

Università di Trieste
Dipartimento di Ingegneria e Architettura

Corso di
Progettazione e riabilitazione
Sismica delle Strutture

Modulo 2: Riabilitazione strutturale in zona sismica

RIABILITAZIONE SISMICA COSTRUZIONI
ESISTENTI IN C.A.

Prof. Ing. Natalino Gattesco

CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Tipologie strutturali

Gli edifici per l'edilizia residenziale, scolastica e direzionale sono stati costruiti in calcestruzzo armato a partire dagli anni 30 del secolo scorso; dal secondo dopoguerra è diventata la tecnologia costruttiva dominante per quel tipo di costruzioni.

Queste costruzioni hanno prevalentemente una forma rettangolare allungata.

Le tipologie strutturali consistono prevalentemente in telai piani paralleli, nella direzione longitudinale, collegati da solai in latero-cemento con nervature disposte nella direzione trasversale (Fig. 1a).

Sono strutture che sono state per la maggior parte concepite per sopportare i carichi gravitazionali, visto che solo limitate zone del territorio nazionale erano classificate come sismiche fino agli anni 70.

Infatti, normalmente, solo gli edifici con più di tre piani hanno dei setti di controvento, per resistere alle azioni orizzontali dovute al vento, e di norma coincidono con le pareti del vano scala-ascensore (Fig. 1b).

CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Tipologie strutturali

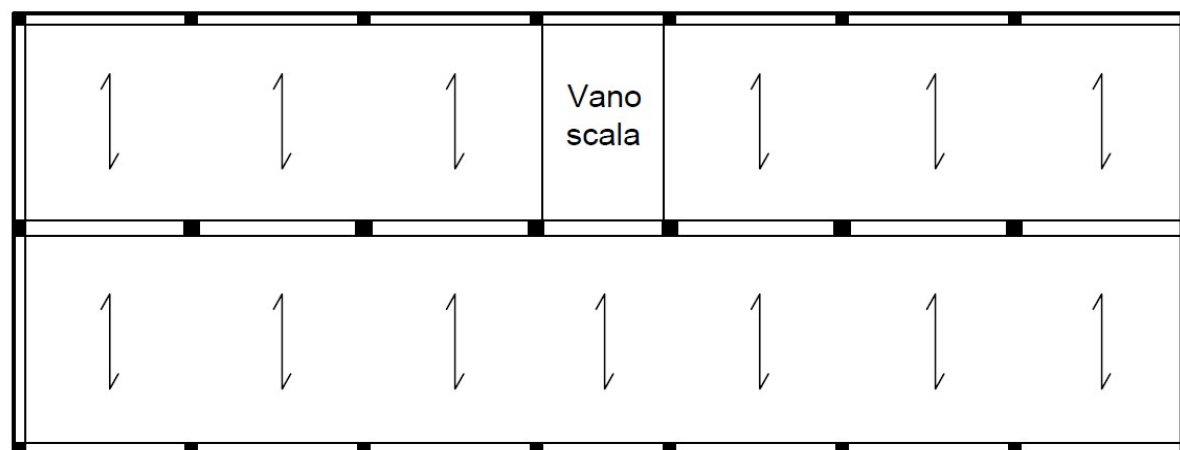


Fig. 1a -Telai longitudinali collegati dai solai

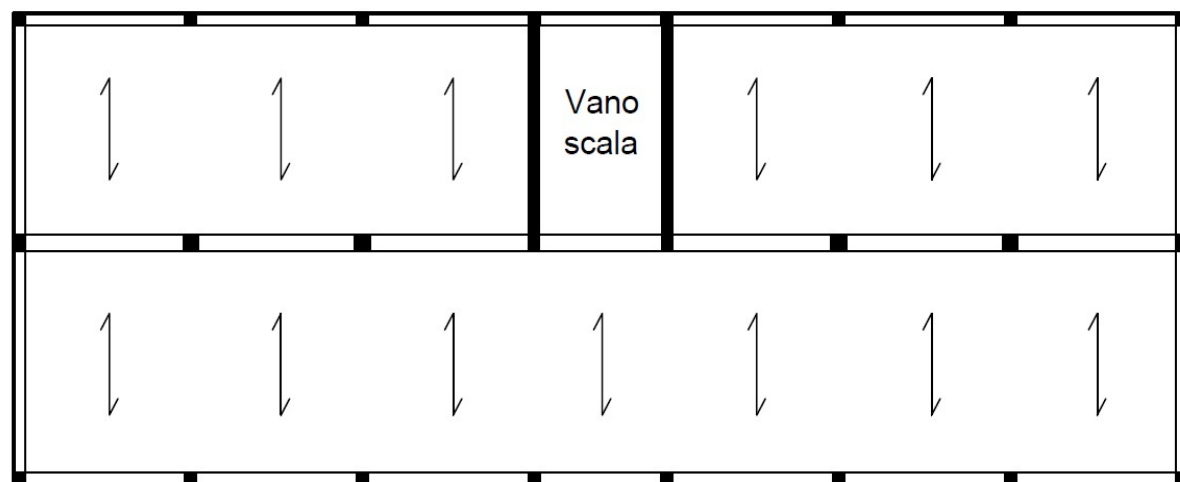


Fig. 1b - Telai longitudinali collegati dai solai e setti di controvento per edifici alti

CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Tipologie strutturali

In entrambi i casi, **nella direzione parallela all'orditura dei solai si riscontra l'assenza di travi di collegamento tra gli elementi verticali**, pertanto il collegamento tra i telai longitudinali è affidato soltanto al solaio e ai telai di estremità realizzati generalmente con travi dimensionate per sostenere il peso delle murature di tamponamento.

Nel **dimensionamento delle strutture si operava per singoli elementi separatamente semplificando notevolmente**, sia gli schemi statici, che le azioni. Infatti, **i pilastri venivano dimensionati considerando solo l'azione assiale** corrispondente ai carichi agenti sull'area di influenza di solaio ed ai pesi dei tamponamenti che gravano sulla trave collegata al pilastro in argomento ed al peso proprio di trave e pilastro.

Venivano quindi **trascurate le conseguenti sollecitazioni flessionali e taglienti trasmesse da travi e solai ai pilastri**. Le travi e i solai venivano dimensionati trattandoli come travi continue soggette a carichi verticali, ancora una volta trascurando gli effetti dovuti all'interazione fra gli elementi strutturali nel funzionamento d'insieme.

CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Tipologie strutturali

Alcune regole pratiche sono state sviluppate negli anni 60-70 da utilizzare nel dimensionamento di questi elementi per consentire di tener conto forfettariamente degli effetti dovuti al funzionamento d'assieme. Queste regole, però, consentono di stimare gli effetti di “bordo” per i soli carichi verticali.

Nel caso di edifici con pareti di controvento, queste sono normalmente disposte nella direzione trasversale (maggiore superficie esposta al vento – Fig. 1b) e sono dimensionate come mensole aventi il compito di sopportare interamente l'azione orizzontale del vento; anche in questo caso nel progetto non si teneva conto delle interazioni con gli altri elementi strutturali (telai, pilastri).

Molti di questi edifici sono privi di piano interrato ed hanno fondazioni superficiali (impostate a circa un metro dal piano campagna); si tratta di travi rovesce longitudinali lungo il perimetro e plinti o travi rovesce sotto i telai di spina.

Frequentemente, la struttura non presenta una maglia regolare di pilastri e quindi gli stessi non sono allineati nel senso trasversale.

CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Tipologie strutturali

Per quanto riguarda le tamponature, non veniva mai considerato il loro contributo sul funzionamento strutturale della costruzione e non venivano quasi mai indicate negli elaborati progettuali le loro dimensioni e caratteristiche.

Generalmente esse sono costituite da una doppia fodera di laterizi a fori orizzontali (muro a cassetta), dello spessore di 8-12 cm e di scarse caratteristiche meccaniche. Esse sono parzialmente inserite in luce nelle campate dei telai e prive di un efficace collegamento con i telai stessi, in quanto costruite dopo aver completato l'ossatura in calcestruzzo armato. In alcune parti del Nord Italia, invece, le murature di tamponamento sono state realizzate in mattoni/blocchi semipieni ed hanno buone caratteristiche meccaniche.

Considerato il contributo importante delle tamponature sul comportamento delle strutture intelaiate in calcestruzzo armato, diventa necessario fare una distinzione fra il caso di tamponamento con muro a cassetta e tamponamento con muro a singolo paramento in mattoni/blocchi pieni/semipieni.

CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Tipologie strutturali

Inoltre vanno chiaramente distinti gli edifici con tamponature parziali:

- **presenza di un piano porticato** (Fig. 2a), frequentemente riscontrabile al piano terreno (piano pilotis),
- **presenza di tamponature disposte non su tutta l'altezza del vano** (tipiche finestrate a nastro nei locali di servizio – Fig. 2b)
- **distribuzione non uniforme e non simmetrica delle tamponature** (Fig. 2c,d).

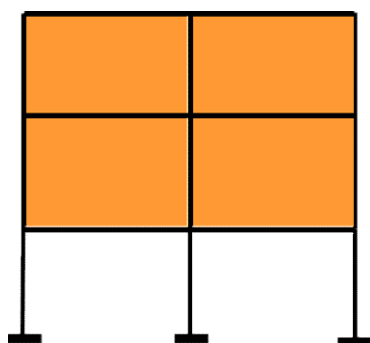


Fig. 2a

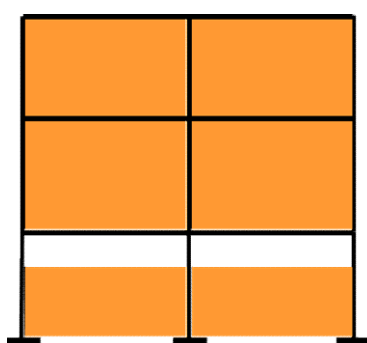


Fig. 2b

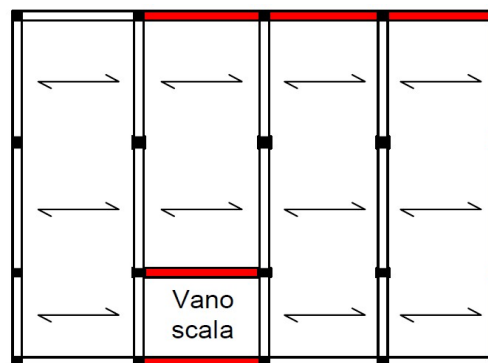


Fig. 2c

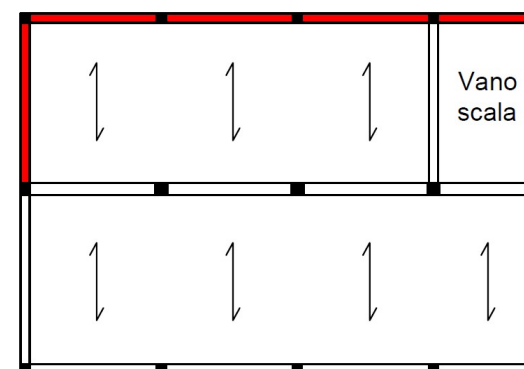


Fig. 2d

CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Criticità sismiche

Gli edifici in calcestruzzo armato costruiti in zone non classificate a rischio sismico all'epoca della costruzione presentano prevalentemente le tipologie strutturali appena descritte.

Queste tipologie costruttive manifestano chiare carenze di comportamento quando vengono soggette ad eccitazione sismica, come evidenziato in maniera estesa dai vari terremoti accaduti in Italia negli ultimi anni.

Diverse criticità sono dovute a errori di progettazione e a difetti di esecuzione, che riducono la sicurezza strutturale anche per carichi di tipo statico.

CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Criticità sismiche

Come detto, i pilastri sono dimensionati facendo riferimento alla solazione assiale, con conseguente **sottodimensionamento dei pilastri dei telai di riva e soprattutto di quelli d'angolo.**

Le armature per il taglio (staffe e ferri piegati) sono frequentemente sottodimensionate e/o i ferri piegati sono disposti ad una distanza eccessiva dall'estremità della trave, lasciando il compito di resistere al massimo valore del taglio alle sole staffe, spesso non dimensionate per il taglio ma semplicemente disposte nel rispetto dei minimi di normativa.

I solai in laterocemento di prima generazione hanno nervature di piccolo spessore e sono sottodimensionati per resistere alle sollecitazioni taglianti, in qualche caso affidate a ferri piegati, che di norma non sono correttamente posizionati per garantire un'adeguata efficienza.

CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Criticità sismiche

Anche le armature longitudinali e l'altezza del solaio sono frequentemente sottodimensionati.

Inoltre, le armature hanno un copriferro molto ridotto, spesso sono addirittura a contatto con il fondello inferiore del laterizio, per cui, in presenza di umidità, si sono sviluppati nel tempo importanti problemi di corrosione delle barre, con distacco del fondello laterizio (sfondellamento dei solai).

Gli edifici in calcestruzzo armato progettati senza criteri antisismici hanno evidenziato diverse criticità che si sono manifestate quando gli stessi sono stati soggetti ad eccitazione sismica.

Queste criticità sono associate alla tecnologia strutturale che è stata utilizzata nella costruzione. Una raccolta di criticità riscontrate sulle costruzioni in calcestruzzo armato dopo il terremoto dell'Aquila si può trovare in Verderame et al. 2009.

CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Strutture intelaiate senza tamponature esterne

Nel caso di strutture intelaiate senza tamponature esterne o con tamponature leggere (cassa vuota con laterizi forati), queste si danneggiano precocemente e tendono a ribaltarsi fuori piano:



CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Strutture intelaiate senza tamponature esterne

Le principali criticità delle strutture intelaiate non tamponate riguardano:

- **collasso fragile a flessione delle sezioni di estremità dei pilastri per rottura calcestruzzo a compressione;**
- **cedimento fragile a taglio dei pilastri e/o delle travi in prossimità dei nodi;**
- **rottura a taglio dei nodi trave-pilastro e/o instabilità delle armature del pilastro in zona nodale con scalzamento del cls.**

CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Collasso fragile a flessione delle sezioni di estremità dei pilastri per rottura calcestruzzo a compressione.

Nella figura si nota che la richiesta di rotazione alle estremità del pilastro per effetto delle azioni orizzontali cicliche ha portato alla disgregazione del calcestruzzo dell'estremità del pilastro, dovuta al trascurabile confinamento offerto dalle staffe molto distanziate.



CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Collasso fragile a flessione delle sezioni di estremità dei pilastri per rottura calcestruzzo a compressione.

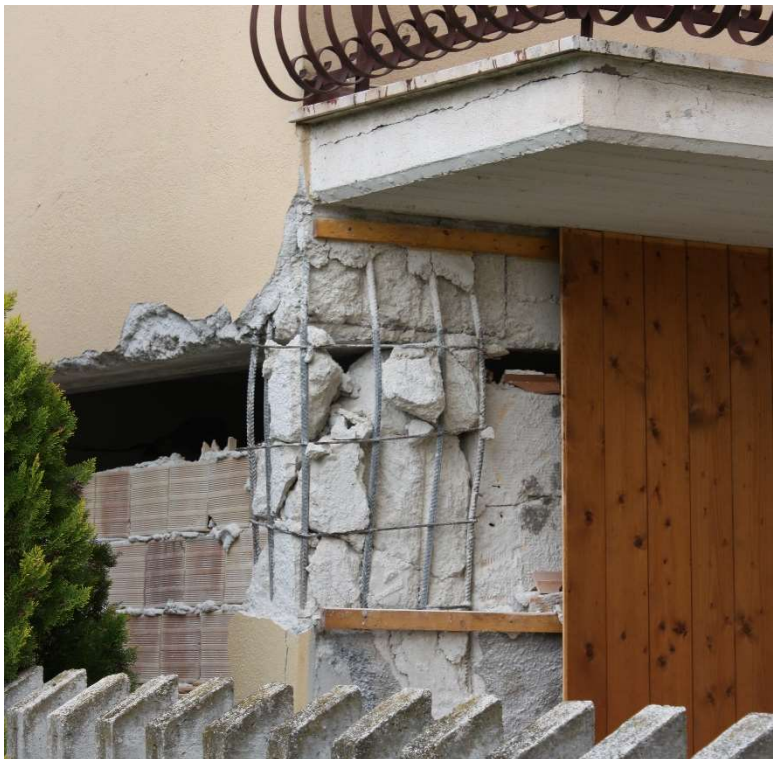
Nella figura è illustrato un danneggiamento di estremità di pilastro per flessione accompagnata da un cedimento anche per taglio; le staffe molto distanziate non sono state in grado di garantire né un adeguato confinamento e nemmeno una sufficiente resistenza a taglio.



CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Collasso fragile a flessione delle sezioni di estremità dei pilastri per rottura calcestruzzo a compressione.

Considerazioni analoghe si possono fare per i casi delle figure seguenti, dove si aggiunge anche il degrado del calcestruzzo del nodo, per mancanza di staffe nel pilastro all'interno della zona nodale.



CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Cedimento fragile a taglio dei pilastri e/o delle travi in prossimità dei nodi.

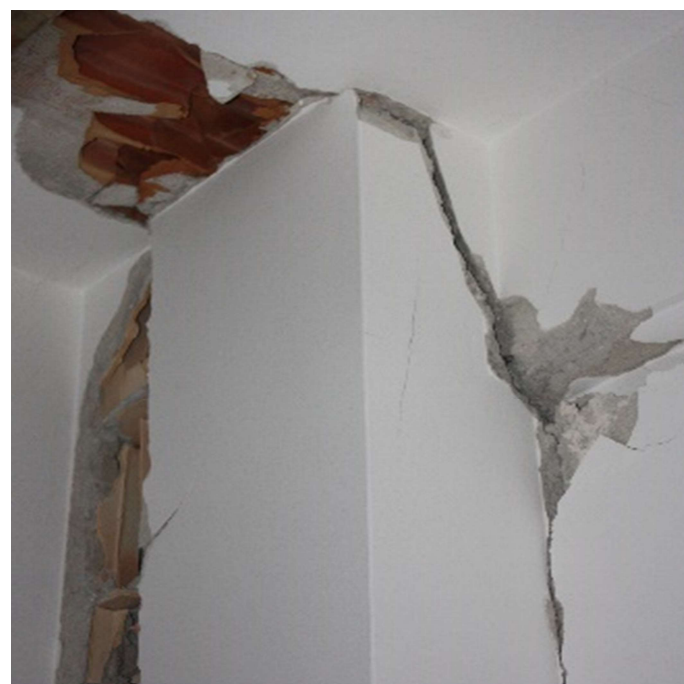
Nella figura si nota il cedimento a taglio di un pilastro, dovuto a concentrazioni di sollecitazioni taglianti orizzontali per la maggiore rigidità di questi pilastri, dovuta a ragioni architettoniche-formali, rispetto a quella degli altri telai dell'edificio.



CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Cedimento fragile a taglio dei pilastri e/o delle travi in prossimità dei nodi.

Nelle figure si hanno due casi di tranciamento del pilastro del piano terra causato da un chiaro sottodimensionamento a taglio delle estremità del pilastro (i pilastri venivano progettati facendo riferimento alla sola azione assiale); nel primo caso si vede, come riportato nel paragrafo precedente, che le staffe sono molto diradate e non sono chiuse.



CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Cedimento fragile a taglio dei pilastri e/o delle travi in prossimità dei nodi.

Nella figura si evidenzia, con un'importante fessura diagonale, il cedimento a taglio di una trave di telaio in prossimità del collegamento con il pilastro.



CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Rottura a taglio dei nodi trave-pilastro e/o instabilità delle armature del pilastro in zona nodale con scalzamento del cls.

Nelle figure si evidenzia il cedimento a taglio di un nodo di estremità laterale di un telaio con formazione di un'ampia fessura diagonale; il danneggiamento è accentuato in caso di trave veletta (figura dx).



CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Rottura a taglio dei nodi trave-pilastro e/o instabilità delle armature del pilastro in zona nodale con scalzamento del cls.

Nelle figure è mostrato il cedimento di un nodo trave-pilastro con trave di larghezza inferiore alla dimensione del pilastro. Si evidenzia il danneggiamento con distacco del calcestruzzo della parte di pilastro avente maggiore larghezza della trave e sbandamento delle barre longitudinali del pilastro, per mancanza di staffe all'interno della zona nodale.

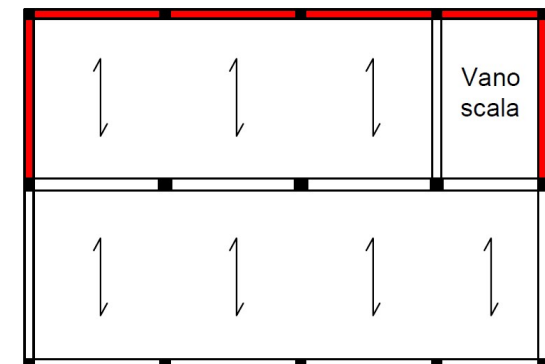
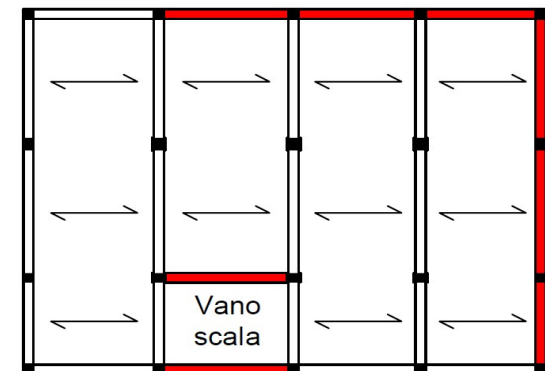


CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Strutture con telai tamponati

Gli edifici in calcestruzzo armato con tamponamenti evidenziano diversi tipi di criticità legati alla **distribuzione non simmetrica dei tamponamenti stessi**. Le criticità che sono state messe in evidenza dai terremoti accaduti riguardano principalmente:

- **rottura a taglio di pilastri tozzi** dovuti alla presenza del tamponamento non a tutta altezza del vano, per finestratura a fascia;
- **cedimento dei pilastri del piano pilotis** causato dalla concentrazione delle deformazioni orizzontali dell'edificio in corrispondenza del piano debole;
- **danneggiamento di travi, pilastri e/o nodi trave-pilastro**, pannello in muratura causati dalle maggiori sollecitazioni derivanti dalla **distribuzione non simmetrica dei tamponamenti**.



CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Rottura a taglio di pilastri tozzi

Si evidenzia la presenza di fessure diagonali a entrambe le estremità del pilastro tozzo (a).

Diversamente, in (b) si nota una fessura diagonale al di sotto di metà altezza del pilastro con danneggiamento a flessione della sezione di sommità.

In (c), invece, si rileva il danneggiamento a taglio della zona prossima all'estremità superiore del pilastro tozzo.

Come si nota chiaramente in (b) e (c), le armature per il taglio (staffe) sono molto distanziate.



(a)



(b)



(c)

CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Rottura a taglio di pilastri tozzi

Nel caso di pilastro tozzo la sollecitazione tagliente V_s^* conseguente al raggiungimento del momento plastico alle estremità del pilastro

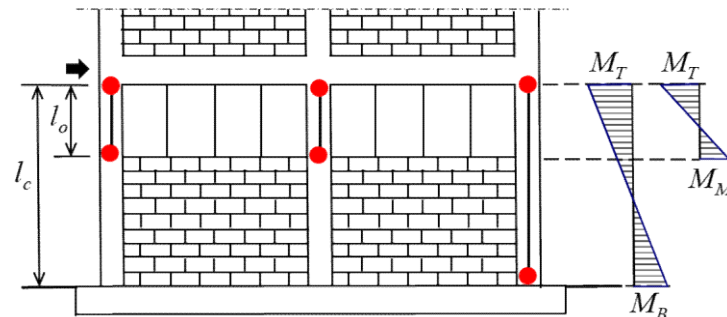
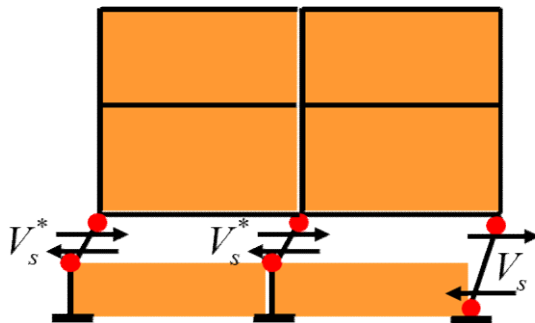
$$V_s^* = \frac{M_T + M_M}{l_o}$$

è molto maggiore rispetto a quella relativa al pilastro di altezza normale

$$V_s = \frac{M_T + M_B}{l_c}$$

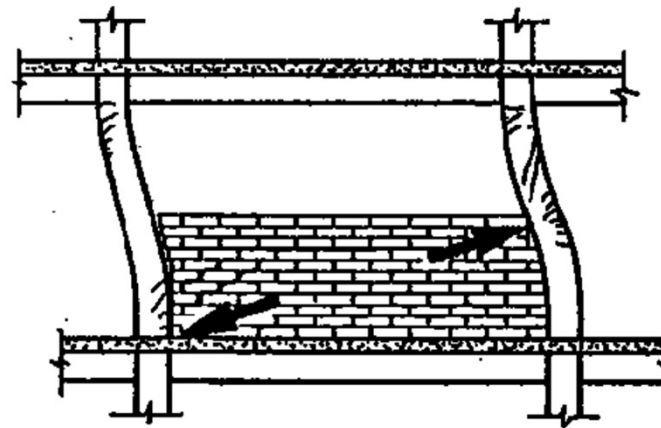
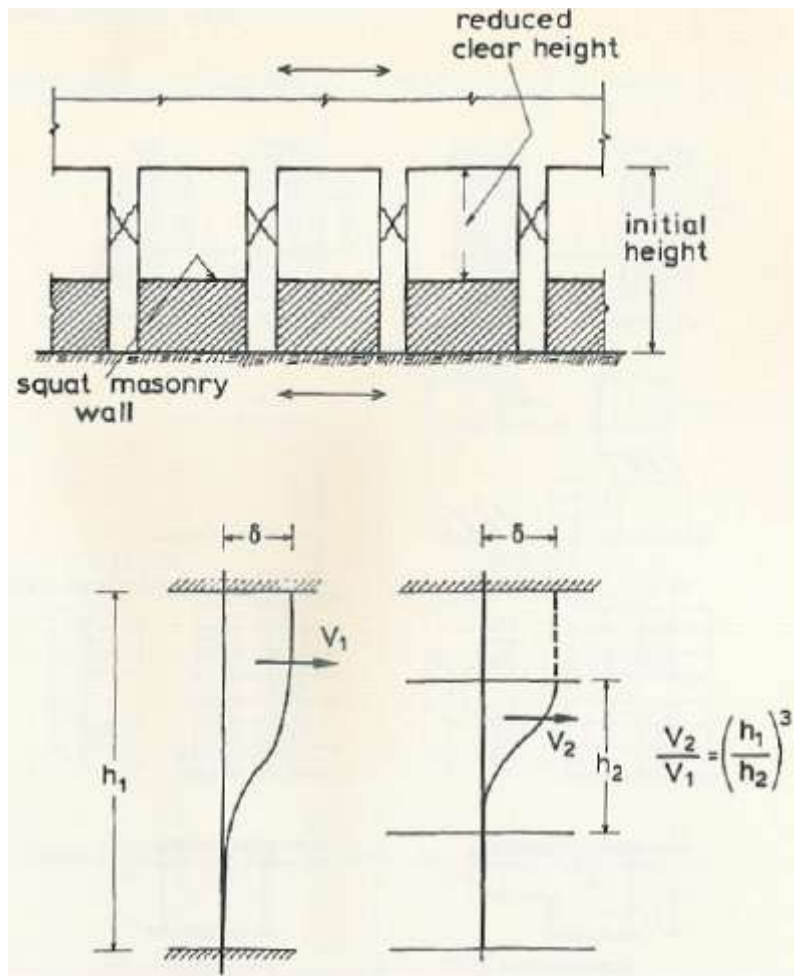
$$V_{sd}^* = V_{sd} \frac{l_c}{l_o} \gg V_{sd}$$

essendo l_c (altezza interpiano) molto maggiore di l_o (altezza finestratura) risulta $V_s^* \gg V_s$. Si ha, quindi, una rottura fragile per taglio del pilastro tozzo che si verifica prima che si possano plasticizzare a flessione le sezioni di estremità del pilastro.



CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Rottura a taglio di pilastri tozzi

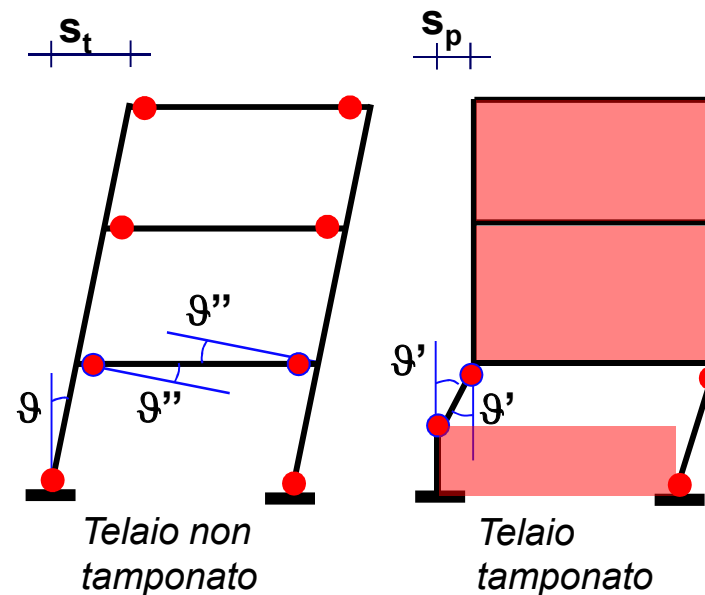
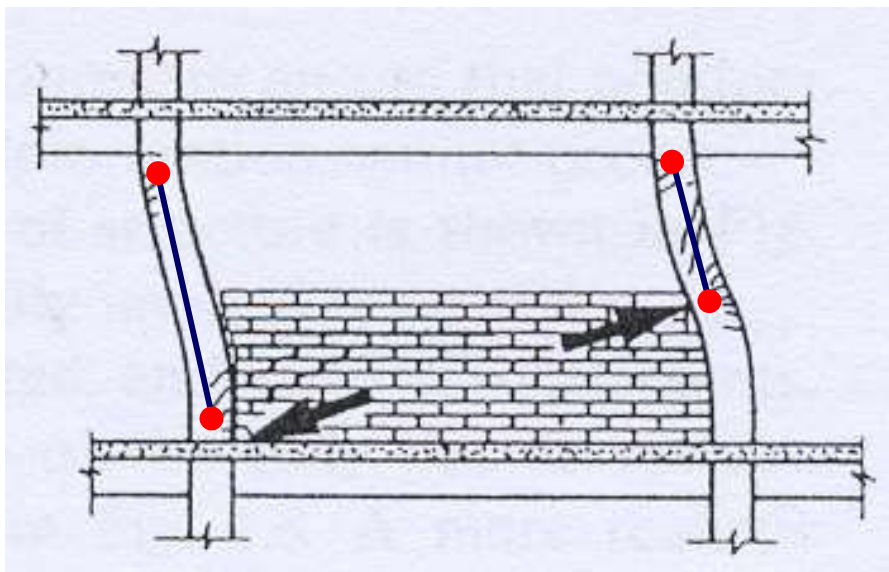


*Pilastro tozzo per
presenza di
tamponatura
parziale*



CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Rottura a taglio di pilastri tozzi



Tamponamento non a tutta altezza.

- Aumento rigidezza e conseguente aumento forza sismica
- Notevole riduzione della duttilità

$$\vartheta' = \vartheta \Rightarrow s_p < s_t$$

CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Rottura pilastri piano pilotis

Nelle figure si evidenzia il collasso del piano terra di un edificio residenziale di tre piani fuoriterza avente il piano terra porticato (piano pilotis) ed i piani superiori tamponati e di un albergo.

Lo spostamento orizzontale dell'edificio per effetto dell'eccitazione sismica si è concentrato al piano terra richiedendo importanti rotazioni alle estremità dei pilastri, rotazioni superiori alla capacità di rotazione plastica che i pilastri sono stati in grado di offrire (*carezza di staffe di confinamento*)



Collasso edificio con piano terra porticato



Particolare collasso pilastro piano terra



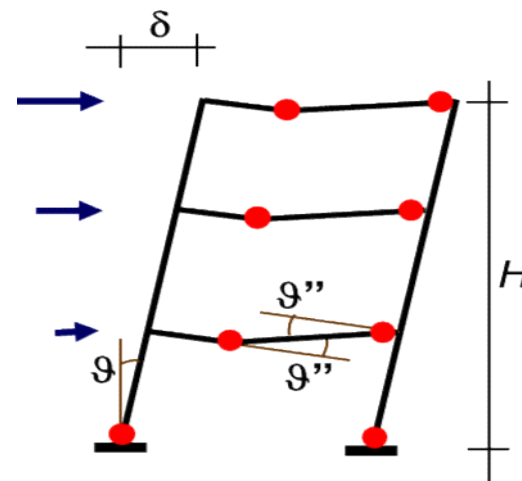
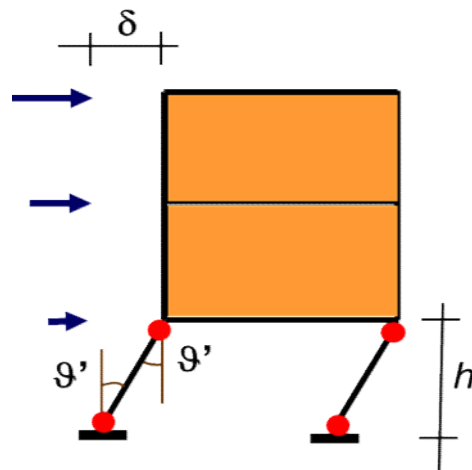
Collasso albergo Duca degli Abruzzi dell'Aquila.

CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Rottura pilastri piano pilotis

Diverso tipo di cinematismo che si attiva nel caso di telaio tamponato con piano pilotis e di telaio non tamponato.

Nel primo caso la capacità di spostamento dell'edificio è prevalentemente dipendente dalla capacità di rotazione plastica delle estremità dei pilastri del piano terra mentre nel secondo caso, se i pilastri sono più robusti delle travi (*pilastri forti e travi deboli*), dipende dalla capacità di rotazione delle sezioni al piede dei pilastri e dalla capacità di rotazione delle estremità delle travi di piano. Nel caso, invece, di pilastri meno resistenti delle travi (*pilastri deboli e travi forti*) il meccanismo di collasso è uguale a quello illustrato per i pilotis.



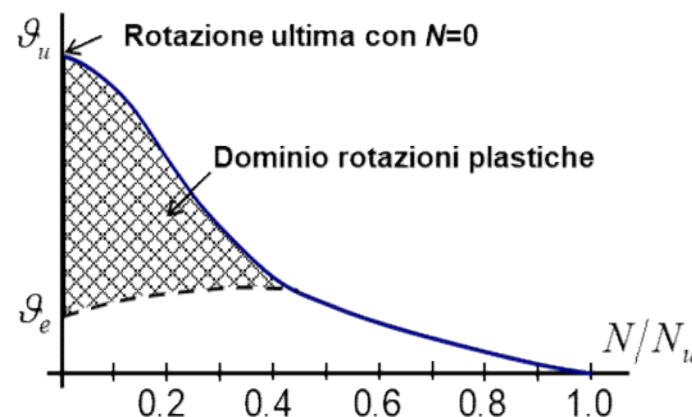
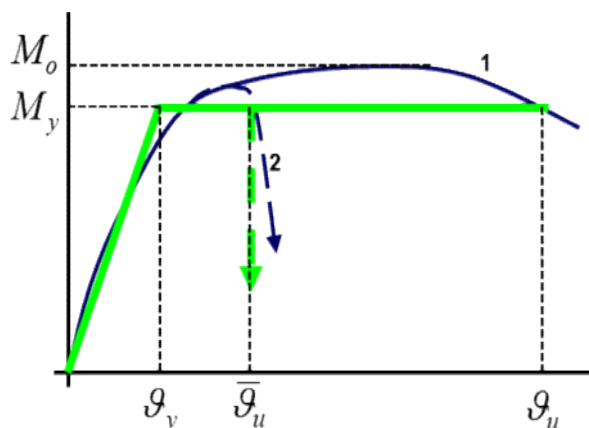
$$\vartheta' > \vartheta$$

CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Rottura pilastri piano pilotis

Il primo tipo di meccanismo richiede una più elevata capacità di rotazione per raggiungere lo stesso livello di duttilità strutturale rispetto al secondo meccanismo ($\vartheta' > \vartheta$). Quindi, per avere lo stesso livello di duttilità strutturale, nell'edificio con piano pilotis è necessario che i pilastri siano caratterizzati da una più elevata capacità di rotazione plastica.

