroStorico Legno” composto da un elemento prismatico metallico di spessore 2,5 mm zincato, a forma di cuneo cavo, di dimensioni 65x45x38 mm, avente due fori allungati per il passaggio a 45° di una vite per legno zincata di diametro 10 mm e di lunghezza 150 mm (vite standard) e lunghezza 130 mm (vite corta).

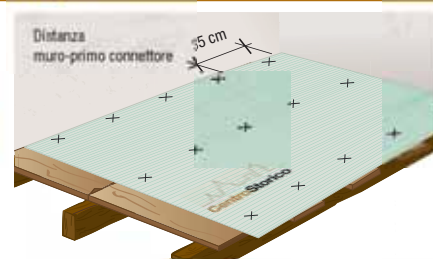
Scansiona il QR code per maggiori informazioni



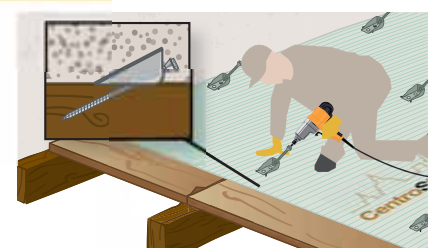
Applicazione connettore CentroStorico Legno



1 Mettere a nudo l'assito/pianelle in cotto e **stendere Membrana CentroStorico** (o equivalente telo di materiale impermeabile e traspirante) avendo cura di **sovrapporre i teli di ca. 10 cm.**

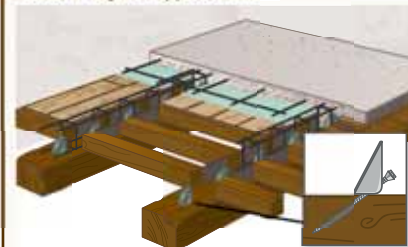


2 **Segnare le distanze** a cui vanno posizionati i connettori (posa su assito continuo o interrotto).

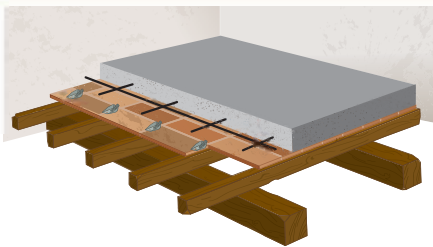


3 Posizionare i connettori con la **freccia rivolta verso la mezzeria del solaio** (ovvero con la parte posteriore rialzata rivolta verso i muri, vedi fig. 1), **improntare le viti inserite attraverso i due fori allungati del connettore** con una martellata e fissarle alla trave di legno mediante l'avvitatore con inserto da 13 mm. In caso di **legni duri, eseguire il preforo** con un trapano punta \varnothing 6 mm per una profondità pari alla lunghezza della vite. **A seguire fissare le viti a mezzo avvitatore.**

Solai in legno doppia orditura

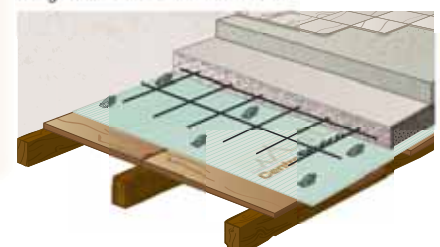


2.A **Fissaggio su trave principale:** posizionare il connettore in senso **verticale** (asportando una porzione di assito) e creare un cordolo di calcestruzzo di collegamento adeguatamente armato con la parte superiore della soletta. Tra travetto e travetto realizzare elementi di contenimento del getto.



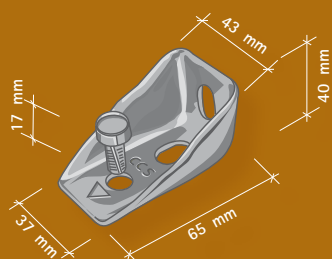
2.B **Fissaggio su travetto secondario:** posizionare il connettore sopra l'assito ligneo/pianella in cotto o direttamente nel travetto secondario seguendo le indicazioni al **punto 2.**

4 Posizionare la **rete metallica** e **gettare il calcestruzzo** per la formazione della nuova **soletta collaborante.**



ACCIAIO

Connettore meccanico per il consolidamento e il rinforzo statico dei solai in acciaio.



I solai in acciaio-voltine e acciaio-tavelloni richiedono interventi strutturali di consolidamento e recupero perché storicamente dimensionati per sostenere carichi di modesta entità. La soluzione tecnica prevede la sostituzione del materiale di livellamento, ove presente, con prodotti leggeri (argilla espansa o premiscelati della gamma **Lecacem**) sino all'estradosso delle putrelle; successivamente si procede con il fissaggio del Connettore sulle putrelle ed il getto della soletta in calcestruzzo leggero strutturale armato. Il **fissaggio** di Connettore CentroStorico Acciaio avviene "a freddo" direttamente sulle travi con la specifica **vite autofilettante**, indistintamente sull'anima o sull'ala, assicurando **elevata affidabilità** e **migliore prestazione meccanica** all'interconnessione. La struttura mista così realizzata sfrutta al meglio la peculiarità dei due materiali, calcestruzzo e acciaio, **incrementando le prestazioni del solaio** sia in termini di **resistenza** che di **rigidezza**.

Connettore CentroStorico Acciaio è un prodotto e un sistema certificato nelle prestazioni dall'Università di Trieste, dipartimento di Ingegneria sezione di Scienza delle Costruzioni e Strutture.

Documentazione tecnica, certificazioni e software di calcolo su www.CentroStorico.eu

Caratteristiche tecniche

Resistenza caratteristica P_{Rk}	23,1 kN
Resistenza caratteristica P_{Rd}	15,4 kN
Sp. minimo ala della trave	6 mm
Confezione in secchielli da	100 pezzi

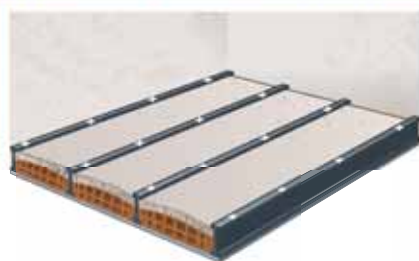


Scansiona il QR code per maggiori informazioni

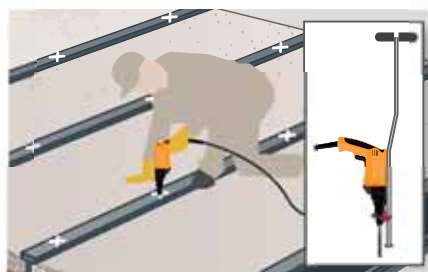
Voce di capitolato

"**Connettore CentroStorico Acciaio**" composto da un elemento prismatico metallico di spessore 2,5 mm zincato, a forma di cuneo cavo, di dimensioni 65x45x38 mm, avente alla base un foro per il passaggio di una vite autofilettante per acciaio zincato di diametro 8,5 mm e di lunghezza 17 mm.

Applicazione connettore CentroStorico Acciaio



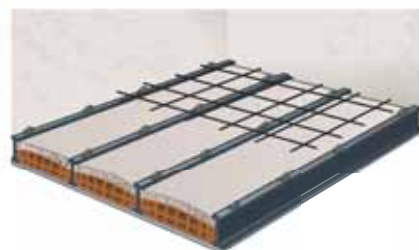
1 Segnare le distanze a cui vanno posizionati i connettori.



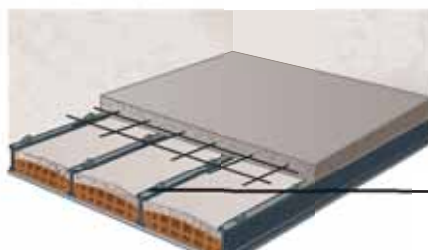
2 Eseguire un preforo con un trapano e una punta da 8 mm, in modo da attraversare lo spessore dell'ala della trave. Per eseguire fori in rapida successione, con buona pressione e in posizione eretta, è vantaggioso utilizzare un manubrio ergonomico adattabile ai trapani comunemente disponibili in commercio (contattare l'Assistenza Tecnica Laterite 02.48011962).



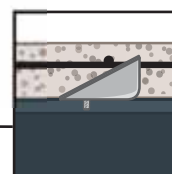
3 Posizionare i connettori con la freccia rivolta verso la mezzeria del solaio (ovvero con la parte posteriore rialzata rivolta verso i muri, fig.1) e fissarli con le viti inserite nel foro circolare del connettore alla trave mediante l'avvitatore.



4 Posizionare la rete metallica.

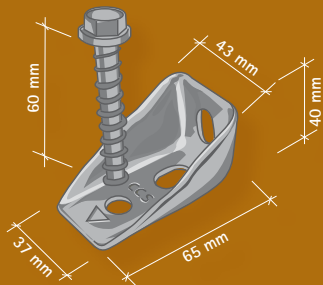


5 Gettare il calcestruzzo per la formazione della nuova soletta collaborante.



CALCESTRUZZO

Connettore meccanico per il consolidamento e il rinforzo statico dei solai in calcestruzzo.



I vecchi solai in laterocemento sono spesso caratterizzati da una struttura con **limitate disponibilità** di **carichi portati** e con **effetti deformativi** piuttosto evidenti; il sistema di consolidamento consente l'**irrigidimento dell'elemento portante** con significativi **benefici statici** e di **comfort abitativo**.

Connettore CentroStorico Calcestruzzo risulta ottimale per i solai a travetti prefabbricati (ad esempio tipo "Bausta"), grazie al vantaggio di una **soluzione sicura e certificata dall'Università di Trieste**, dipartimento di Ingegneria sezione di Scienza delle Costruzioni e Strutture. Per altre tipologie di solai (ad esempio "Varese") è preferibile il sistema di interconnessione chimica, basato sullo stesso principio tecnico della connessione meccanica. Documentazione tecnica, certificazioni e software di calcolo su www.CentroStorico.eu

Caratteristiche tecniche

Resistenza caratteristica P_{Rk}	12,6 kN
Resistenza caratteristica P_{Rd}	10,0 kN
Resistenza minima calcestruzzo travetto R_{ck}	20,0 N/mm ²
Larghezza minima del travetto esistente: - spessore caldana ≥ 2 cm - in assenza di caldana	7 cm 8 cm
Confezione in secchielli da	100 pezzi

Voce di capitolato

"**Connettore CentroStorico Calcestruzzo**" composto da un elemento prismatico metallico di spessore 2,5 mm zincato, a forma di cuneo cavo, di dimensioni 65x45x38mm, avente alla base un foro per il passaggio di una vite autofilettante per calcestruzzo zincata di diametro 10 mm e di lunghezza 60 mm.

Scansiona il QR code per maggiori informazioni



Applicazione connettore CentroStorico Calcestruzzo

- 1 Segnare le distanze a cui vanno posizionati i connettori.
- 2 Eseguire il preforo con un trapano e una punta da 8 mm.
- 3 Posizionare i connettori con la freccia rivolta verso la mezzera del solaio (ovvero con la parte posteriore rialzata rivolta verso i muri, vedi fig. 1) e fissarli con le viti inserite nel foro circolare del connettore al calcestruzzo mediante l'avvitatore.
- 4 Posizionare la rete metallica.
- 5 Gettare il calcestruzzo per la formazione della nuova soletta collaborante.

7.4 Connettore CentroStorico Chimico

CHIMICO

Adesivo epossidico per il consolidamento e il rinforzo statico dei solai in calcestruzzo e a travetti armati tipo SAP



Campi d'impiego

Connettore CentroStorico Chimico è un adesivo epossidico bicomponente senza solventi, fornito in due componenti predosati (componente A resina, componente B induritore) conforme alla EN 1504-4. I due componenti, da miscelare all'atto dell'impiego, danno origine a una pasta fluida leggermente tixotropica idonea per:

- Incollaggio strutturale di calcestruzzo fresco su calcestruzzo indurito per il consolidamento e il rinforzo statico di solai in calcestruzzo.

Vantaggi

Connettore CentroStorico Chimico è un prodotto di facile impiego e dalle prestazioni certificate:

- Eccellente adesione strutturale, consentendo di ottenere la monoliticità con il supporto in calcestruzzo.

Voce di capitolato

Adesivo epossidico fluido bicomponente per incollaggi strutturali di calcestruzzo fresco su calcestruzzo indurito per il consolidamento e il rinforzo statico di solai esistenti, riprese di getto strutturali, ancoraggi di barre d'armatura e connettori profilati metallici costituito da "Connettore Chimico CentroStorico", esente da solventi, fornito sotto forma di 2 componenti predosati (componente A, Resina, e componente B, induritore). Adesione al supporto $> 3,5 \text{ N/mm}^2$ (rottura del calcestruzzo), resistenza a compressione $> 70 \text{ N/mm}^2$, resistenza a trazione per flessione $> 40 \text{ N/mm}^2$.

Confezionamento e messa in opera secondo le indicazioni del produttore. Il successivo getto dovrà avvenire entro e non oltre i tempi indicati dalla relativa scheda tecnica.

- Consolidamento strutturale dei solai a travetti armati tipo SAP, con conseguente aumento della portata utile (certificazione e prove sperimentali a cura del Politecnico di Milano).
- Riprese di getto per l'incollaggio strutturale monolitico di elementi in calcestruzzo in genere.
- Ancoraggi di barre d'armatura e connettori profilati metallici in elementi in calcestruzzo, muratura, pietra naturale e legno.