In realtà, siccome la capacità di rotazione degli elementi in calcestruzzo armato si riduce considerevolmente all'aumentare dell'azione assiale, per garantire un'adequata capacità dissipativa dei pilastri è necessario disporre di un efficace confinamento delle zone di estremità dei pilastri.



CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Daneggiamiento di travi, pilastri e nodi per distribuzione tamponamenti

In un edificio intelaiato in calcestruzzo armato sono, in genere, tamponati i telai perimetrali; più raramente risultano tamponati i telai di spina.

In ogni caso, tenendo conto dell'esposizione delle facciate dell'edificio, queste tamponature non sono distribuite in maniera doppiamente simmetrica in pianta e questo può influire in maniera significativa sulla risposta strutturale alle sollecitazioni orizzontali.

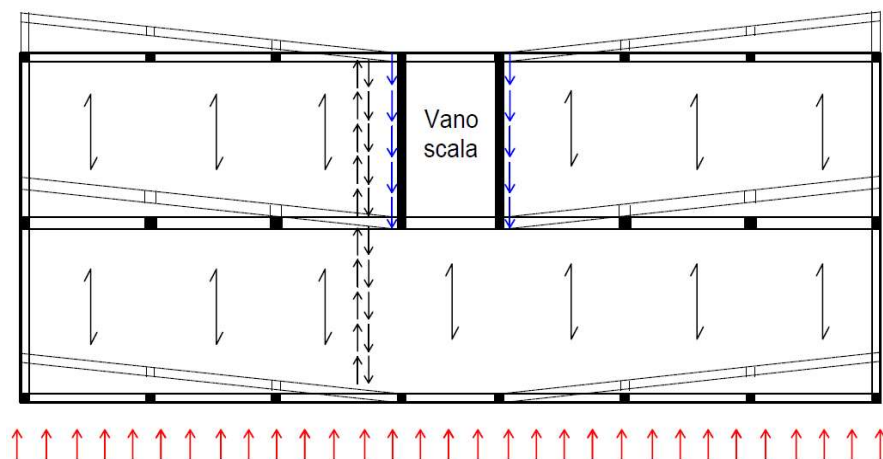
I telai tamponati, essendo molto più rigidi, si prendono la maggior parte della forza orizzontale impegnando con importanti sollecitazioni taglienti i pannelli murari di tamponamento.

Questi pannelli, se sono leggeri a cassa vuota, si danneggiano a taglio e si ribaltano fuori piano, e se invece sono in muratura a singolo paramento, possono danneggiarsi per effetto delle sollecitazioni nel piano e/o possono danneggiare i pilastri (rottura a taglio, rottura nodo-trave-pilastro).

CRITICITA' EDIFICI ESISTENTI A TELAIO IN C.A.

Edifici intelaiati con setti di controvento

Nel caso di edifici con elementi di controvento concentrati in corrispondenza dei vani scala-ascensore, il trasferimento delle azioni orizzontali dovute all'eccitazione sismica delle masse dell'edificio viene affidato ai diaframmi orizzontali (solai).



Solaio di un edificio con controventi nella zona centrale: sono evidenziate le sollecitazioni taglienti nella soletta di calcestruzzo nella direzione delle nervature del solaio (frecce nere) e le sollecitazioni al collegamento tra il solaio e il setto (frecce blu)



Solai progettati solamente per portare i carichi verticali e quindi non sono in grado di impedire rotture di scorrimento nella direzione parallela ai travetti con frequente distacco dei laterizi. Lo scorrimento può portare alla rottura per taglio orizzontale delle travi perimetrali che sostengono il solaio, come evidenziato nel dettaglio

CONTRIBUTO TAMPONAMENTI

Le costruzioni esistenti in calcestruzzo armato per edifici residenziali, scolastici o direzionali sono prevalentemente realizzati con struttura intelaiata.

Le pareti di tamponamento sono frequentemente in muratura di laterizi semipieni o forati che normalmente non sono considerati nel calcolo della struttura.

In caso di eccitazione sismica, questi edifici hanno una risposta che è sensibilmente influenzata dalla presenza, dalla tipologia e dalla distribuzione dei tamponamenti.

Per quanto riguarda i carichi verticali, i muri di riempimento rappresentano tipici elementi secondari non strutturali che aggiungono peso al sistema strutturale di base, ma non contribuiscono alla capacità portante mentre devono essere in grado di garantire un'adeguata resistenza alle forze agenti fuori piano (vento, spinte orizzontali) e trasferirle alla struttura in c.a.

CONTRIBUTO TAMPONAMENTI

Diversamente, nel caso in cui l'edificio sia sottoposto a carichi sismici, le pareti di riempimento influenzano in maniera significativa il comportamento della struttura principale.

Infatti, sebbene considerati elementi non strutturali, i muri di riempimento sono spesso rigidamente collegati con i telai in c.a. e ostacolano la deformazione della struttura.

In tal caso, le pareti di riempimento in muratura rappresentano una parte costitutiva del sistema strutturale.

Come risultato della connessione, le forze di interazione si sviluppano nella zona di contatto tra i telai e le pareti di riempimento, influenzando il comportamento degli elementi del telaio tamponato così come l'intera struttura.

CONTRIBUTO TAMPONAMENTI

Tenendo presente l'influenza della muratura sul comportamento sismico di edifici a telaio in c.a., è **necessario considerare nella progettazione strutturale anche le pareti di tamponamento.**

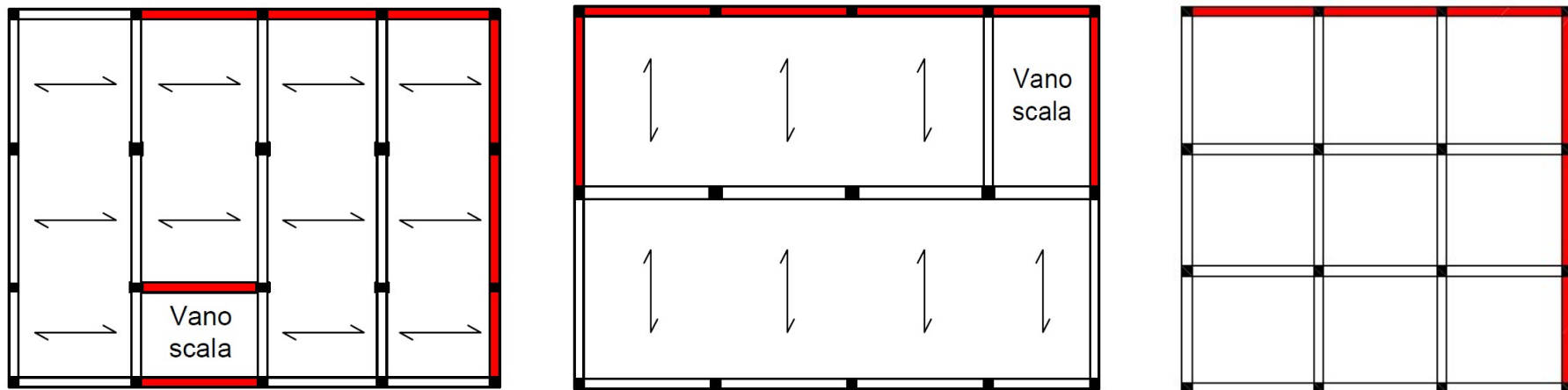
Ci sono due approcci per valutare il comportamento sismico di una struttura a telaio in c.a. con muratura di riempimento:

- **la muratura è costruita come parte secondaria non strutturale del sistema principale.** In tal caso il **riempimento è separato dalla struttura da particolari dettagli**, in modo da non ostacolare la deformazione della struttura principale durante i terremoti;
- **la muratura è costruita come parte resistente del sistema strutturale.** In tal caso, **si deve tener conto dell'influenza dei muri di riempimento nella progettazione** degli edifici quando possono essere soggetti ad eccitazione sismica. Sono necessari opportuni dettagli per garantire un comportamento duttile del riempimento e una buona connessione tra la muratura e il telaio in calcestruzzo. *(non sono progettate per contribuire al sostegno dei carichi verticali).*

CONTRIBUTO TAMPONAMENTI

Nelle strutture a telaio in calcestruzzo armato, spesso si ricorre al riempimento dei telai per migliorare il comportamento sismico, considerato il ruolo importante che svolgono questi riempimenti in muratura.

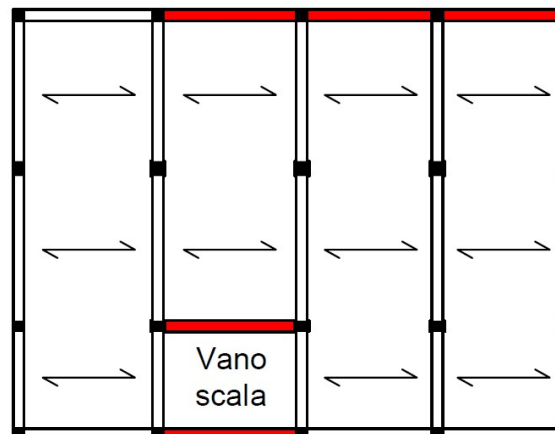
E' però necessario distribuire in pianta i muri di riempimento in maniera tale da non causare risposte fortemente eccentriche della struttura all'eccitazione sismica.



CONTRIBUTO TAMPONAMENTI

La pianta dell'edificio a telai in calcestruzzo armato simmetrico a più piani di figura è provvisto di tamponamenti in muratura su due lati adiacenti del perimetro e in corrispondenza del vano scala. **Se nel progetto si trascura il tamponamento, si può assumere che i cinque telai piani disposti in direzione trasversale, se di uguali dimensioni, sono soggetti a forze sismiche molto simili, per la simmetria della struttura.**

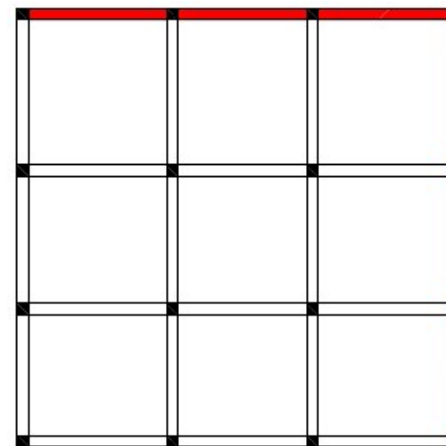
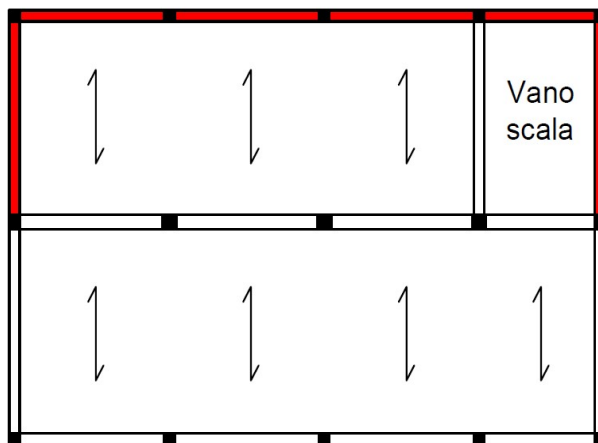
La presenza del tamponamento comporta l'irrigidimento del telaio interessato e dell'intera struttura con la conseguente riduzione del periodo proprio della struttura stessa. **L'edificio è quindi soggetto ad un'azione sismica più elevata e la maggiore rigidità del telaio tamponato attira verso di sé una maggiore quota di azione sismica rispetto agli altri telai.**



CONTRIBUTO TAMPONAMENTI

I telai tamponati in direzione trasversale, se adeguatamente dimensionati, **possono contrastare la torsione dovuta all'eccentricità tra baricentro delle rigidezze e baricentro delle masse.**

Nel caso dell'edificio della figura di destra, invece, **l'eccentricità tra baricentro delle masse e baricentro delle rigidezze** comporta una **significativa torsione** che può causare un **sensibile aumento dell'impegno richiesto al telaio più esterno non tamponato**, che può superare quello che era stato previsto in sede di progetto (*telai non tamponati*).



CONTRIBUTO TAMPONAMENTI

Si può, quindi, affermare che, **se i tamponamenti sono aderenti al telaio, non è possibile non tenere conto della distribuzione dei tamponamenti in sede di analisi delle sollecitazioni nei telai.**

Il contributo dei tamponamenti può assumere un rilievo **molto limitato nel caso di strutture in calcestruzzo armato provviste di setti tozzi di controvento in calcestruzzo armato** distribuiti in maniera doppiamente simmetrica nell'edificio.

In questo caso la rigidità flessionale e tagliente dei setti è tale che i pannelli di tamponamento **non si fessurano prima che i setti si plasticizzino.**

Per valutare l'influenza dei telai tamponati, nel calcolo delle sollecitazioni sui telai che compongono la struttura è necessario **stimare la rigidità del singolo telaio tamponato.**

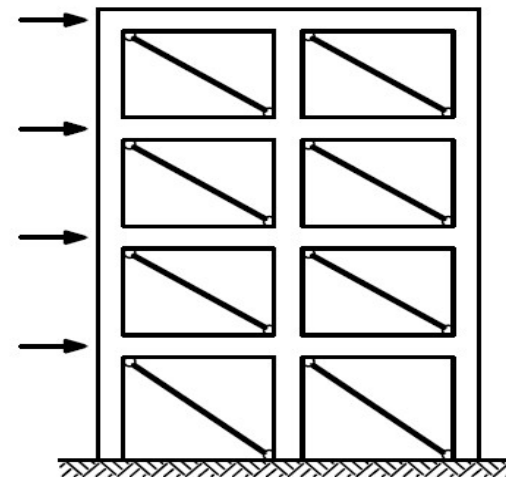
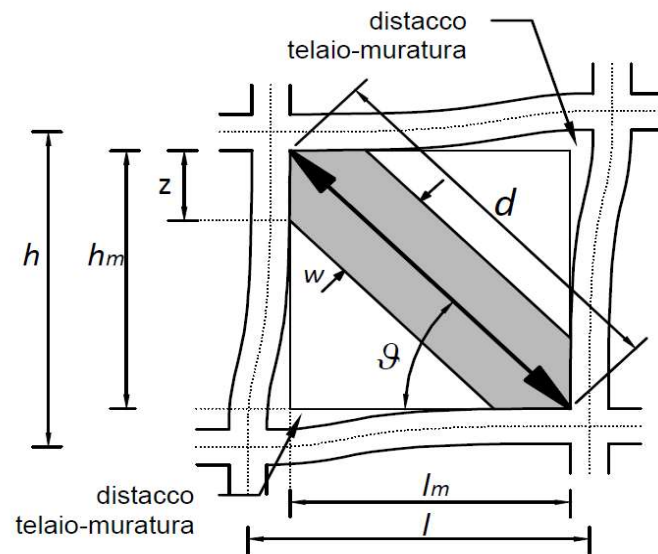
Sarà poi necessario eseguire **le verifiche di resistenza del telaio tamponato tenendo conto dell'interazione tra telaio in calcestruzzo armato e riempimento in muratura.**

CONTRIBUTO TAMPONAMENTI

Rigidezza dei telai tamponati

Il telaio soggetto ad una forza orizzontale tende a staccarsi dal tamponamento in prossimità di due angoli diagonalmente opposti e rimane in contatto in corrispondenza degli altri due angoli.

Riconoscendo questo comportamento, il contributo di rigidezza del tamponamento può essere rappresentato con un puntone diagonale equivalente.



CONTRIBUTO TAMPONAMENTI

Rigidezza dei telai tamponati

La **larghezza efficace del puntone diagonale** che può essere utilizzata per **stimare la rigidezza e la resistenza di un telaio tamponato** può essere calcolata facendo riferimento agli studi di Stafford Smith (1966) che ha trovato **che tale larghezza varia tra 0.15 e 0.25 volte la lunghezza del puntone**.

Varie relazioni analitiche sono state proposte in letteratura, fra queste quella che si adatta meglio ai risultati sperimentali di Stafford Smith è quella di Decanini e Fantin 1987 per la condizione di pannello non fessurato

$$w = \begin{cases} (0.748 (\lambda_h)^{-1} + 0.085) \cdot d & \text{se } \lambda_h \leq 7.85 \\ (0.393 (\lambda_h)^{-1} + 0.130) \cdot d & \text{se } \lambda_h > 7.85 \end{cases}$$

$$\lambda_h = h_c \cdot \sqrt[4]{\frac{E_m t \cdot \sin 2\vartheta}{4 E_c I_c h_m}}$$

h_c, h_m, l_m sono l'altezza della colonna, l'altezza e la lunghezza del pannello murario

E_c, E_m sono i moduli elastici di calcestruzzo e muratura in direzione perpend. ai fori

I_c è il momento d'inerzia della colonna del telaio

d, t sono la lunghezza della diagonale e lo spessore del pannello murario

ϑ è l'angolo di inclinazione del puntone $\vartheta = \arctan (h_m / l_m)$

CONTRIBUTO TAMPONAMENTI

Rigidezza dei telai tamponati

Paulay e Priestley 1992, propongono di usare un valore della larghezza del puntone equivalente pari al valore massimo trovato da Stafford Smith e cioè **0.25 d**, in quanto maggiormente conservativo. Infatti, un valore alto della larghezza del puntone equivalente comporta una maggiore rigidezza della struttura e quindi una più elevata risposta sismica.

Nella FEMA 273, invece, viene riportata una relazione che sottostima i valori sperimentali di Stafford Smith ed è più indicata per considerare la dimensione del puntone equivalente per una muratura fessurata:

$$w = 0.175 (\lambda_h)^{-0.4} \cdot d$$

Il parametro λ_h tiene conto del rapporto tra la rigidezza del pannello murario e quella del telaio in calcestruzzo armato, infatti, più snello è il telaio, più ridotta è la dimensione del puntone equivalente.