- Elevate resistenze meccaniche, sia compressione che trazione.
- Ottima resistenza agli agenti chimici.
- Adesione efficace anche su superfici umide senza presenza di velo d'acqua.
- Inalterabile in presenza di umidità.



Scansiona il QR code per maggiori informazioni



Caratteristiche tecniche

Tempo di lavorabilità	10°C → 90' 20°C → 60' 30°C → 45'
Tempo aperto	10°C → 3h 20°C → 90' 30°C → 60'
Temperatura limite di applicazione	+ 10°C ÷ + 40°C
Consistenza	Fluida
Resistenza all'adesione (taglio) Resistenza di progetto Connettore Chimico - supporto esistente (prove Politecnico Milano)	Calcestruzzo-Connettore Chimico-Calcestruzzo: > 10 N/mm ² $\tau_a = 0,7 \div 0,8$ N/mm ²
Resistenza a compressione	> 15 N/mm ² (a 8 ore) > 40 N/mm ² (a 24 ore) > 70 N/mm ² (a 7 gg)
Resistenza a trazione diretta	> 15 N/mm ² (a 7 gg)
Resistenza a trazione per flessione	> 10 N/mm ² (a 8 ore) > 25 N/mm ² (a 24 ore) > 40 N/mm ² (a 7 gg)
Modulo elastico	8.000 N/mm ² (a 7 gg)
Adesione al supporto	Connettore Chimico-Calcestruzzo: > 3,5 N/mm ²
Resa in opera (indicativi in funzione dell'irregolarità del supporto e dal metodo d'applicazione)	<ul style="list-style-type: none"> • Incollaggi strutturali su calcestruzzo indurito per il consolidamento dei solai: ca. 1,0-1,5 kg/m² • Incollaggio di elementi in calcestruzzo: ca. 1,4 kg/m² per mm di spessore • Sigillatura di fessure: ca. 1,4 kg/L di vuoto da riempire
Confezione	imballi predosati da kg 10
Conservazione	12 mesi, in imballi originali ben chiusi, in luogo coperto, fresco e asciutto (10÷30°C). Proteggere in ogni caso dal gelo e dal contatto diretto con il sole, fuoco e fiamme libere.

Consultare le schede tecniche e di sicurezza su CentroStorico.eu e Leca.it

Avvertenze

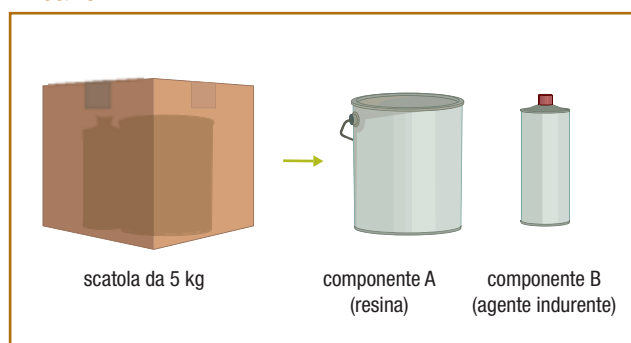
- Applicare entro il tempo di vita utile indicato in tabella "Caratteristiche Tecniche", calcolato a partire dal momento di inizio della miscelazione. Il prodotto miscelato che rimane nel barattolo indurisce rapidamente e diventa non più utilizzabile.
- Non gettare il calcestruzzo fresco su Connettore CentroStorico Chimico indurito.
- Qualora la temperatura scendesse al di sotto dei +10°C, Connettore CentroStorico Chimico potrebbe presentare un aumento della viscosità e la formazioni di grumi. Prima di utilizzarlo, scaldare le confezioni immergendo (a confezione chiusa) parte della latta in acqua calda fino alla scomparsa dei grumi.
- Non applicare su superfici bagnate, su supporti polverosi e poco consistenti.



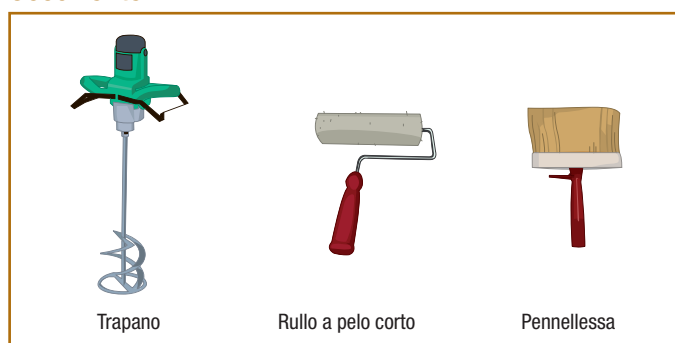
Modalità d'impiego

Le superfici dovranno essere pulite e solide; eventuali parti in distacco, polvere, vernici o pitture dovranno essere eliminate. Assicurarsi che il supporto di calcestruzzo possieda idoneo spessore, resistenza meccanica e compattezza: valutare l'opportunità di consolidamento del calcestruzzo esistente con adatto primer (tipo "Primer CentroStorico" con diluenti per epossidici).

Imballo



Occorrente



Miscelazione e applicazione

1 Omogeneizzare il componente B, quindi versare il componente B nel componente A e mescolare a basso numero di giri per almeno 1 minuto (sino a completa omogeneizzazione).

2 Stendere Connettore CentroStorico Chimico con un rullo a pelo corto o una pennellessa, **impregnando molto bene il supporto** così da assicurare la perfetta adesione su tutta la superficie da incollare (assicurarsi di aver realizzato una superficie continua e priva di pori).
In caso di supporto con modesta resistenza meccanica e compattezza, prima di stendere Connettore CentroStorico Chimico consolidare il calcestruzzo esistente con un adatto **primer** (tipo "Primer CentroStorico" con diluenti per epossidici nella misura di circa il 5% e spolvero a fresco di sabbia silicea secca). A primer indurito e dopo aver rimosso la sabbia in eccesso, **applicare Connettore CentroStorico Chimico**.

Per interventi su grandi superfici e/o per specifiche esigenze di cantiere (ad es. armatura del solaio già posizionata), Connettore Chimico può essere posato attraverso una speciale lancia a tramoggia in grado di stendere l'adesivo epossidico sul supporto da consolidare con rapidità e pulizia (per maggiori dettagli sull'attrezzatura contattare l'Assistenza Tecnica Laterlite).

3 Gettare la nuova soletta collaborante in calcestruzzo entro il tempo aperto di Connettore CentroStorico Chimico, avendo cura di camminare sul supporto consolidato con specifiche scarpe chiodate.

Tempo aperto
10°C → 3h
20°C → 90'
30°C → 60'

CALCESTRUZZO CENTROSTORICO

Calcestruzzo
leggero strutturale
premiscelato
fibrorinforzato a
ritiro compensato
e asciugatura
controllata. Adatto
anche alla posa diretta
della pavimentazione.