La rigidezza del telaio tamponato si calcola considerando un asta diagonale incernierata con rigidezza assiale pari a quella del puntone equivalente al pannello murario.

CONTRIBUTO TAMPONAMENTI

Rigidezza dei telai tamponati

Nel caso di pannelli murari con aperture, si può ancora considerare **un puntone diagonale equivalente** con larghezza calcolata come nel caso del pannello senza aperture ed **applicando un coefficiente riduttivo** sulla base di studi specifici presenti in letteratura (e.g. Asteris, Chrysostomou, Giannopoulos, Smyrou 2011, Rathi e Pajgade 2012). I risultati di questi studi hanno proposto la seguente relazione per il coefficiente riduttivo:

$$\alpha = 1 - 2 \cdot r^{0.54} + r^{1.14}$$

dove r è il rapporto tra l'area dell'apertura e l'area del pannello di tamponamento. All'aumentare del rapporto r , il fattore riduttivo α si riduce molto rapidamente tendendo a zero per un valore di $r=0.5$; comunque già per $r=0.25$ il valore di α è pari a 0.2 . Questo fattore può assumere valori più elevati per aperture laterali nel pannello anziché centrali.

CONTRIBUTO TAMPONAMENTI

Resistenza dei telai tamponati

La resistenza di un telaio tamponato sollecitato da forze orizzontali agenti nel proprio piano è sensibilmente diversa da quella del telaio non tamponato e prevede diversi modi di rottura quali:

- 1) **rottura a trazione della colonna tesa** per effetto del momento ribaltante;
- 2) **rottura per scorrimento lungo i corsi di malta** nel pannello murario;
- 3) **comparsa fessurazione diagonale del pannello murario**, anche se questa normalmente non è una reale condizione di rottura in quanto dopo la fessurazione della muratura il telaio conserva la resistenza ed addirittura sopporta carichi orizzontali ancora più elevati;
- 4) **rottura per schiacciamento del puntone diagonale**, normalmente in prossimità delle estremità a contatto con il telaio;
- 5) **rottura a flessione o taglio della colonna del telaio.**

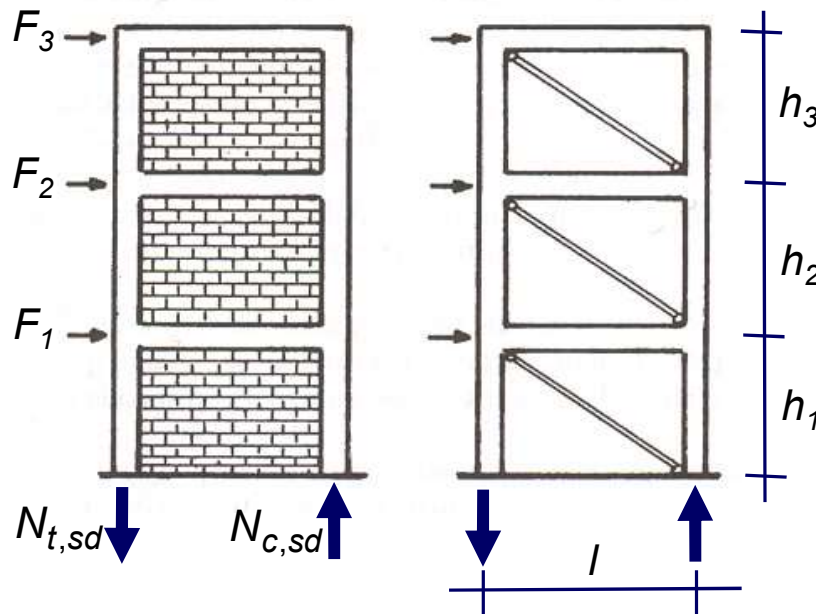
CONTRIBUTO TAMPONAMENTI

Resistenza dei telai tamponati

Rottura a trazione della colonna tesa

Nel caso di telai tamponati a più piani con un rapporto altezza/larghezza elevato il meccanismo di rottura può essere governato dal cedimento a flessione al piede con snervamento delle barre di armatura del pilastro teso.

In questo caso il telaio si comporta come un setto in calcestruzzo armato: i pilastri sono le flange dove sono concentrate le armature. La rottura è normalmente di tipo duttile.



$$N_{t,sd} = \frac{F_3(h_1 + h_2 + h_3) + F_2(h_1 + h_2) + F_1 h_1}{l}$$

$$N_{t,Rd} = f_{yd} A_s$$

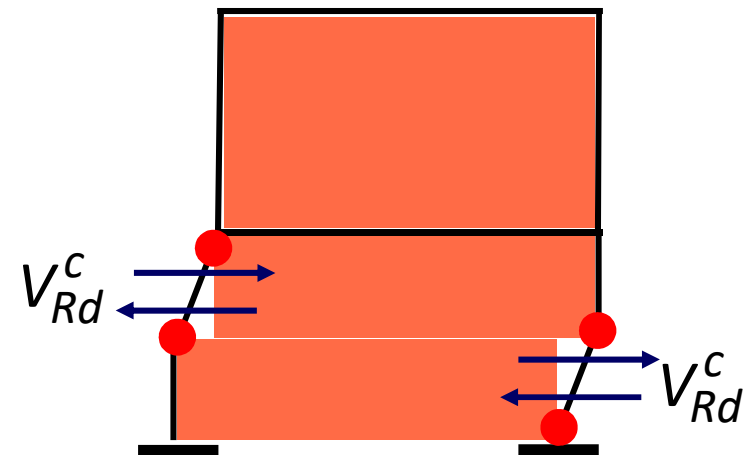
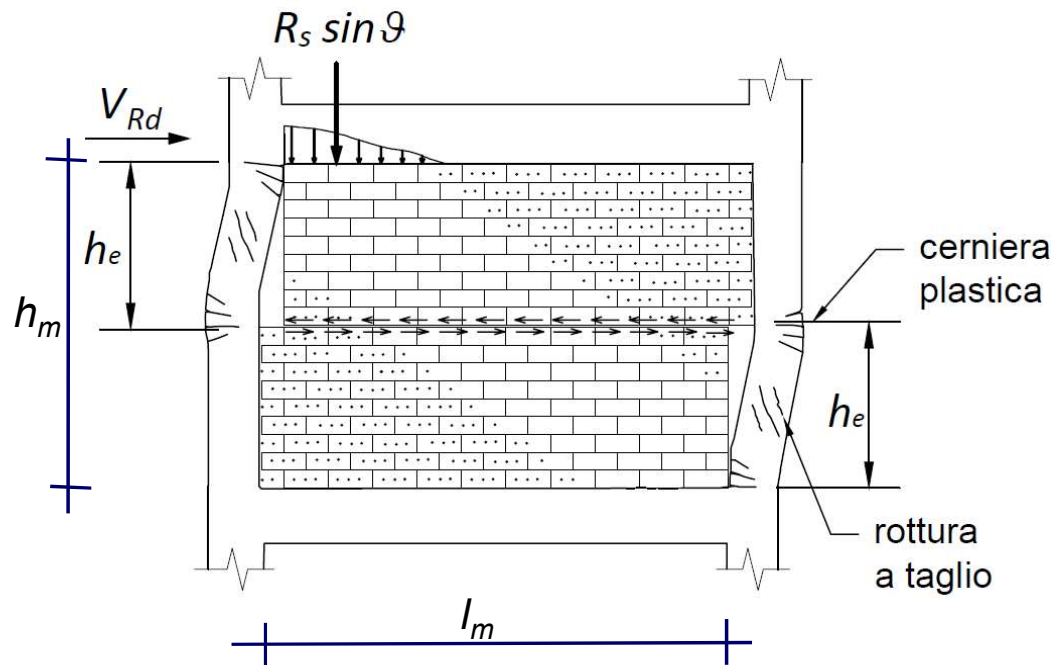
$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

CONTRIBUTO TAMPONAMENTI

Resistenza dei telai tamponati

Rottura per scorrimento nel pannello murario

Se la rottura avviene per scorrimento nei giunti di malta del pannello murario, il meccanismo resistente equivalente **cambia dal telaio con puntone diagonale al telaio con colonne che si plasticizzano su metà altezza** (knee-braced frame) per la rottura per scorrimento del giunto di malta del pannello nella zona centrale



CONTRIBUTO TAMPONAMENTI

Resistenza dei telai tamponati

Rottura per scorrimento nel pannello murario

Inizialmente tutto il taglio è sopportato dalla muratura, ma appena si raggiunge la rottura per scorrimento del pannello, lo spostamento della parte superiore del pannello causa sollecitazioni flessionali e taglianti nelle colonne del telaio.

La forza di compressione nel puntone diagonale R_s necessaria per provocare lo scorrimento dipende dalla resistenza a taglio in assenza di azione assiale (contributo coesivo) e dalla inclinazione del puntone diagonale $\vartheta = \arctan(h_m/l_m)$.

Si assume che la muratura, essendo normalmente costruita dopo la struttura in calcestruzzo armato, non porta carichi verticali gravitazionali, di conseguenza, **la forza verticale sulla superficie di scorrimento è dovuta alla componente verticale della compressione diagonale R_s .**

CONTRIBUTO TAMPONAMENTI

Resistenza dei telai tamponati

Rottura per scorrimento nel pannello murario

La massima forza tagliante V_{Rd} che può essere sopportata dal pannello è

$$V_{Rd}^m = f_{vod} \cdot l_m \cdot t + \frac{0.4 \cdot R_s \cdot \sin \vartheta}{\gamma_m}$$

Il taglio associato alla compressione R_s nel puntone diagonale è

$$V_{sd} = R_s \cdot \cos \vartheta = R_s \cdot l_m / d$$

Uguagliando il taglio agente al taglio resistente si ricava

$$R_s = \frac{f_{vod}}{1 - \frac{0.4 \cdot h_m}{\gamma_m \cdot l_m}} \cdot d \cdot t \quad \text{e sostituendo}$$

$$V_{Rd}^m = \frac{f_{vod}}{1 - \frac{0.4 \cdot h_m}{\gamma_m \cdot l_m}} \cdot l_m \cdot t$$

CONTRIBUTO TAMPONAMENTI

Resistenza dei telai tamponati

Rottura per scorrimento nel pannello murario

Dopo iniziato lo slittamento, anche i pilastri in c.a. intervengono per resistere all'azione tagliante; la resistenza a taglio del telaio tamponato è data quindi dalla somma dei due contributi, telaio in calcestruzzo armato (*apice c*) e pannello murario (*apice m*)

$$V_{Rd} = V_{Rd}^c + V_{Rd}^m \quad \text{con} \quad V_{Rd}^c = \frac{(M_{c1} + M_{c2})}{h_e} \quad (*)$$

I momenti M_{c1} e M_{c2} sono i momenti plastici nelle due cerniere di ciascun pilastro ed h_e è la distanza fra le due cerniere plastiche assunta pari a metà altezza del pannello murario.

In realtà la resistenza a scorrimento degrada rapidamente con i cicli e quindi deve essere cautelativamente trascurata considerando solo il contributo resistente dei pilastri del telaio.

Se la resistenza a taglio della colonna risulta inferiore a quella in (*), bisogna assumere in quella equazione la resistenza a taglio del pilastro

CONTRIBUTO TAMPONAMENTI

Resistenza dei telai tamponati

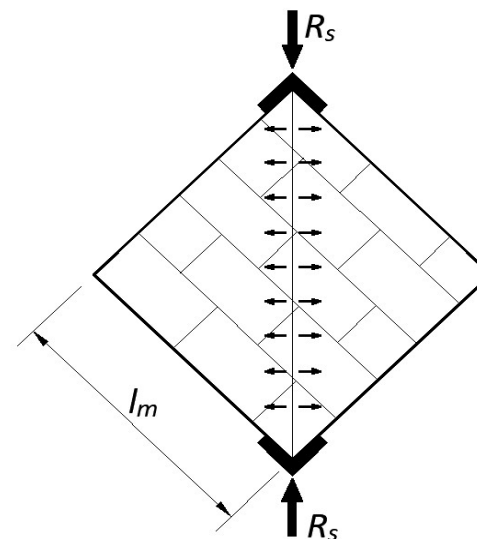
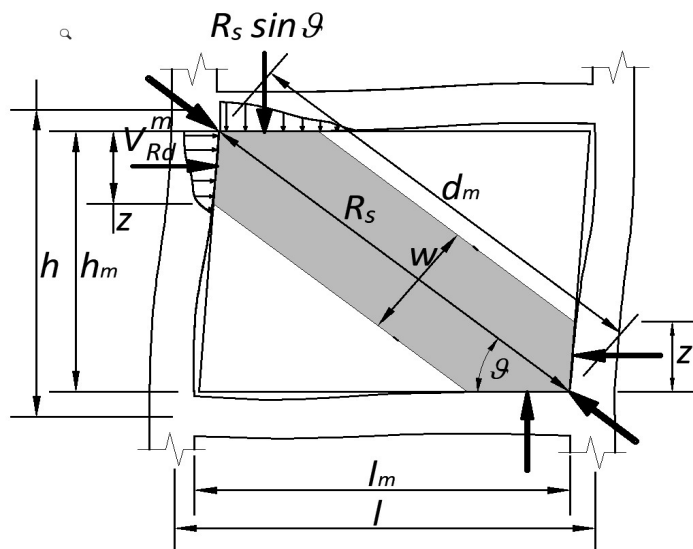
Comparsa fessurazione diagonale del pannello murario

La sollecitazione di compressione diagonale nella muratura del tamponamento causa l'attivazione di tensioni di trazione in direzione perpendicolare alla diagonale compressa. Di conseguenza la forza R_s che conduce al superamento della resistenza a trazione nel pannello murario è pari a

$$V_{Rd} = R_s \cos \vartheta = \frac{f_t \cdot l_m \cdot t}{\alpha_c} \cos \vartheta$$

$\alpha_c = 0.5$ per mur. matt.

$f_t = \text{res. traz. mur.}$



CONTRIBUTO TAMPONAMENTI

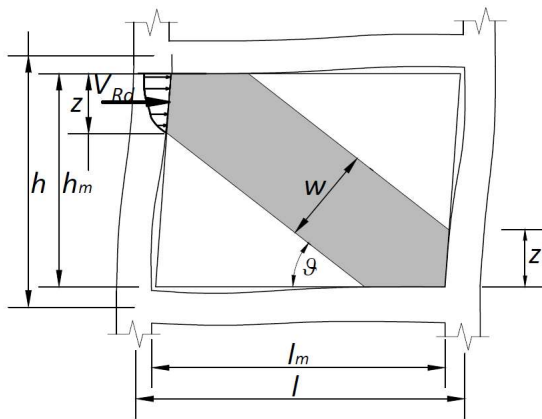
Resistenza dei telai tamponati

Rottura per schiacciamento del puntone diagonale

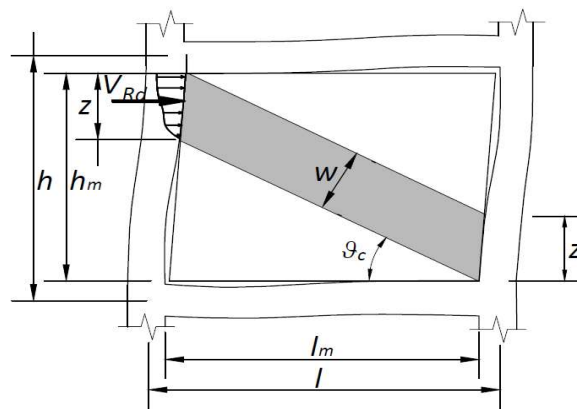
Normalmente lo schiacciamento del puntone diagonale si verifica dopo la comparsa della fessurazione diagonale. La massima forza orizzontale che il pannello è in grado di sopportare dipende dalla resistenza a compressione della muratura in direzione parallela ai giunti di malta f'_m . In accordo con i risultati sperimentali si può scrivere la relazione (Paulay e Priestley 1992)

$$V_{Rd} = \frac{2}{3} \cdot f'_m \cdot z \cdot t$$

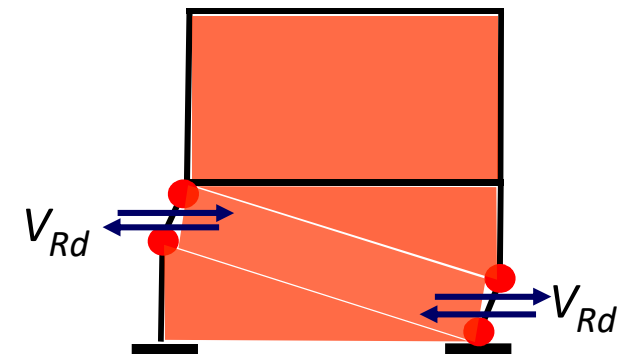
z è la zona lunghezza di contatto con il pilastro e
si può assumere $z = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{h_c}{\lambda_h}$ ← Stafford Smith 1966



Puntone concentrico



Puntone eccentrico FEMA 273



Meccanismo di rottura pilastri

CONTRIBUTO TAMPONAMENTI

Resistenza dei telai tamponati

Rottura per schiacciamento del puntone diagonale

Nella FEMA 273 la lunghezza di contatto z viene ricavata pensando ad un puntone diagonale equivalente eccentrico, quindi si può esprimere con

$$z = w \cdot \sec \vartheta_c$$

$$\tan \vartheta_c = \frac{h_m - w \cdot \sec \vartheta_c}{l_m}$$

La formazione del puntone diagonale comporta una spinta orizzontale sul pilastro e **il collasso per schiacciamento del puntone** può essere anticipato dal **cedimento a flessione del telaio**, con formazione di due cerniere plastiche distanziate di z , o per cedimento a taglio del pilastro nella zona di contatto tra puntone e pilastro.

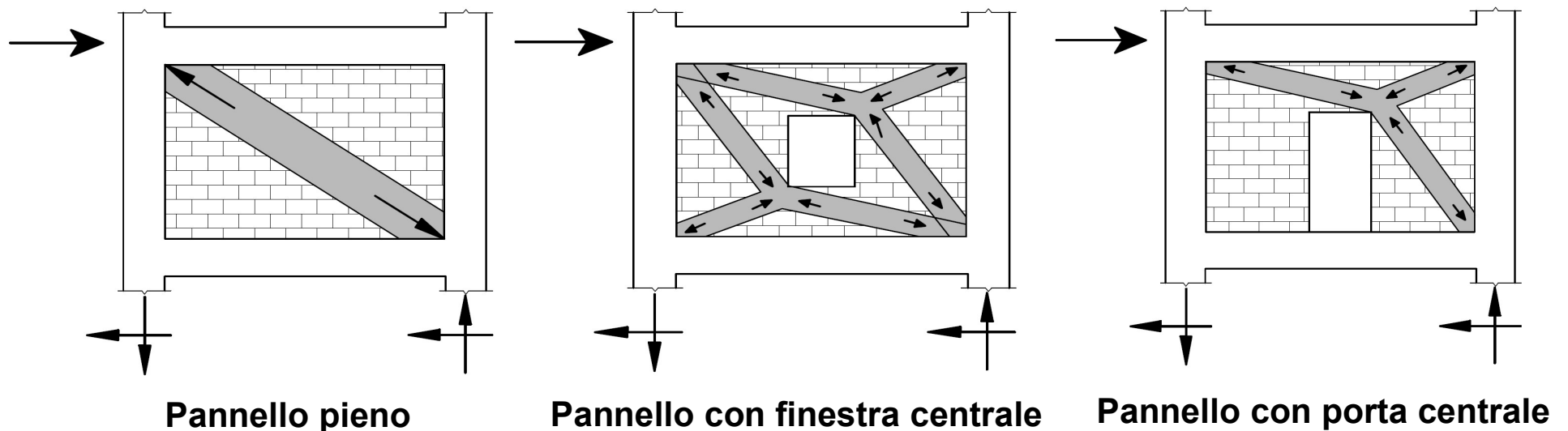
La forza orizzontale che il telaio è in grado di resistere con formazione di due cerniere plastiche nel pilastro può essere ricavata con l'equazione (*), dove si sostituisce h_e con z .

La **forza orizzontale resistente associata al collasso per taglio** dei pilastri si ricava dal valore **resistente per taglio trazione o taglio compressione delle zone del pilastro** all'interno del tratto z .

CONTRIBUTO TAMPONAMENTI

Resistenza dei telai tamponati con aperture

Si fa riferimento ad uno schema più articolato di puntoni inclinati come quelli riportati in figura, che sono stati dedotti dai risultati di prove sperimentali specifiche (e.g. Xavier et al. 2017). Le verifiche di resistenza si ispirano a quelle viste per il telaio tamponato senza aperture con alcune varianti riguardo alla larghezza dei puntoni che andrà calibrata mediante simulazioni numeriche.

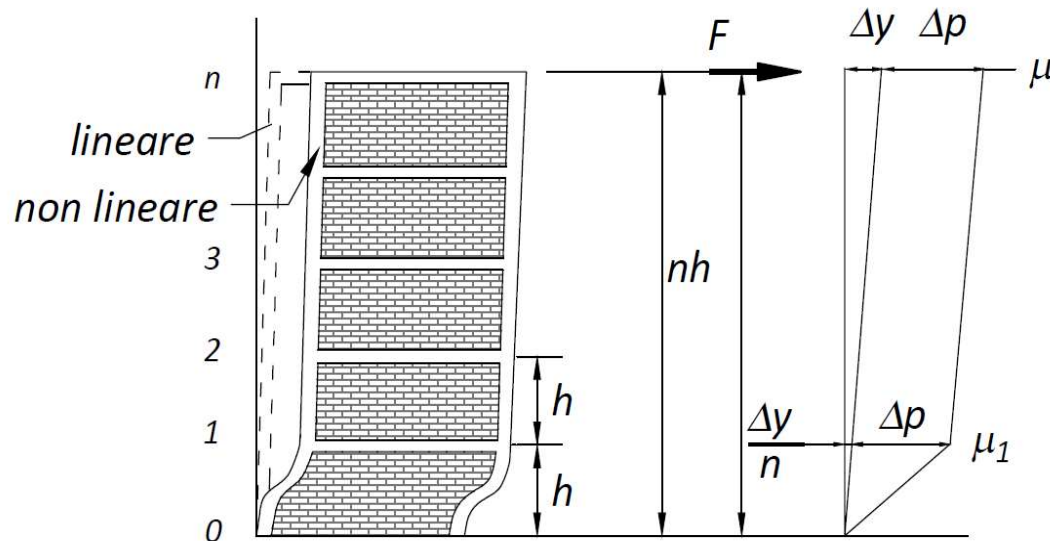


CONTRIBUTO TAMPONAMENTI

Duttilità dei telai tamponati

E' necessario che i pilastri compressi vengano adeguatamente confinati per un tratto pari alla lunghezza della potenziale cerniera plastica che si può formare nel telaio tamponato (confrontabile con l'altezza del primo piano).

In queste condizioni il meccanismo di rottura che si forma per primo riguarda lo slittamento o lo schiacciamento del puntone diagonale del piano inferiore. Per garantire, quindi, un'adeguata duttilità globale della struttura è necessario che il piano inferiore possieda un'elevata duttilità "locale", soprattutto per strutture con diversi piani.



CONTRIBUTO TAMPONAMENTI

Duttilità dei telai tamponati

Gli spostamenti in campo non lineare riguardano prevalentemente il piano inferiore. La duttilità della struttura, rappresentata dal rapporto tra lo spostamento totale ($\Delta_y + \Delta_p$) e lo spostamento al limite elastico in sommità alla parete Δ_y , può essere espressa come

$$\mu = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y}$$

Assumendo una deformata al limite elastico di tipo lineare, lo spostamento al limite elastico del primo piano è pari a Δ_y/n . Siccome lo spostamento plastico Δ_p si verifica al primo piano, la duttilità richiesta al primo piano μ_1 è

$$\mu_1 = 1 + n \cdot (\mu - 1)$$

Per un edificio di 4 piani progettato per una duttilità globale di 3, la duttilità richiesta al primo piano deve essere pari a $\mu_1=9$, che è molto difficile da raggiungere. E' necessario considerare una duttilità globale più ridotta e di conseguenza una capacità dissipativa sensibilmente inferiore a quella prevista per le strutture a telaio.

CRITICITA' DEI SOLAI IN LATEROCEMENTO

A partire dalla **seconda metà degli anni '20 del secolo scorso**, nelle costruzioni in muratura e successivamente in quelle in calcestruzzo armato i **solai di piano e di copertura sono realizzati in latero-cemento**. Nel tempo sono state utilizzate varie tipologie di solaio sia a nervature parallele che a nervature incrociate.

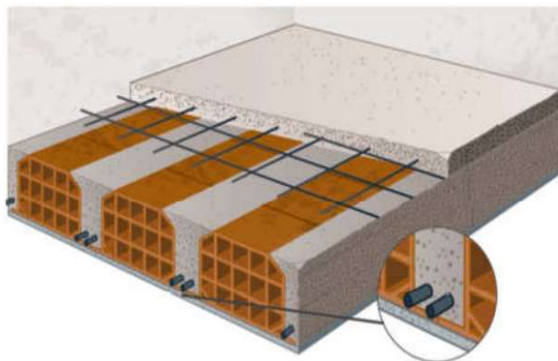
Dagli anni '60 le tipologie impiegate riguardano prevalentemente i **solai a travetti paralleli e più recentemente i solai a lastre**.

I **solai in latero-cemento delle costruzioni più datate** presentano frequentemente una limitata capacità portante ed una scarsa efficacia a trasferire azioni nel proprio piano, oltre a manifestare una significativa riduzione della loro sicurezza, per **problemi di sfondellamento e di corrosione delle barre di armatura**.

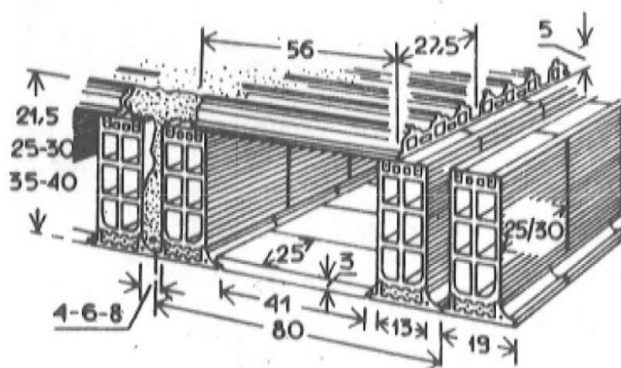
Si rende, quindi, necessario eseguire interventi di rinforzo/riparazione per garantire i livelli di sicurezza richiesti per le costruzioni soggette sia alle azioni gravitazionali che alle azioni di origine sismica.

CRITICITA' DEI SOLAI IN LATEROCEMENTO

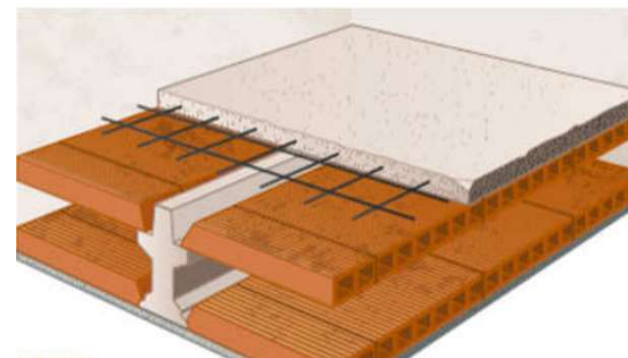
Tipologie di solai in laterocemento



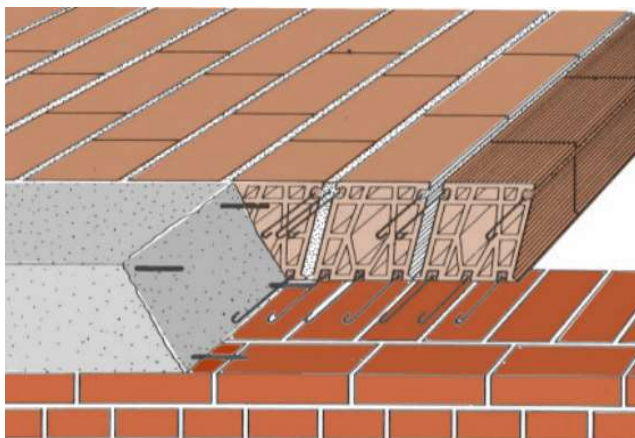
A blocchi singoli



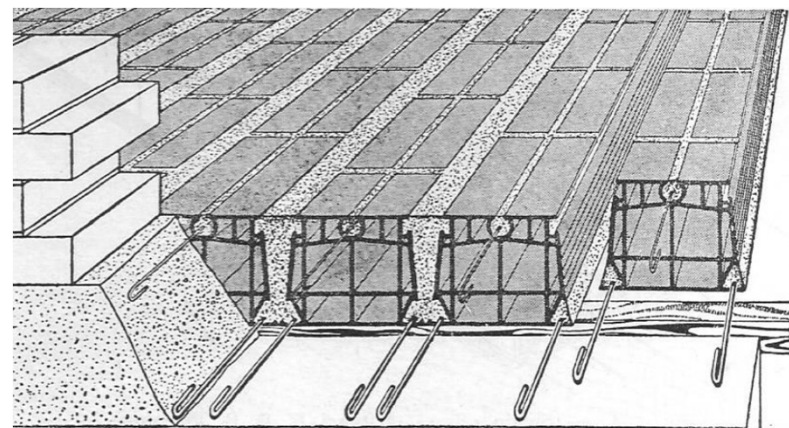
Solaio Sopal con tavelloni



Solai con travi tipo «Varese»



Travi in laterizio armato tipo «Sap»

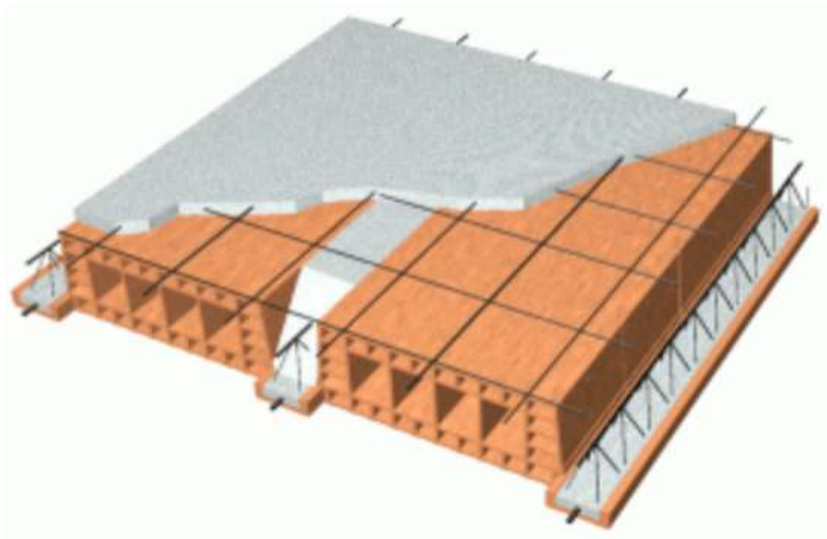


Travi in laterizio armato tipo «Rex»

CRITICITA' DEI SOLAI IN LATEROCEMENTO

Tipologie di solai in laterocemento

A partire dagli anni '60, si sono sviluppate tecniche con travetti prefabbricati e pignatte in laterizio sostenute da questi. Prevalentemente riguardano travetti formati con fondello in laterizio, traliccio metallico e armature lente annegati in un getto di calcestruzzo di altezza pari a quella del fondello e travetti a T rovescio in calcestruzzo precompresso. Le dimensioni dei travetti è normalmente di circa 12 cm e gli interassi sono di 50 cm o 60 cm.



Solai a travetti tralicciati



Solai a travetti in precompresso

CRITICITA' DEI SOLAI IN LATEROCEMENTO

Tipologie di solai in laterocemento

Negli anni '70, accanto ai solai a travetti, sono apparsi solai a pannelli armati prefabbricati in latero-cemento e solai a lastre in calcestruzzo armato (predalles), costituite da tralicci in acciaio annegati in una lastra inferiore in calcestruzzo dove sono inserite anche le armature richieste per la resistenza a flessione del solaio. Il completamento del solaio prevede l'impiego di blocchi in polistirolo estruso o pignatte in laterizio come alleggerimento e getto di completamento in opera



A pannello tipo Rex



Predalles con blocchi in polistirolo



Predalles con blocchi di laterizio

CRITICITA' DEI SOLAI IN LATEROCEMENTO

Diverse criticità di in ambito statico e sismico

Come evidenziato, nelle costruzioni esistenti in muratura e in calcestruzzo armato sono state usate varie tipologie di solai in latero-cemento. Queste tipologie presentano diverse criticità più marcate in alcune rispetto ad altre e precisamente:

- a) **sfondellamento dei solai;**
- b) **corrosione delle barre di armatura;**
- c) **sottodimensionamento a flessione e/o a taglio;**
- d) **manca di legature trasversali.**

CRITICITA' DEI SOLAI IN LATEROCEMENTO

Sfondellamento dei solai

Lo sfondellamento dei solai consiste nel distacco della cartella inferiore e/o dei setti verticali dei laterizi che compongono i solai in latero-cemento e nella successiva caduta di porzioni significative di intradosso del solaio



**Sfondellamento
solaio tipo Sapal**



**Sfondellamento solaio tipo
Sapal**



**Sfondellamento solaio a
travetti tralicciati**

CRITICITA' DEI SOLAI IN LATEROCEMENTO

Sfondellamento dei solai

Questo fenomeno si verifica nei solai in latero-cemento quando il laterizio al lembo inferiore è soggetto a tensioni di compressione, come succede in prossimità degli appoggi, per l'inversione del segno del momento nei solai, oppure in prossimità di pareti portanti parallele alla direzione del solaio (pareti di chiusura perimetrale), per la presenza di tensioni di compressione nel laterizio in direzione perpendicolare ai travetti dovute all'effetto piastra del solaio, quando si hanno lati vincolati anche in direzione parallela ai travetti.

Queste sollecitazioni comportano la comparsa di microfessure nel laterizio che tendono a progredire nel tempo, sia per la ciclicità delle sollecitazioni, sia per la presenza di coazioni provocate dalle variazioni termiche.

Frequentemente, anche i controsoffitti o impianti sono fissati all'intradosso del solaio e spesso i pendini di sospensione non sono collegati ai travetti, ma direttamente sul laterizio enfatizzando il fenomeno dello sfondellamento.

CRITICITA' DEI SOLAI IN LATEROCEMENTO

Sfondellamento dei solai

Lo sfondellamento del solaio di per sé non incide sulla capacità portante del solaio stesso in quanto le parti che si staccano non hanno alcuna funzione portante. Però, **mettendosi a nudo le armature il processo corrosivo può progredire molto velocemente**, soprattutto in presenza di ambienti umidi, **con riduzione della sezione resistente e di conseguenza della capacità portante del solaio**.

Inoltre, la presenza di **fondelli laterizi fessurati in condizioni di incipiente crollo rendono i locali non sicuri** in quanto espongono gli occupanti al serio rischio di essere colpiti da porzioni di intonaco e laterizio che si staccano dal solaio.

Questo problema assume una portata più ampia nel caso di solai tipo Sapal, in quanto al **distacco del fondello del travetto segue il collasso della tavella inferiore coinvolgendo porzioni significative di solaio**.

Diversamente, nel caso di solai con blocchi laterizi, le zone che si staccano sono normalmente di dimensioni più ridotte, in quando il fondello, per crollare deve staccarsi completamente da tutte le pareti verticali del laterizio

CRITICITA' DEI SOLAI IN LATEROCEMENTO

Corrosione delle barre di armatura

Il ricoprimento delle barre di armatura nei solai è frequentemente molto ridotto, soprattutto nei solai formati da travi di laterizio (Sap, Rex) e questo implica che la carbonatazione dello strato di calcestruzzo che ricopre le barre avviene in un limitato periodo di tempo esponendo le armature ad un ambiente di ridotta alcalinità e quindi non più in grado di proteggerle dalla corrosione.

La formazione di prodotti di corrosione sulle barre comporta un aumento di volume e quindi delle pressioni sul copriferro favorendo la formazione di fessure che interessano anche il laterizio.