R_{ck} 28 N/mm²



Campi d'impiego

- Realizzazione di getti collaboranti su solai in legno, laterocemento, calcestruzzo.
- Realizzazione di getti per la posa diretta della pavimentazione.
- Dovunque nel cantiere sia richiesto un calcestruzzo con buone doti di leggerezza e resistenza.
- Getti strutturali a norma con il D.M. 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e relativa Circolare.
- Applicazione per esterni e interni.

Vantaggi

- **Leggero**
Il peso ridotto, ca. 1500 kg/m³, assicura un risparmio di oltre il 40% rispetto a un calcestruzzo tradizionale (ca. 2.400 kg/m³).
- **Resistente**
La resistenza a compressione, classe LC 25/28, è paragonabile ai calcestruzzi tradizionali confezionati in cantiere.
- **Fibrorinforzato**
L'aggiunta di speciali fibre polipropileniche aumentano le proprietà meccaniche del calcestruzzo strutturale, migliorandone anche la duttilità (la capacità di sopportare ulteriori carichi anche dopo la prima fessurazione), la resistenza a fatica e durabilità.
- **Ritiro compensato**
L'aggiunta di specifici additivi antiritiro in abbinamento alle fibre polipropileniche e una speciale formulazione, consente di ridurre il ritiro del calcestruzzo entro i 400 µm/m a 28gg; inferiore di oltre la metà di un calcestruzzo tradizionale, risulta particolarmente vantaggioso nei casi di posa diretta della pavimentazione.
- **Asciugatura controllata**
Tempi certi per la posa diretta della pavimentazione tipo parquet (in abbinamento a Primer CentroStorico).
- **Idoneo alla posa diretta della pavimento.**
Grazie alla specifica formulazione, evita la formazione del massetto di finitura in presenza di ridotti spessori.
- **A "norma di Legge"**
Conforme alle Norme Tecniche per le Costruzioni (N.T.C. 2018), utilizza leganti con Attestato di Conformità secondo D.M. 12/7/99 n° 314.
- **Sicuro**
Ha una curva granulometrica e un dosaggio di legante costante e controllato, sinonimo di qualità del calcestruzzo.
- **Maneggevole e versatile**
Premiscelato in sacco, richiede l'aggiunta della sola acqua d'impasto: i comodi sacchi da 16 L (ca. 20 kg) assicurano una pratica movimentazione del materiale anche nei cantieri più difficili.
- **Incombustibile**
Composto da Lecapiù e leganti ha una reazione al fuoco di Euroclasse A1 (incombustibile): una garanzia contro il fuoco.
- **Pompabile**
È pompabile con le normali pompe pneumatiche usate per i sottofondi.
- **Laterlite è socio del GBC Italia (certificazione LEED)**

Voce di capitolato

Calcestruzzo leggero strutturale fibrorinforzato a ritiro compensato e asciugatura controllata adatto anche alla posa diretta della pavimentazione costituito da "Calcestruzzo CentroStorico", premiscelato in sacchi a base di argilla espansa Lecapiù (assorbimento di umidità circa 1% a 30°), inerti

naturali, cemento tipo Portland e additivi. Classe di massa volumica del calcestruzzo D1,6. Classe di resistenza certificata LC 25/28. Ritiro compensato certificato: < 400 µm/m a 28gg (UNI 11307). Modulo elastico certificato 17.000 MPa. Confezionamento e getto in opera secondo le indicazioni del produttore.

CALCESTRUZZO CENTROSTORICO RAPIDO

Calcestruzzo leggero
strutturale premiscelato
a presa e indurimento
rapido.

$R_{cm} (2h) > 8 \text{ N/mm}^2$

$R_{cm} (8h) > 15 \text{ N/mm}^2$

$R_{cm} (24h) > 20 \text{ N/mm}^2$

$R_{ck} 25 \text{ N/mm}^2$



Campi d'impiego

- Realizzazione di getti (solette, pilastri, cordoli, manufatti in genere) scasserabili a brevissime stagionature.
- Realizzazione di getti collaboranti a rapido indurimento su solai in legno, laterocemento, putrelle/laterizio.
- Lavori di riparazione o realizzazione di basamenti con rapida carrabilità.
- Dovunque nel cantiere sia richiesto un calcestruzzo con buone doti di leggerezza e resistenza, anche in tempi brevissimi.
- Getti strutturali a norma con le N.T.C. 2018.
- Applicazione per esterni e interni.

Vantaggi

- **A rapido indurimento**
La resistenza a compressione di 8 N/mm² già dopo sole 2 ore dal getto rende Calcestruzzo Rapido specifico per la formazione di solette collaboranti per il consolidamento dei solai esistenti. Il ridotto peso e l'indurimento rapido sono ideali per ridurre al minimo le deformazioni del solaio all'atto della formazione del getto strutturale.
- **Subito scasserabile**
Grazie alla presa ed indurimento rapido, già dopo sole 24h raggiunge la resistenza a compressione di 20 N/mm². Ideale per velocizzare le lavorazioni di cantiere consentendo la rimozione dei puntelli/casseri con estrema rapidità.
- **Leggero**
Grazie al ridotto peso, ca. 1400 kg/m³, si assicura un notevole alleggerimento rispetto ai ca. 2.400 kg/m³ del tradizionale calcestruzzo. Il risparmio di peso, superiore al 40%, è particolarmente significativo nelle applicazioni di consolidamento solai e nelle ristrutturazione in genere.
- **Resistente**
La resistenza a compressione $R_{ck}=25 \text{ N/mm}^2$, classe LC 20/22, è paragonabile ai calcestruzzi tradizionali confezionati in cantiere.
- **Pompabile**
È pompabile con le normali pompe pneumatiche usate per i sottofondi.

Voce di capitolato

Calcestruzzo leggero strutturale per getti di rinforzo e solette collaboranti, costituito da premiscelato "Calcestruzzo Rapido" a base di argilla espansa LecaPiù, inerti naturali, cemento tipo Portland e additivi. Classe di massa volumica del calcestruzzo D1,5 (ca. 1400 kg/m³ secondo UNI EN 206-1), classe di resistenza a compressione LC

20/22, sviluppo della resistenza meccanica a compressione nel tempo $> 8 \text{ N/mm}^2$ (2h), $> 15 \text{ N/mm}^2$ (8h), $> 20 \text{ N/mm}^2$ (24h), modulo elastico 15.000 MPa, conducibilità termica λ 0,42 W/mK. Confezionamento e getto in opera secondo le indicazioni del produttore.