Il progredire di queste fessure conduce al distacco di porzioni di laterizio all'intradosso dei solai compreso l'intonaco (sfondellamento). Inoltre, la corrosione comporta la riduzione di sezione resistente nelle barre di armatura con conseguente riduzione della capacità portante del solaio.

CRITICITA' DEI SOLAI IN LATEROCEMENTO

Sottodimensionamento a flessione e/o a taglio

Il **progetto dei solai** degli edifici esistenti è stato frequentemente eseguito facendo riferimento ad **azioni sia permanenti che variabili sottostimate rispetto a quelle reali**, soprattutto dovute a **modifiche di destinazione d'uso** o a modifiche della stratigrafia di pavimentazione e/o controsoffitto.

Di conseguenza, **non di rado si trovano solai sottodimensionati a flessione e/o a taglio**. Normalmente i solai in latero-cemento a travetti coprono luci modeste, per cui il **problema principale è la ridotta resistenza a flessione**, però, nel caso di **solai a travi di laterizio** (Sap, Rex), caratterizzati da **nervature di piccolo spessore (3.0-5.0 cm)**, il problema della **ridotta resistenza a taglio tende a diventare prevalente**.

Anche **i solai tipo Sapal**, che venivano utilizzati frequentemente per **coprire luci rilevanti (7.0-7.5 m)**, presentano una **ridotta resistenza a taglio**.

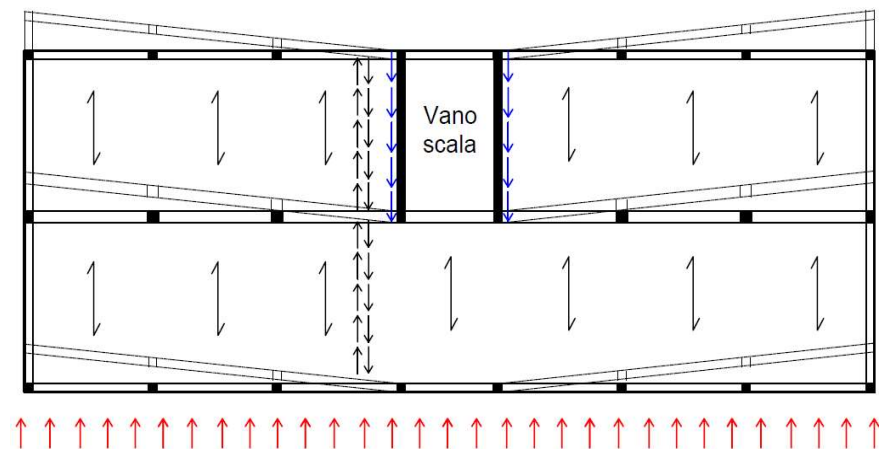
CRITICITA' DEI SOLAI IN LATEROCEMENTO

Mancanza di legature trasversali

Non sempre i solai in latero-cemento esistenti presentano una soletta superiore in calcestruzzo e quando è presente, spesso, è priva di armature trasversali.

Solai realizzati in questo modo non hanno, di norma, un'adeguata resistenza e rigidezza nel proprio piano per garantire la ripartizione delle azioni orizzontali di origine sismica fra gli elementi di controvento verticali dell'edificio.

Infatti, nei vari terremoti che si sono succeduti in Italia, è stato possibile rilevare la separazione in direzione trasversale di porzioni di solaio con scorrimento in direzione parallela ai travetti



TECNICHE DI RINFORZO DEI SOLAI

Per **rimuovere le criticità sopra evidenziate** sono necessari **interventi di rinforzo specifici**, che devono scaturire da **un'analisi rigorosa delle caratteristiche del solaio in argomento e dal chiaro riconoscimento della causa** che ha portato a quella particolare condizione di criticità.

Frequentemente **le prime due criticità** sopra elencate **si verificano assieme** in quanto, **da un lato**, **si carbonata velocemente il ridotto spessore di calcestruzzo** che ricopre le armature e quindi si viene a perdere l'effetto passivante sulle armature con conseguente **sviluppo della corrosione e comparsa di fessurazione nel copriferro** (calcestruzzo e laterizio), e, **dall'altro lato**, la presenza di **tensioni di compressione nella cartella inferiore di laterizio** da sollecitazioni parassite enfatizzate dai cicli termici **causa fessure con distacco del fondello di laterizio**.

Quindi è richiesto un intervento combinato che risolva entrambi i fenomeni.

TECNICHE DI RINFORZO DEI SOLAI

La **ridotta resistenza a flessione e/o a taglio**, come anticipato, è dovuta ad esigenze mutate nel corso della costruzione con richieste di maggiore impegno ai solai.

In questi casi si possono utilizzare tecniche diverse e specifiche per la criticità dominante che vanno **dall'impiego di nastri in fibre di carbonio o lamine pultruse applicati all'intradosso dei travetti del solaio**, all'impiego di una **sottostruttura in travi di acciaio in aiuto alle strutture del solaio esistente o alla solidarizzazione di una soletta in calcestruzzo all'estradosso del solaio**.

Infine per **incrementare la resistenza e rigidezza nel proprio piano** si può intervenire con la **realizzazione di una soletta in calcestruzzo armato solidarizzata all'estradosso del solaio**, con l'applicazione di una **struttura reticolare orizzontale in acciaio applicata all'intradosso del solaio o con l'impiego di nastri o lamine in carbonio da incollare all'estradosso del solaio a formare con le travi del solaio una struttura reticolare orizzontale**.

TECNICHE DI RINFORZO DEI SOLAI

Rimedi per sfondellamento e corrosione delle armature

- a) rimozione dei controsoffitti e/o impianti appesi,**
- b) rimozione delle parti instabili di laterizio (tavelle, pignatte, fondelli) comprese quelle non visibili ma “udibili” da verifica mediante battitura,**
- c) rimozione delle parti degradate di copriferro in calcestruzzo intorno alle armature dei travetti,**
- d) rimozione dei prodotti di corrosione dalla superficie delle barre mediante spazzola o mediante sabbiatrice,**
- e) depassivazione delle armature con apposito prodotto a base epossidica,**
- f) ricostruzione del copriferro con malta cementizia tixotropica avente elevate proprietà di aderenza al supporto,**
- g) applicazione di rete in fibre di vetro disperse in matrice polimerica (GFRP) o rete elettrosaldata in acciaio inox diam. 2 mm, maglia ridotta, all'intradosso del solaio a presidio della zona di intervento.**

TECNICHE DI RINFORZO DEI SOLAI

Rinforzi per incrementare la resistenza a flessione e/o taglio del solaio

Se **non risultano soddisfatte le verifiche a flessione**, mentre le verifiche a taglio sono positive, le tecniche di intervento più indicate sono:

- a) realizzazione di una soletta di calcestruzzo armato all'estradosso del solaio dello spessore di 4-5 cm e solidarizzata ai travetti mediante spinotti in acciaio iniettati,
- b) incollaggio all'intradosso di ogni nervatura di lamine pultruse o nastri in fibre di carbonio impregnati in situ.



Lamine pultruse in fibra di carbonio



Nastri incollati in fibra di carbonio

TECNICHE DI RINFORZO DEI SOLAI

Rinforzi per incrementare la resistenza a flessione e/o taglio del solaio

La **prima tecnica** (*soletta in cls*) è **più economica**, ma comporta una **modifica delle quote di piano**, che potrebbero causare difficoltà con la quota di arrivo e partenza delle scale o con altre quote fisse (e.g. davanzali finestre), inoltre richiede la rimozione dei pavimenti e sottofondi e delle pareti divisorie.

Con **la seconda tecnica** è fondamentale **la preparazione del fondo di incollaggio** per garantire adeguate prestazioni nei confronti del distacco del composito (*delaminazione*).

Si procede, quindi, come descritto in precedenza, con la rimozione di tutte le parti di laterizio in distacco o comunque fessurate, la rimozione delle parti di calcestruzzo a ridosso con le armature corrose, la rimozione dei prodotti di corrosione dalle barre di armatura e relativa applicazione di una resina passivante sulla superficie delle stesse, la **riparazione del calcestruzzo con malta ad alte prestazioni realizzando una superficie piana e regolare all'intradosso dei travetti per poter eseguire l'incollaggio della lamina pultrusa o del nastro in fibre di carbonio**

TECNICHE DI RINFORZO DEI SOLAI

Rinforzi per incrementare la resistenza a flessione e/o taglio del solaio

Se **non risultano soddisfatte le verifiche a taglio**, è necessario prevedere un **sostegno aggiuntivo al solaio realizzando un reticolo di travi metalliche**.

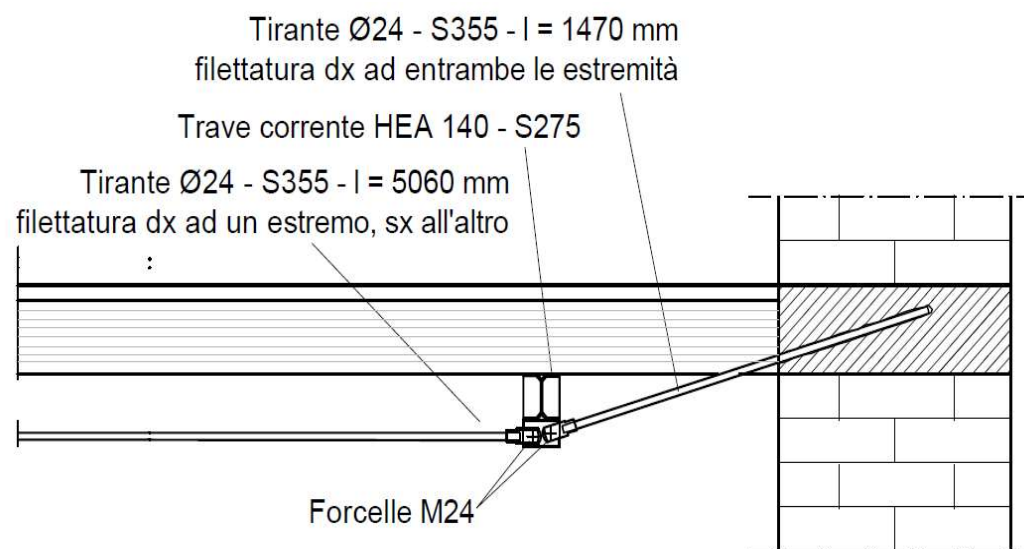
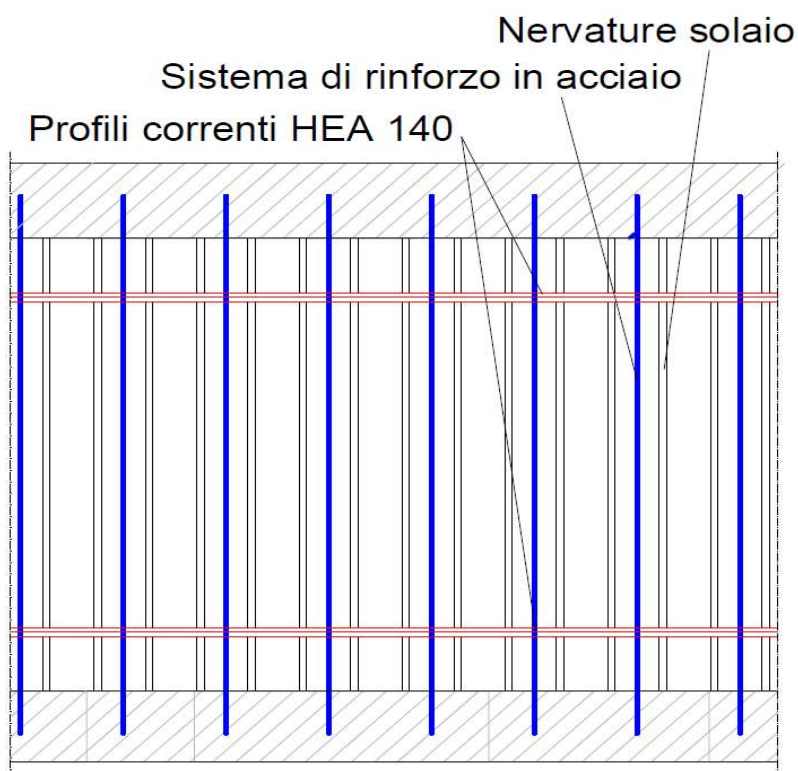
Naturalmente, per far in modo che in esercizio e allo stato limite ultimo le verifiche a taglio e a flessione risultino soddisfatte, è necessario dimensionare adeguatamente il sistema di travi di rinforzo e, in sede di installazione, **trasferire parte delle sollecitazioni dovute al carico permanente dal solaio esistente alle travi di rinforzo mediante forzatura controllata**.

La quota parte di sollecitazione che deve essere trasferita è funzione del rapporto tra la rigidezza flessionale del sistema di rinforzo e quella del solaio esistente e dall'entità del carico variabile.

TECNICHE DI RINFORZO DEI SOLAI

Rinforzi per incrementare la resistenza a flessione e/o taglio del solaio

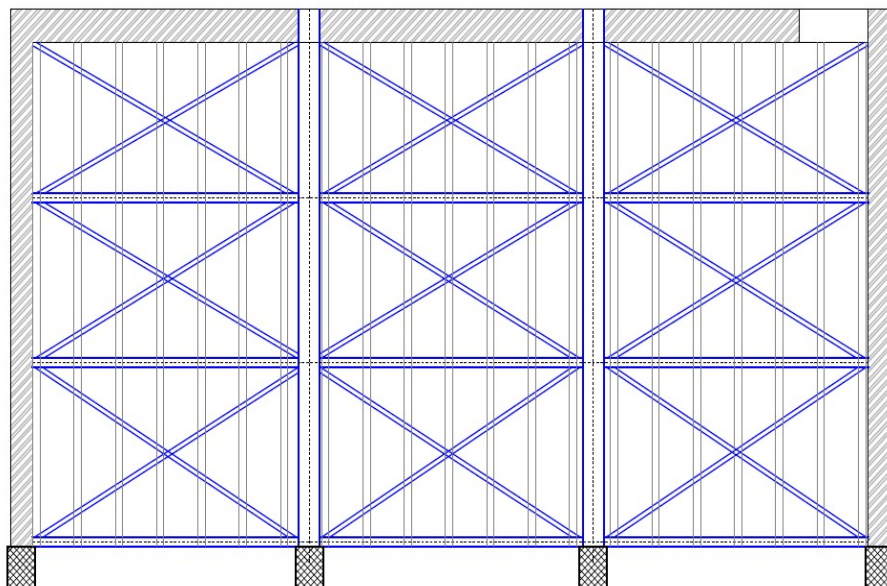
E' illustrato un sistema di rinforzo di solaio Sapal di luce elevata. Per soddisfare le verifiche a taglio sono stati applicati due profili metallici trasversali ai travetti sostenuti da tre barre di acciaio disposte a spezzata; le due barre inclinate sono ancorate nel cordolo perimetrale. Le barre sono provviste di tenditore per applicare la forzatura.



TECNICHE DI RINFORZO DEI SOLAI

Rinforzi per incrementare la resistenza a flessione e/o taglio del solaio

E' invece illustrato un sistema di rinforzo con reticolo di travi di acciaio applicate all'intradosso di un solaio di tipo Rex. E' stata prevista la messa in carico della struttura di acciaio con un sistema a vite, per ridurre le sollecitazioni nel solaio esistente. Si notano anche i controventi di piano per garantire la ripartizione delle azioni orizzontali tra gli elementi di controvento, in quanto la soletta del solaio Rex oltre ad essere di soli 2 cm era pure priva di armature.



TECNICHE DI RINFORZO DEI SOLAI

Rinforzi per la resistenza e rigidezza del solaio nel proprio piano

In caso di eccitazione sismica i solai di piano e di copertura sono chiamati a svolgere il compito, da un lato, di trasferimento del taglio di piano ai controventi verticali e, dall'altro lato, di costituire un vincolo orizzontale per le pareti/telai disposti in direzione perpendicolare alla direzione dell'eccitazione sismica.

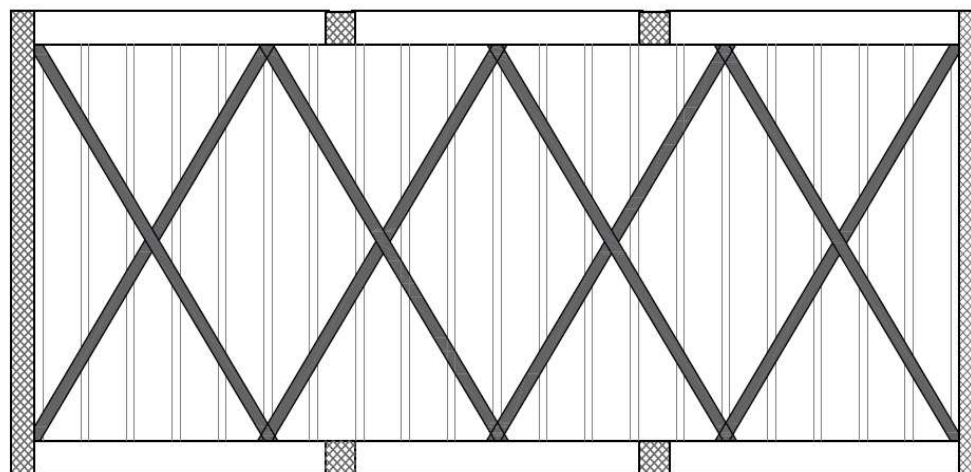
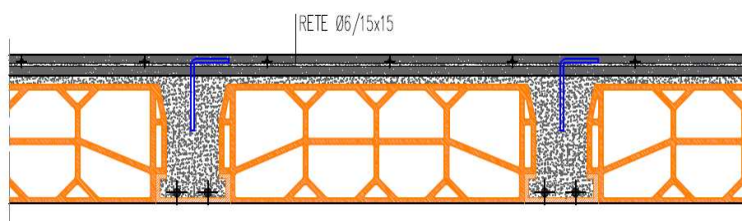
Per l'assolvimento di queste due funzioni, è necessario che il solaio abbia adeguate rigidezza e resistenza nel proprio piano.

Siccome un elevato numero di edifici è stato costruito in zone che all'epoca non erano classificate come sismiche, molti di questi edifici presentano solai che non soddisfano i requisiti richiesti di resistenza e rigidezza nel proprio piano. Sono, perciò, necessari adeguati interventi di rinforzo.

TECNICHE DI RINFORZO DEI SOLAI

Rinforzi per la resistenza e rigidezza del solaio nel proprio piano

Fra le tecniche di rinforzo disponibili si hanno la **realizzazione di una soletta di calcestruzzo armato** all'estradosso del solaio e resa solidale con i travetti del solaio mediante opportuni **dispositivi a spinotto iniettati**, **l'incollaggio di lamine pultruse o nastri in fibre di carbonio** sull'estradosso del solaio in modo da **formare una trave reticolare orizzontale**, **l'applicazione a secco di elementi in acciaio disposti a formare con le travi perimetrali e con i travetti del solaio una struttura reticolare orizzontale** realizzata all'intradosso del solaio



TECNICHE DI RINFORZO DEI SOLAI

Rinforzi per la resistenza e rigidità del solaio nel proprio piano

La prima tecnica è di sicura efficacia; essa consiste nella **esecuzione di fori sopra le nervature dei solai e in corrispondenza delle travi perimetrali per inserire ed iniettare degli spinotti di acciaio**, quindi viene realizzata una soletta in calcestruzzo armata con una rete elettrosaldata.

Nella **seconda tecnica**, prima di applicare i nastri, è necessario rimuovere le parti di calcestruzzo non efficacemente solidali o in distacco e quindi applicare uno strato di malta cementizia ad elevate prestazioni di resistenza ed aderenza al supporto per **formare una base affidabile sulla quale incollare i compositi**.

TECNICHE DI RINFORZO DEI SOLAI

Rinforzi per la resistenza e rigidità del solaio nel proprio piano

Nell'applicazione dei nastri o lamine bisogna verificare che ci sia una **sufficiente lunghezza di aderenza alle estremità**.

Per **garantire l'aderenza su ridotte lunghezze di ancoraggio**, si possono utilizzare **lamine di acciaio o FRP incollate e/o bullonate all'estremità o barre in composito con apertura a ventaglio delle fibre ad una estremità**.

Entrambe queste tecniche però, essendo applicate all'estradosso del solaio, **richiedono la rimozione dei pavimenti e sottofondi**.

La **terza tecnica**, invece, viene normalmente **applicata all'intradosso del solaio**, come discusso in precedenza.

RINFORZO CON NASTRI IN CARBONIO

Per il progetto si devono tenere conto di aspetti specifici di comportamento di questi materiali compositi (**CNR-DT 200 R1 2013**).

Il progetto del rinforzo a flessione deve essere eseguito verificando, nella zona di trave con più elevato valore del taglio, la **sezione più sollecitata a momento** e curando i dettagli di incollaggio ed ancoraggio per evitare fenomeni di delaminazione anticipati, che non consentono il completo sviluppo della capacità resistente dell'elemento rinforzato.

Si può **incrementare la resistenza di una quantità dipendente dall'armatura di acciaio presente**.

Si ottengono **migliori risultati nelle travi poco armate**, come è il caso dei solai, mentre **l'incremento può diventare trascurabile in travi con forte armatura**, in quanto la crisi è governata dal **cedimento a rottura del calcestruzzo compresso** anche senza l'applicazione del rinforzo.

RINFORZO CON NASTRI IN CARBONIO

Bisogna verificare sull'elemento rinforzato a flessione che il taglio resistente sia superiore al taglio massimo associato al diagramma del momento flettente di progetto, diversamente bisogna valutare interventi specifici che fanno riferimento ad altre tecniche, in quanto, generalmente, **nei solai non si eseguono rinforzi a taglio con utilizzo di nastri in FRP.**

Inoltre, nella progettazione del rinforzo si deve **tener conto dello stato di deformazione della struttura prima dell'applicazione del rinforzo;** bisogna ricordare che il rinforzo viene applicato su una struttura già sollecitata, sia che si adottino o meno sistemi provvisori di riduzione della sollecitazione esistente.

Per gli **interventi di rinforzo nel piano**, assume un ruolo dominante la realizzazione di sistemi di ancoraggio specifici, in quanto, normalmente, **si hanno lunghezze di ancoraggio limitate.**

RINFORZO CON NASTRI IN CARBONIO

Rinforzo solai nel piano

La disposizione dei nastri/lamine può riguardare l'intera superficie di solaio oppure solamente alcune porzioni, come si fa con i controventi di piano nelle strutture in acciaio.

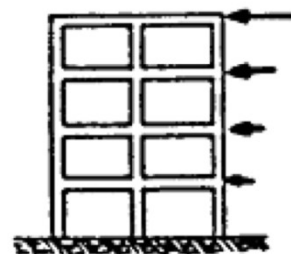
Considerato che i nastri/lamine non sono in grado di offrire alcun contributo resistente a compressione, vengono considerati solo come elementi resistenti a trazione, affidando il compito di garantire la resistenza a compressione ai travetti del solaio, alle travi di sostegno dei solai, ai cordoli perimetrali.

Merita attenzione l'entità della forza di compressione nei travetti dei solai in quanto potrebbe essere talmente elevata da far collassare i travetti a compressione.

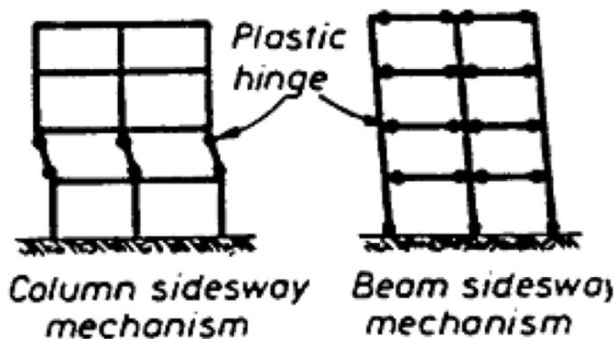
Sopra si è visto un esempio di applicazione dei nastri/lamine in composito all'estradosso di solai in laterocemento per garantire l'efficacia richiesta nel caso che l'edificio sia soggetto ad eccitazione sismica.

CRITICITA' EDIFICI IN C.A.

Criticità legate a ridotto confinamento nei nodi



Frame



Column sidesway mechanism

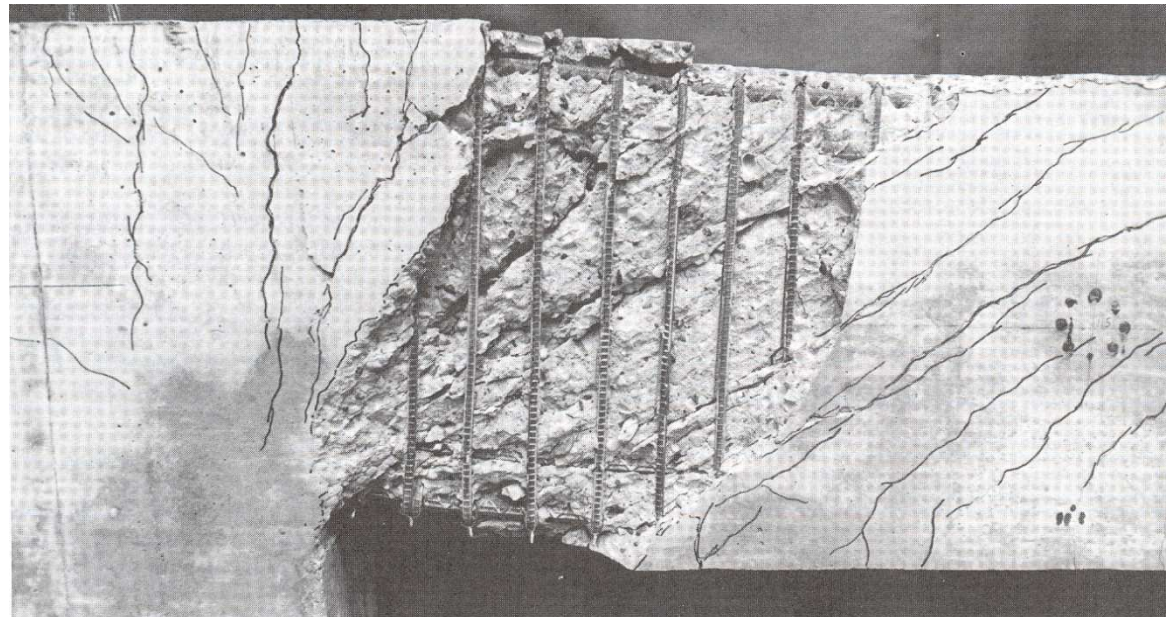
Beam sidesway mechanism



CRITICITA' EDIFICI IN C.A.



**Esempi di nodo di pilastro (*mal confinato*)
e nodo di trave (*ben confinato*)**



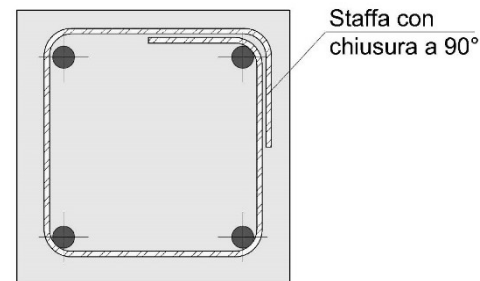
CRITICITA' EDIFICI IN C.A.

Le staffe nei pilastri sono necessarie per garantire duttilità

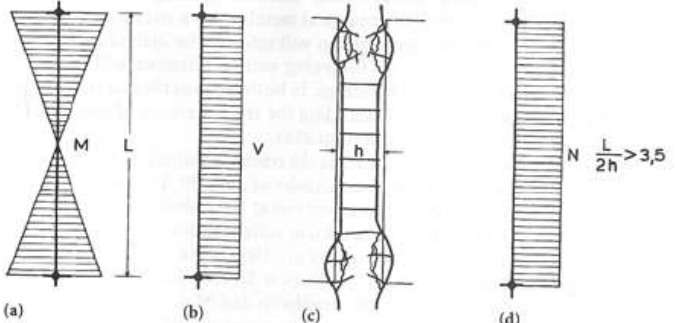
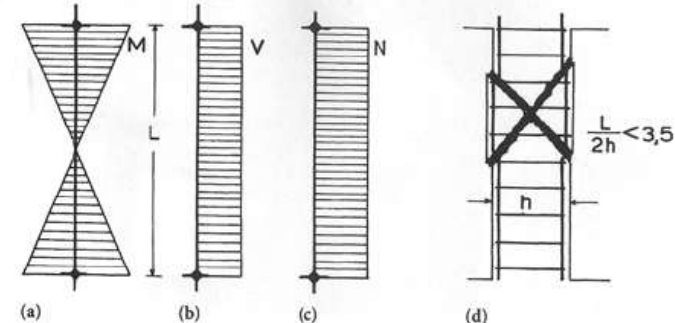
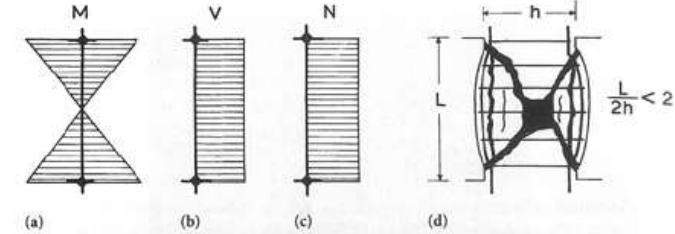
- *Forniscono un'adeguata resistenza a taglio*
- *Assicurano il confinamento del calcestruzzo*
- *Contrastano l'instabilità delle barre di armatura longitudinali*



Le staffe spesso non sono chiuse a 135° e quindi in condizioni eccezionali si possono aprire

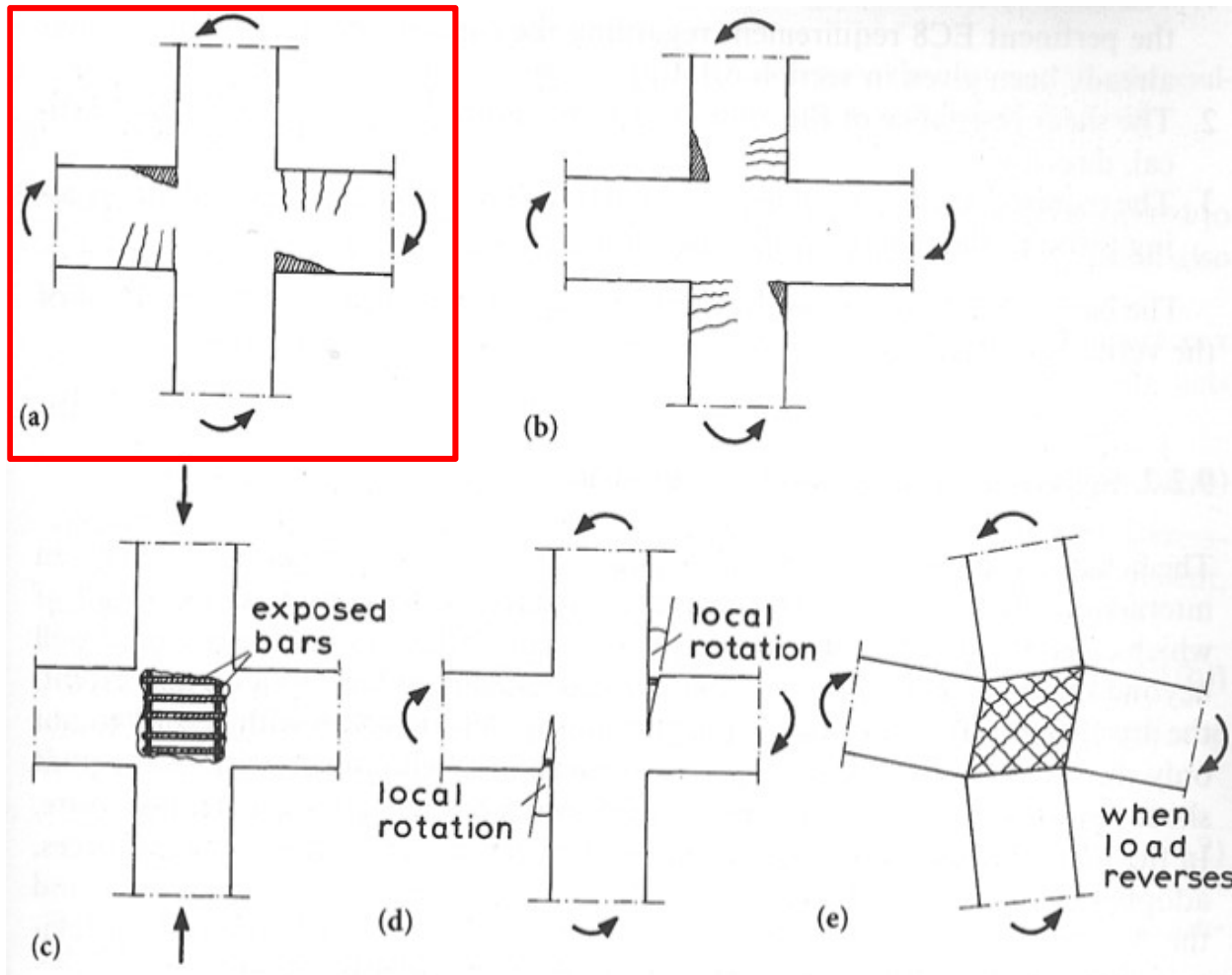


CONFINAMENTO INADEGUATO: EFFETTI

 (a) (b) (c) (d) $N \frac{L}{2h} > 3,5$		Danneggiamento di pilastri soggetti ad elevata compressione e flessione ciclica: (a) diagramma del momento; (b) diagramma del taglio; (c) sketch del danno; (d) azione assiale.
 (a) (b) (c) (d) $\frac{L}{2h} < 3,5$		Danneggiamento di pilastri soggetti ad elevata compressione e taglio ciclico: (a) diagramma del momento; (b) diagramma del taglio; (c) azione assiale; (d) sketch del danno.
 (a) (b) (c) (d) $\frac{L}{2h} < 2$		Espulsione esplosiva di copriferro in pilastro corto: (a) diagramma del momento; (b) diagramma del taglio; (c) azione assiale; (d) sketch del danno.