CALCESTRUZZO CENTROSTORICO FLUIDO

Calcestruzzo
leggero strutturale
premiscelato
autocompattante,
ad elevata fluidità e
resistenza meccanica.
 R_{ck} 40 N/mm²



Campi d'impiego

- Getti senza vibrazione.
- Getti in casseformi con geometria particolarmente complessa.
- Getti in casseformi con elevata presenza di armatura.
- Manufatti facciavista con ottima finitura superficiale grazie all'elevata compattezza e bassa porosità del calcestruzzo.
- Calcestruzzi con alto grado di protezione alla carbonatazione, azione dei cloruri (es. sali antigelo di pavimentazioni e parcheggi).
- Calcestruzzi resistenti all'azione del gelo/disgelo.
- Elementi strutturali (travi, pilastri, balconi, fondazioni, muri ecc.)
- Calcestruzzi con elevata classe di esposizione.
- Pilastri e corree di murature in blocchi di calcestruzzo.
- Getti strutturali o elementi prefabbricati in genere.
- Realizzazione di getti collaboranti su solai in legno, laterocemento, calcestruzzo.
- Dovunque nel cantiere sia richiesto un calcestruzzo con buone doti di leggerezza e resistenza.
- Getti strutturali a norma con le N.T.C. 2018).
- Applicazione per esterni e interni.

Vantaggi

- **Fluido e autocompattante**
Grazie alla particolare consistenza, il calcestruzzo si distribuisce omogeneamente nell'intera sezione dell'elemento da realizzare senza richiedere la vibrazione del getto.
- **Facile nella messa in opera**
La posa è sempre facile e sicura, fondamentale per getti con casseri aventi geometrie complesse, sezioni ristrette e maglie d'armatura molte fitte.
- **Maggiore durabilità delle strutture**
La compattezza del calcestruzzo riduce la porosità del calcestruzzo e la permeabilità agli agenti aggressivi, fondamentale

nei getti con elevata classe di esposizione.

Il getto acquisisce anche un'elevata resistenza al gelo-disgelo, agli attacchi di agenti aggressivi e alla reazione alcali-silice.

- **Veloce da posare**

La fluidità del calcestruzzo assicura un migliore rendimento nelle fasi di posa in opera, agevolando la stesa del materiale senza richiedere la vibrazione del getto.

- **Ottima finitura facciavista**

L'elevata fluidità e la ridotta porosità del calcestruzzo assicurano un'ottima finitura facciavista, apprezzato nelle opere architettoniche.

Voce di capitolato

Calcestruzzo leggero strutturale autocompattante per impieghi strutturali, costituito da premiscelato "Calcestruzzo Fluido" a base di argilla espansa Leca Strutturale, inerti naturali, cemento tipo Portland, e additivi. Classe di massa volumica del calcestruzzo

D1,9 (UNI EN 206-1), classe di resistenza a compressione LC 35/38 ($R_{ck}=40$ N/mm² a 28 giorni), modulo elastico 25.000 MPa, conducibilità termica λ 0,70 W/mK. Confezionamento e getto in opera secondo le indicazioni del produttore.

LECACLS 1400

Calcestruzzo
leggero strutturale
premiscelato, per getti
di rinforzo e solette
collaboranti.

R_{ck} 25 N/mm²



Campi d'impiego

- Realizzazione di getti collaboranti su solai in legno, laterocemento, calcestruzzo.
- Dovunque nel cantiere sia richiesto un calcestruzzo con buone doti di leggerezza e resistenza.
- Getti strutturali a norma con il D.M. 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e relativa Circolare.

Vantaggi

• Leggero

I premiscelati Leca CLS 1400 e Leca CLS 1400Ri pesano 1.400 kg/m³, un notevole alleggerimento rispetto ai circa 2.400 kg/m³ del tradizionale calcestruzzo. Un getto di rinforzo di spessore 5 cm ha un peso di 70 kg/m² contro i 110 - 120 kg/m² del normale calcestruzzo; tale diminuzione dei carichi (> 40%) è particolarmente vantaggiosa nel recupero di solai in legno.

• Resistente

Leca CLS pur essendo leggero ha resistenze paragonabili ai calcestruzzi tradizionali confezionati in cantiere. Leca CLS 1400 e Leca CLS 1400Ri hanno una resistenza caratteristica a compressione di 250 kg/cm².

• Pratico

Leca CLS 1400 e 1400Ri è confezionato in pratici e maneggevoli sacchi che facilitano le operazioni di movimentazione e di stoccaggio anche nei cantieri meno agevoli e semplificano le operazioni di impasto, in quanto occorre la sola

aggiunta di acqua. Per un impasto ottimale si consigliano le impastatrici a coclea (anche in continuo).

• A "norma di Legge"

I calcestruzzi Leca CLS rispondono pienamente alle vigenti N.T.C. 2018 ed utilizzano come leganti solo ed esclusivamente cementi con Attestato di Conformità secondo D.M. 12/7/99 n° 314.

• Sicuro

Leca CLS è un premiscelato; ha una curva granulometrica e un dosaggio di legante costante e controllato. La semplicità dell'impasto assicura, con un corretto dosaggio d'acqua, le prestazioni del migliore calcestruzzo.

• Incombustibile

Leca CLS1400 e 1400Ri, confezionati con Lecapiù, aggregati silicei e leganti idraulici, hanno Euroclasse A1.

• Pompabile

È pompabile con le normali pompe pneumatiche usate per i sottofondi.

Voce di capitolato

Calcestruzzo leggero strutturale per getti di rinforzo e solette collaboranti, costituito da premiscelato "LecaCLS 1400" a base di argilla espansa Lecapiù, inerti naturali, cemento tipo Portland e additivi.

Classe di massa volumica del calcestruzzo D 1,5 (ca. 1400 kg/m³ secondo UNI EN 206-1), classe di resistenza a

compressione certificata LC 20/22 ($R_{ck}=25$ N/mm² a 28 gg per LecaCLS 1400, $R_{ck}=25$ N/mm² a 7 giorni per LecaCLS 1400Ri), modulo elastico certificato 15.000 MPa, conducibilità termica λ 0,42 W/mK. Confezionamento e getto in opera secondo le indicazioni del produttore.

LECACLS 1600

Calcestruzzo
leggero strutturale
premiscelato ad alta
resistenza.

Pratico e di facile
impiego.

R_{ck} 35 N/mm²



Campi d'impiego

- Realizzazione di getti collaboranti su solai in legno, laterocemento (anche metallici su costruzioni esistenti).
- Dovunque nel cantiere sia richiesto un calcestruzzo strutturale a elevata resistenza.
- Getti strutturali a norma con il D.M. 17 gennaio 2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni” e relativa Circolare.
- Getti strutturali o elementi prefabbricati.

Vantaggi

- **Leggero**
Calcestruzzo Pratico Leca CLS 1600 pesa 1.600 kg/m³, un notevole alleggerimento rispetto ai circa 2.400 kg/m³ del tradizionale calcestruzzo. Tale diminuzione dei carichi è particolarmente apprezzabile per ridurre il peso proprio delle strutture specialmente in zona sismica.
- **Resistente**
Calcestruzzo Pratico Leca CLS 1600 ha una resistenza di 350 kg/cm², paragonabile ai migliori calcestruzzi tradizionali.
- **Pratico**
Calcestruzzo Pratico Leca CLS 1600 è confezionato in pratici e maneggevoli sacchi che facilitano le operazioni di movimentazione e di stoccaggio anche nei cantieri meno agevoli e semplificano tutte le operazioni di impasto, in quanto occorre la sola aggiunta di acqua.
- **A “norma di Legge”**
I calcestruzzi Leca CLS rispondono pienamente alle vigenti N.T.C. 2018 e utilizzano come leganti solo ed esclusivamente cementi con Attestato di Conformità secondo D.M. 12/7/99 n° 314.
- **Sicuro**
Calcestruzzo Pratico Leca CLS 1600 è un premiscelato; ha una curva granulometrica e un dosaggio di legante, costante e controllato. La semplicità dell'impasto assicura, con un corretto dosaggio d'acqua, le prestazioni del migliore calcestruzzo.
- **Incombustibile**
Calcestruzzo Pratico Leca CLS1600, confezionato con Leca Strutturale, aggregati silicei e leganti idraulici, ha Euroclasse A1.

Voce di capitolato

Calcestruzzo leggero strutturale per getti di rinforzo e solette collaboranti ad alta resistenza, costituito da premiscelato “Calcestruzzo Pratico LecaCLS 1600” a base di argilla espansa Leca Strutturale, inerti naturali, cemento tipo Portland e additivi. Classe di massa volumica del calcestruzzo D1,7 (ca. 1600 kg/m³ secondo UNI EN 206-1), classe di resistenza a compressione certificata LC 30/33 (R_{ck} =35 N/mm² a 28gg), modulo elastico certificato 20.000 MPa, conducibilità termica λ 0,54 W/mK. Confezionamento e getto in opera secondo le indicazioni del produttore.



LECACLS 1800

Calcestruzzo
leggero strutturale
premiscelato ad alte
prestazioni
e fibrorinforzato.

R_{ck} 45 N/mm²



Campi d'impiego

- Getti di rinforzo ad alta resistenza su solai in lamiera grecata o metallici in genere, oltre che su legno e calcestruzzo.
- Getti strutturali o elementi prefabbricati.
- Calcestruzzo leggero ad alta rigidità.
- Dovunque nel cantiere sia richiesto un calcestruzzo strutturale ad elevata resistenza.
- Getti strutturali a norma con il D.M. 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e relativa Circolare.

Vantaggi

- **Leggero**
Il premiscelato Leca CLS 1800 pesa 1.800 Kg/m³, inferiore di circa il 25% rispetto al tradizionale calcestruzzo. La diminuzione dei carichi è apprezzabile anche al fine di ridurre il peso proprio delle strutture, particolarmente utile in zona sismica.
- **Fibrorinforzato**
La presenza delle speciali fibre polimeriche consentono di limitare le fessurazioni del calcestruzzo da ritiro plastico, particolarmente utile durante le fasi di presa e indurimento.
Il calcestruzzo fibrorinforzato risulta anche più duttile e tenace, in grado di sopportare i carichi anche nella fase di post-fessurazione molto importante negli impieghi in zona sismica.
- **Pratico**
Leca CLS 1800 è confezionato in pratici e maneggevoli sacchi che facilitano le operazioni di movimentazione e di stoccaggio anche nei cantieri meno agevoli e semplificano tutte le operazioni di impasto, in quanto occorre la sola aggiunta di acqua.
- **A "norma di Legge"**
I calcestruzzi Leca CLS rispondono alle vigenti N.T.C. 2018 e utilizzano come leganti solo ed esclusivamente cementi con Attestato di Conformità secondo D.M. 12/7/99 n° 314.
- **Incombustibile**
Leca CLS 1800, confezionato con argilla espansa Leca strutturale, aggregati silicei e leganti idraulici, ha Euroclasse A1.

Voce di capitolato

Calcestruzzo leggero strutturale fibrorinforzato per getti di rinforzo e solette collaboranti ad alte prestazioni, costituito da premiscelato "LecaCLS 1800" a base di argilla espansa Leca Strutturale, inerti naturali, cemento tipo Portland, fibre polimeriche e additivi.

Classe di massa volumica del calcestruzzo D1,9 (ca. 1800 kg/m³ secondo UNI EN 206-1), classe di resistenza a compressione certificata LC 40/44 (R_{ck} =45 N/mm² a 28 gg), modulo elastico certificato 25.000 MPa, conducibilità termica λ 0,70 W/mK.

Confezionamento e getto in opera secondo le indicazioni del produttore.



Modalità d'impiego

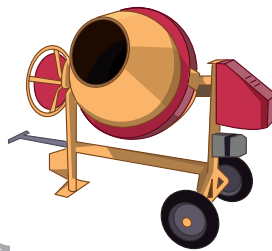
Il supporto deve essere pulito, senza parti incoerenti, polveri o altri residui; deve essere adatto a ricevere un getto di cemento armato. Devono perciò essere previste armature, collegamenti, distanziali e/o disarmanti.

1. Preparazione dell'impasto

Impastare con acqua pulita (come da indicazioni presenti sul sacco (per betoniera a bicchiere non caricare oltre il 60% della capacità nominale, introdurre prima una buona parte dell'acqua e poi il prodotto con la restante acqua). Mescolare per almeno 3 minuti fino a consistenza "semi-fluida".



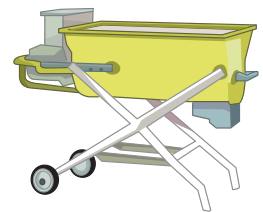
Betoniera a bicchiere



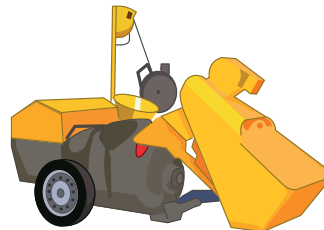
Mescolatore planetario



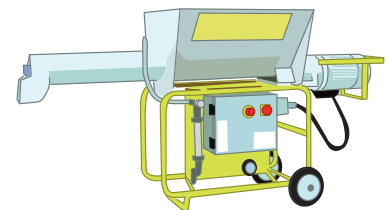
Impastatrice a coclea



Pompa pneumatica per sottofondi (per LecaCLS 1600-1800 contattare l'Assistenza Tecnica Laterlite).



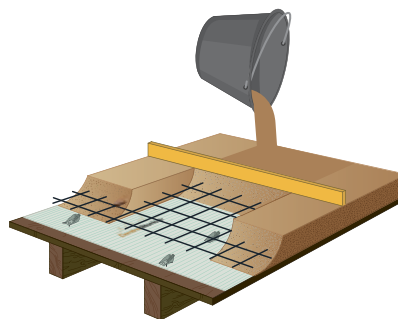
Miscelatore in continuo



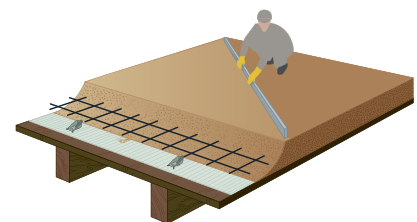
2. Applicazione

In caso di supporto assorbente stendere Lattice CentroStorico e lasciare asciugare per alcune ore prima del getto di calcestruzzo (in alternativa bagnare a rifiuto).

Posare come un tradizionale calcestruzzo; realizzare le fasce e il riempimento fresco su fresco. Vibrare (tranne Fluidi) in modo uniforme evitando di far risalire in superficie i granuli di Lecapiù.



Formazione delle fasce.

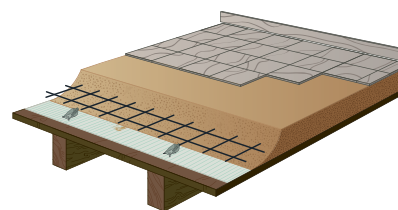


Staggiatura.

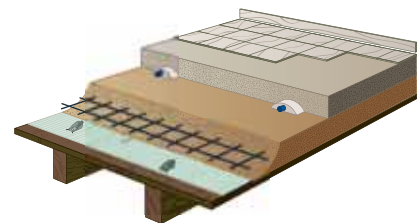
3. Finitura

La pavimentazione può essere posata direttamente su **Calcestruzzo**, in accordo alle indicazioni riportate alla voce "Caratteristiche tecniche" e "Avvertenze", dopo 28 gg (tipo ceramica) e dopo almeno 15 gg (tipo parquet). La posa di parquet necessita l'applicazione di Primer CentroStorico, previa verifica che l'umidità massima del Calcestruzzo sia $\leq 6\%$ (con igrometro al carburo).

Calcestruzzo Rapido-Fluidi, LecaCLS 1400-1600-1800 necessitano di massetto di finitura in caso di posa della pavimentazione.



Posa della pavimentazione su Calcestruzzo CentroStorico.



Formazione del massetto di finitura su LecaCLS 1400-1600-1800 e Calcestruzzo Rapido-Fluidi per la successiva posa della pavimentazione.

Avvertenze

- Non idonei per la miscelazione manuale o a mezzo trapano elettrico; inoltre non si devono aggiungere cemento, calce, gesso, altri inerti, additivi ecc.
- Proteggere i getti da un eccessivo asciugamento specie nei mesi estivi e/o con forte ventilazione; porre molta attenzione al getto su supporti vecchi o molto assorbenti (anche tavelle in cotto) per evitare la repentina disidratazione dell'impasto con conseguenti rapide fessurazioni e su bassi spessori (pericolo di "bruciature"); si consiglia la posa di Lattice CentroStorico sul supporto.
- Nelle riprese di getto (da eseguirsi tagliando il calcestruzzo perpendicolarmente al piano di posa) si consiglia di inserire idonea armatura metallica (rete o spezzoni metallici) per evitare eventuali distacchi e/o fessurazioni oltre che adatta boiaccia per riprese di getto "strutturali".
- Per impieghi in consolidamento di solai, prevedere un'idonea interconnessione al fine di irrigidire la struttura (calcolo a cura di un Tecnico abilitato).
- LecaCLS 1400, Calcestruzzo e Calcestruzzo Rapido non sono idonei per applicazioni "facciavista".

Caratteristiche tecniche

	Calcestruzzo CentroStorico	Calcestruzzo CentroStorico Rapido	Calcestruzzo CentroStorico Fluido	LecaCLS 1400	LecaCLS 1600	LecaCLS 1800
Classe di massa volumica (Circ. 02/02/09 n. 617)	D1,6 (ca. 1500 kg/m ³)	D1,5 (ca. 1400 kg/m ³)	D1,9 (ca. 1800 kg/m ³)	D1,5 (ca. 1400 kg/m ³)	D1,7 (ca. 1600 kg/m ³)	D1,9 (ca. 1800 kg/m ³)
Classe di resistenza (UNI EN 206-1)	LC 25/28	LC 20/22	LC 35/38	LC 20/22	LC 30/33	LC 40/44
Resistenza caratteristica a compressione certificata	R _{ck} = 28 N/mm ² (cubica) f _{ck} = 25 N/mm ² (cilindrica)	R _{cm} (2h) > 8 N/mm ² - R _{cm} (8h) > 15 N/mm ² - R _{cm} (24h) > 20 N/mm ² R _{ck} = 25 N/mm ² (cub.) f _{ck} = 22,5 N/mm ² (cil.)	R _{ck} = 40 N/mm ² (cubica) f _{ck} = 35,5 N/mm ² (cilindrica)	R _{ck} = 25 N/mm ² (cubica) f _{ck} = 22,5 N/mm ² (cilindrica)	R _{ck} = 35 N/mm ² (cubica) f _{ck} = 31,5 N/mm ² (cilindrica)	R _{ck} = 45 N/mm ² (cubica) f _{ck} = 40,5 N/mm ² (cilindrica)
Classe di esposizione	X0-XC1(EN 206)	X0-XC1 (EN 206)	X0-XC1-XC2-XC3-XC4- XS1-XD1-XD2- XF1-XF2(UNI 11104)- XF3(UNI 11104)- XF4(UNI 11104)- XA1(EN 206)	X0 - XC1 (EN 206)	X0-XC1-XC2- XC3(UNI 11104)- XD1(UNI 11104)- XF2(UNI 11104)- XF3(UNI 11104)- XF4(UNI 11104)-	X0-XC1-XC2-XC3-XC4- XS1-XS2-XS3-XD1- XD2-XD3-XF1- XF2(UNI 11104)- XF3(UNI 11104)- XF4(UNI 11104)- XA1(EN 206)
Fibrorinforzato	Fibre polimeriche L=19 mm	-	-	-	-	Fibre in polipropilene L=40 mm
Modulo elastico certificato	E = 17.000 N/mm ²	E = 15.000 N/mm ²	E = 25.000 N/mm ²	E = 15.000 N/mm ²	E = 20.000 N/mm ²	E = 25.000 N/mm ²
Posa della pavimentazione	Parquet e assimilabili: ca. 15 gg (previa posa di Primer su Calcestruzzo con umidità residua massima del 6%). Ceramica e assimilabili: min 28 gg	Richiede massetto di finitura	Richiede massetto di finitura	Richiede massetto di finitura.	Richiede massetto di finitura.	Richiede massetto di finitura.
Spessore minimo consigliato per il consolidamento dei solai	≥ 5 cm	≥ 5 cm	≥ 5 cm	≥ 5 cm	≥ 5 cm	≥ 5 cm
Umidità residua (sp. 5 cm), lab. 20° C e 55% u.r.	14 gg. ca. (u.r. 5% ca.) 28 gg. ca. (u.r. 4% ca.)	-	-	-	-	-
Ritiro (UNI 11307)	Compensato: < 400 μ/m a 28 gg	-	-	-	-	-
Conducibilità termica	λ = 0,47 W/mK	λ = 0,42 W/mK	λ = 0,70 W/mK	λ = 0,42 W/mK	λ = 0,54 W/mK	λ = 0,70 W/mK
Tempo di applicazione (a 20 °C)	45 minuti	20 minuti	20 minuti	45 minuti	45 minuti	45 minuti
Temperatura di applicazione	da + 5 °C a + 35 °C					
Pedonabilità	12 ore dalla posa	6 ore dalla posa	12 ore dalla posa	12 ore dalla posa	12 ore dalla posa	12 ore dalla posa
Reazione al fuoco (D.M. 10/03/2005)	Euroclasse A1 (Incombustibile)					
Confezione	Bancale in legno a perdere con 84 sacchi da 16 L/cad. pari a 1,34 m ³ di prodotto sfuso	Bancale in legno a perdere con 84 sacchi da 16 L/cad. pari a 1,34 m ³ di prodotto sfuso	Bancale in legno a perdere con 70 sacchi da 16 L/cad. pari a 1,12 m ³ di prodotto sfuso	Bancale in legno a perdere con 56 sacchi da 25 L/cad. pari a 1,4 m ³ di prodotto sfuso	Bancale in legno a perdere con 48 sacchi da 25 L/cad. pari a 1,2 m ³ di prodotto sfuso	Bancale in legno a perdere con 56 sacchi da 19,6 L/cad. pari a 1,1 m ³ di prodotto sfuso
Condizioni di Conservazione (D.M. 10/5/2004)	in imballi originali, in luogo coperto, fresco, asciutto ed in assenza di ventilazione					
Durata (D.M. 10/5/2004)	dodici (12) mesi dalla data di confezionamento					
Conformità	N.T.C. 2018 - Norma UNI EN 206-1					

Consultare le schede tecniche e di sicurezza su CentroStorico.eu e Leca.it

MEMBRANA

Membrana traspirante al vapore e impermeabile all'acqua per la protezione dei solai in legno.



Campi d'impiego

- Protezione del solaio in legno da percolazioni di boiacca cementizia verso il piano inferiore durante la messa in opera della soletta collaborante in calcestruzzo armato.
- Salvaguardia del legno nel tempo, evitando l'assorbimento di boiacca cementizia da parte del legno e la formazione di polvere ai piani sottostanti nel lungo periodo.
- Difesa dell'assito ligneo nella sua parte inferiore da fenomeni di condensazione di vapore, in presenza di elevata saturazione degli ambienti sottostanti.
- Miglioramento del processo di maturazione del calcestruzzo.

Vantaggi

- **Rinforzata e resistente**
Il polietilene rinforzato con rete rende la membrana altamente resistente allo strappo, resistente alla rottura e sicura nella posa.
- **Durevole e robusta**
La membrana offre una duratura protezione al solaio ligneo, proteggendolo sia dalla penetrazione della boiacca cementizia che dalle azioni meccaniche connesse al getto della soletta in calcestruzzo.
- **Facile nella posa**
La posa risulta facile, veloce e sicura: è sufficiente stendere i comodi rotoli e nastrarli (il peso favorisce la sua stabilità). Il fissaggio al supporto può avvenire anche mediante pistola sparapunti.
- **Marcata CE**
- **Permeabile al vapore**
Grazie alla presenza di microperforazioni, Membrana CentroStorico permette lo scambio dell'umidità dell'aria evitando dannosi effetti di condensa nella parte inferiore del solaio ligneo (limitando fortemente il passaggio del vapore dalla parte calda alla parte fredda delle strutture).
- **Ottimo complemento al sistema di interconnessione**
Grazie alla trasparenza della membrana, è facile poter segnare il posizionamento di Connettore CentroStorico per il successivo fissaggio.
- **Impermeabile all'acqua**
Membrana CentroStorico, realizzata con specifico polietilene, assicura impermeabilità all'acqua nelle fase di messa in opera del calcestruzzo.

Voce di capitolato

Membrana CentroStorico per la protezione dei solai in legno, costituita da polietilene rinforzato con armatura e microperforato (peso ca. 140 g/m²). Traspirante al vapore (Sd = 3 m) e impermeabile all'acqua (classe W2), resistente alla trazione (ca. 400/300 N/5 cm) e in classe E di reazione al fuoco. Marcato CE secondo EN 13859-1 / EN 13859-2 e fornito in rotoli da 1,5 m x 50 m.

Modalità d'impiego

Srotolare la Membrana CentroStorico direttamente sopra il piano di calpestio avendo cura di seguire al meglio la superficie (in modo particolare per posa su tavolato interrotto) e realizzando una ricopertura continua e priva di interruzioni (al fine di evitare il rischio di percolazione di boiaccia cementizia al piano sottostante).

È importante sormontare di almeno 10 cm le fasce contigue di Membrana CentroStorico e usare un nastro biadesivo per sigillare le due parti.

Eventuali lacerazioni occorse durante le lavorazioni andranno riparate con tagli di Membrana CentroStorico fissate con nastro biadesivo.

La trasparenza di Membrana CentroStorico facilita il suo posizionamento e la successiva operazione di fissaggio di Connettore CentroStorico nella posizione prefissata.



Caratteristiche tecniche

Materiale	Foglio in PE rinforzato con armatura, microperforato.
Diffusione del vapore acqueo	Sd = 3m ca.
Impermeabilità (EN 13859-1)	Impermeabile W 2
Resistenza alla trazione (EN 12311-1)	ca. 400/300 N/5 cm
Resistenza alla temperatura	-40°C / +80°C
Reazione al fuoco (EN 13501-1)	Classe E
Colore	Trasparente, con rete di rinforzo verde
Peso	ca. 140 gr/m ²
Confezione	Rotolo da 1,5 m x 50 m
Peso rotolo	ca. 10,5 kg
Marcatura CE	EN 13859-1 / EN 13859-2

Consultare la scheda tecnica e di sicurezza su CentroStorico.eu



Laterlite

Assistenza Tecnica

20149 Milano - via Correggio, 3
Tel. 02 48011962 - Fax 02 48012242
Leca.it - CentroStorico.eu
infoleca@leca.it



CentroStorico
Soluzioni per ristrutturare

Leca