MECCANISMI DI COLLASSO AI NODI

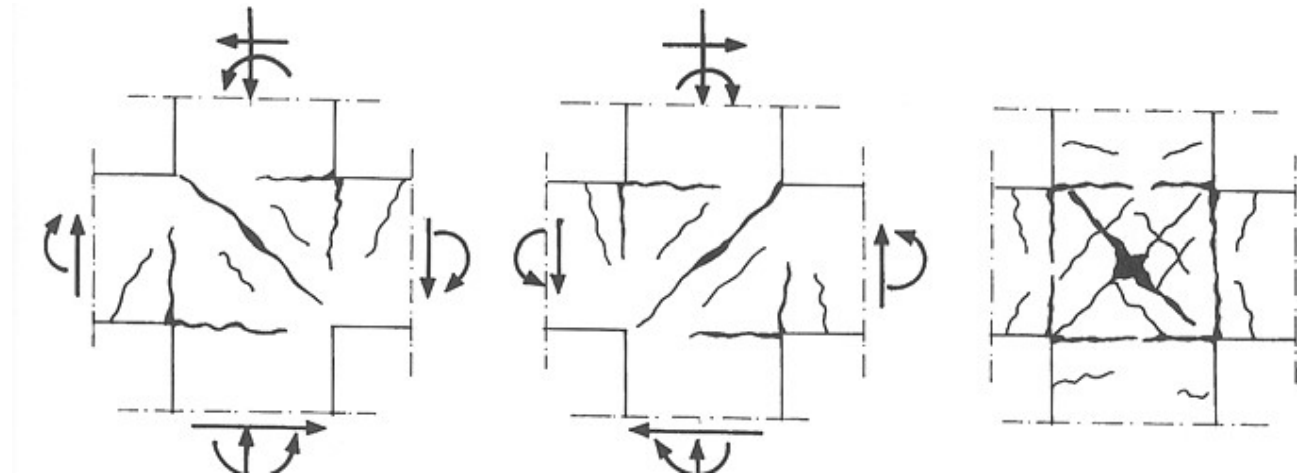
Nodi interni



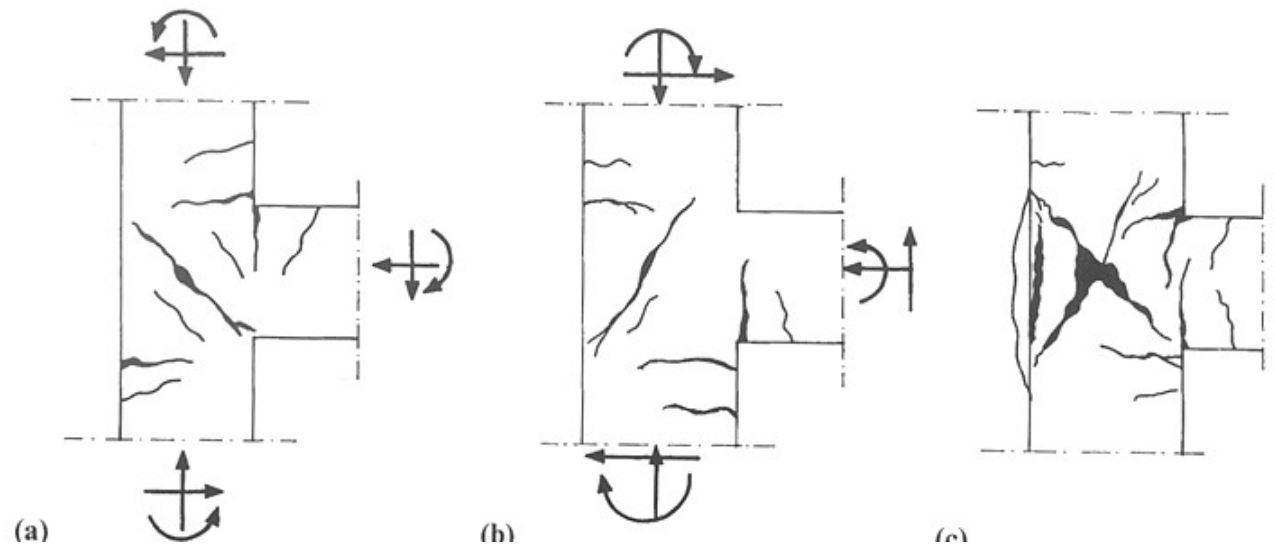
- a) Cerniere plastiche travi
- b) Cerniere plastiche pilastri
- c) Espulsione copriferro nel nodo
- d) Perdita di ancoraggio barre della trave
- e) Cedimento a taglio del pannello nodale

MECCANISMI DI COLLASSO INDESIDERATI

Nodi interni

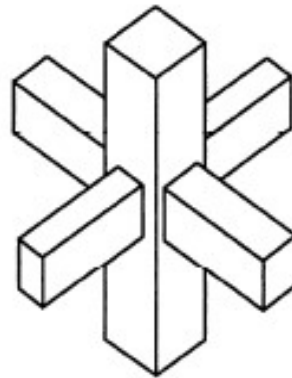


Nodi esterni

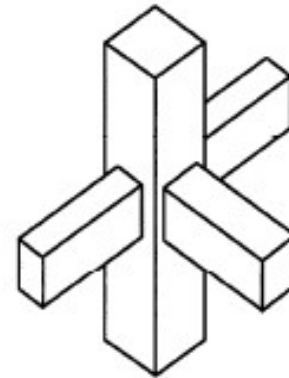


CARATTERISTICHE NODI

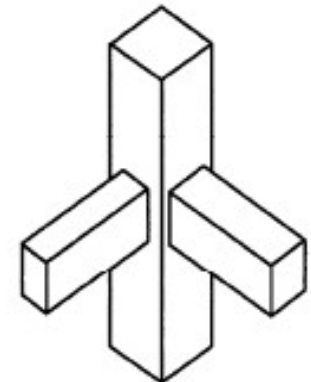
Nodi interamente confinati, quando in ognuna delle 4 facce verticali si innesta una trave, con sovrapposizione per almeno $3/4$.



a) Interior
INTERAMENTE CONFINATO

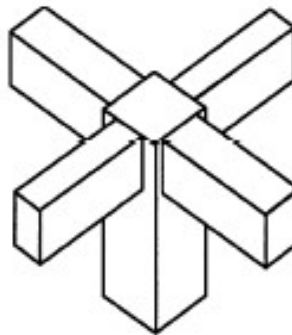


b) Exterior
NON INTERAMENTE CONFINATO

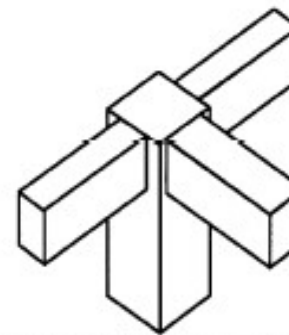


c) Corner
NON INTERAMENTE CONFINATO

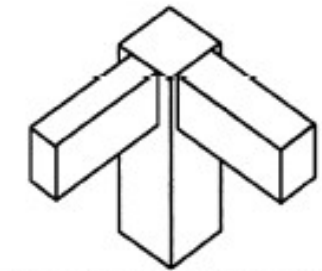
Nodi non interamente confinati, tutti i rimanenti nodi.



INTERAMENTE CONFINATO
d) "Roof"-interior

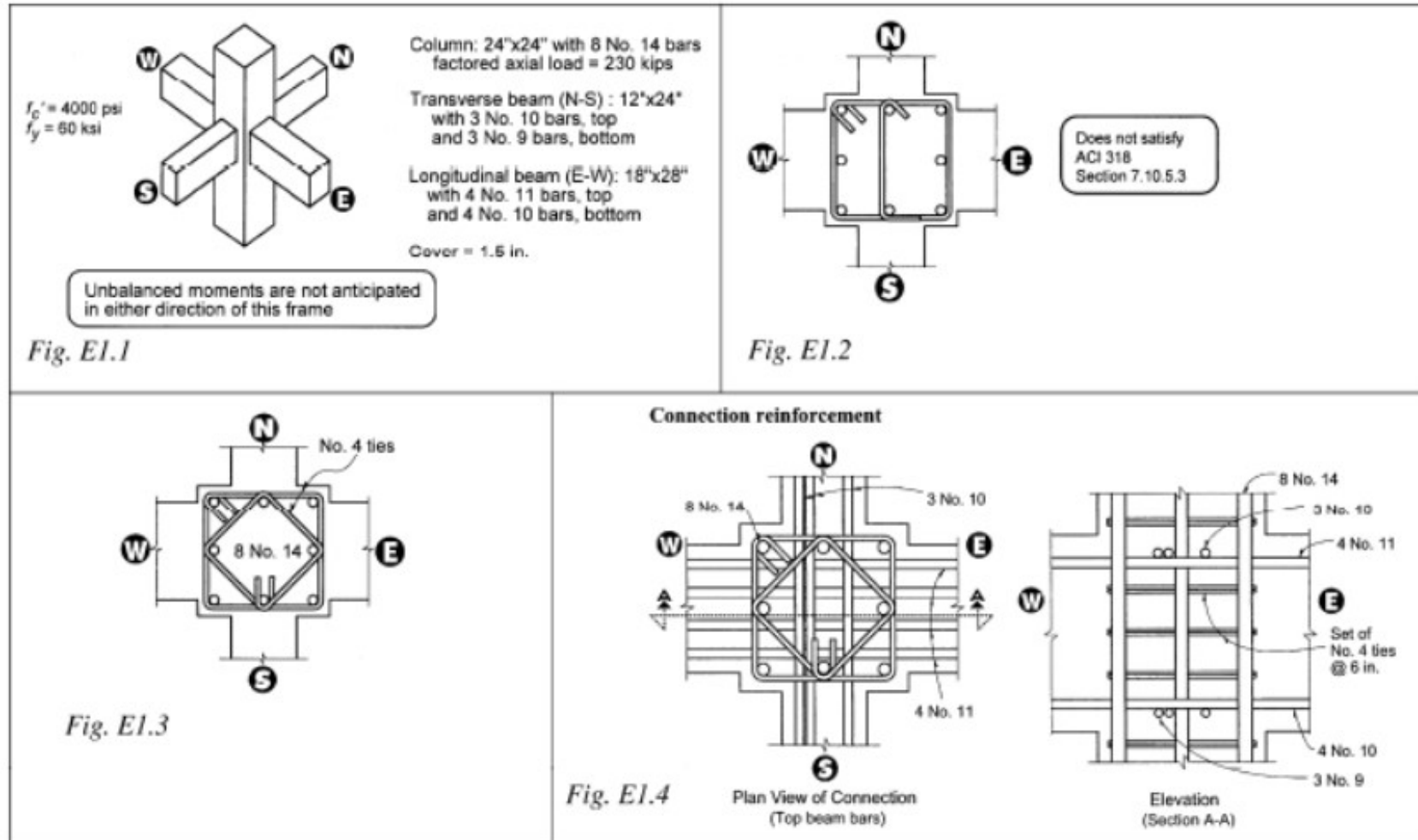


NON INTERAMENTE CONFINATO
e) "Roof"-exterior



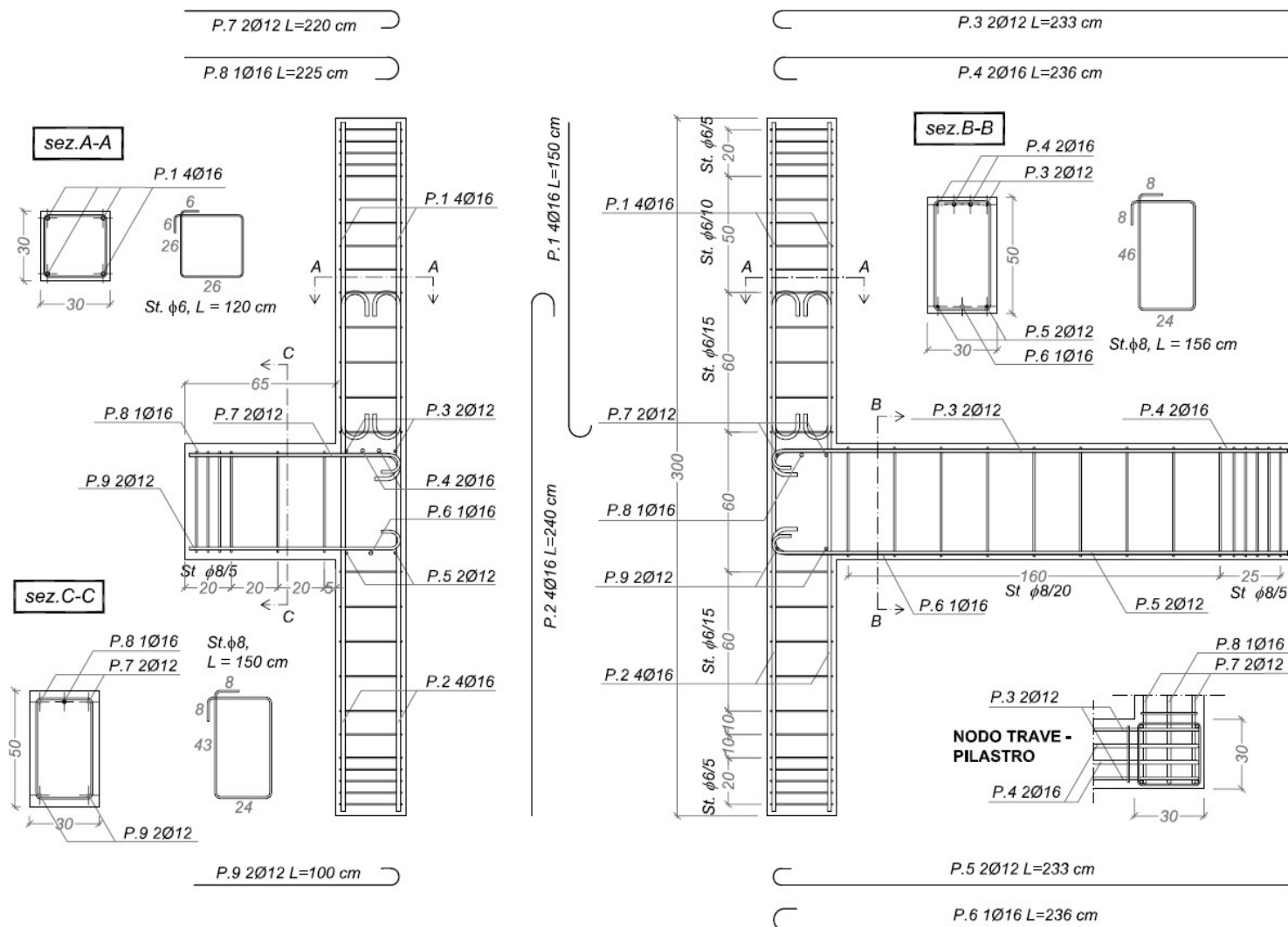
NON INTERAMENTE CONFINATO
f) "Roof"-corner

CARATTERISTICHE NODI



Nodo non interamente confinato (solo le travi E-W coprono 3/4 del pilastro)

ARMATURE NODO (secondo RD 1939)



sez.A-A

P.1 4Ø18
L = 155 cm
St. Ø8
L = 120 cm

P.1 8Ø18
P.3 2Ø18
P.2 2Ø14
P.5 2Ø14
P.4 2Ø18
P.6 2Ø18
P.8 2Ø14
P.7 2Ø18

sez.B-B

P.3 2Ø18
P.2 2Ø14
P.5 2Ø14
P.4 2Ø18
St. Ø8, L = 155 cm

sez.C-C

P.6 2Ø18
St. Ø8 L = 145 cm
P.8 2Ø14
P.7 2Ø18

NODO TRAVE - PILASTRO

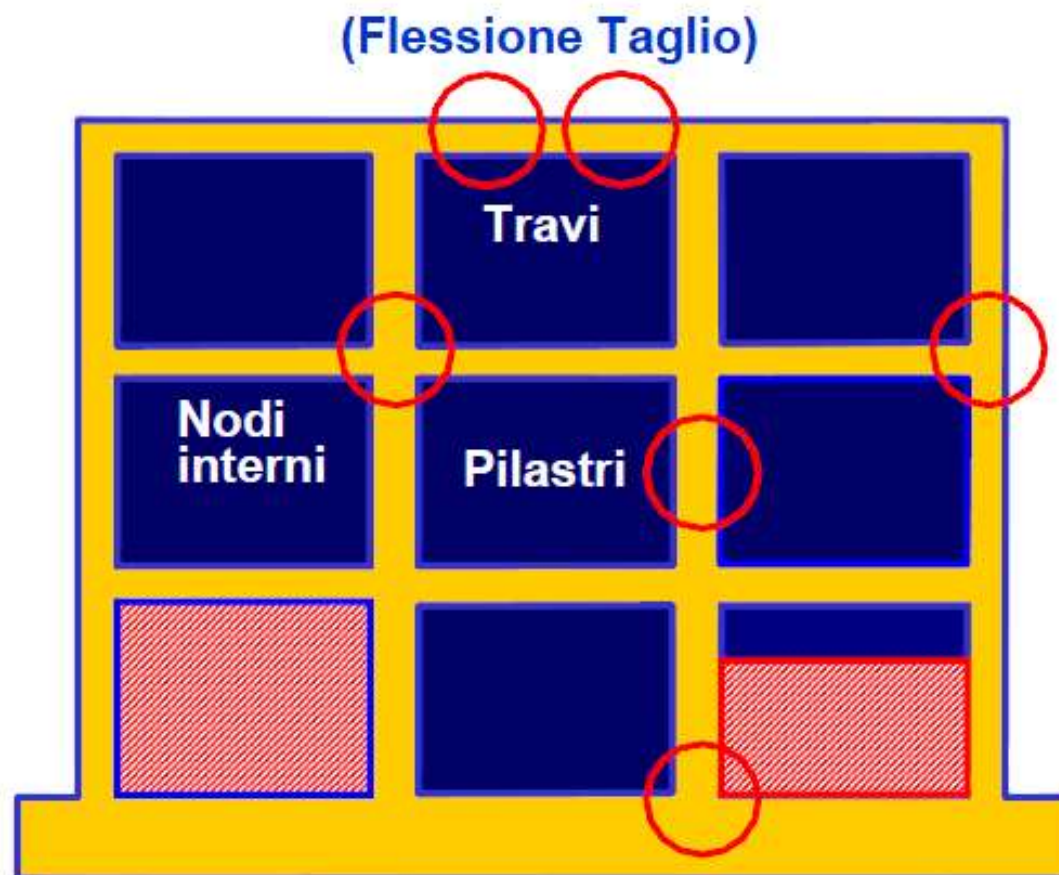
P.5 2Ø14 L=185 cm
P.4 2Ø18 L=260 cm

EDIFICIO CON PIANO DEBOLE



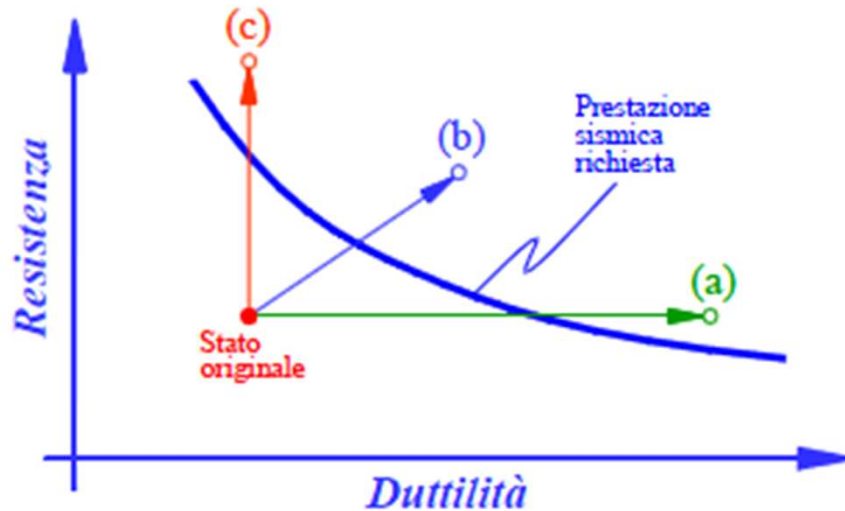
INTERVENTI DI RINFORZO

LA STRUTTURA IN CALCESTRUZZO ARMATO



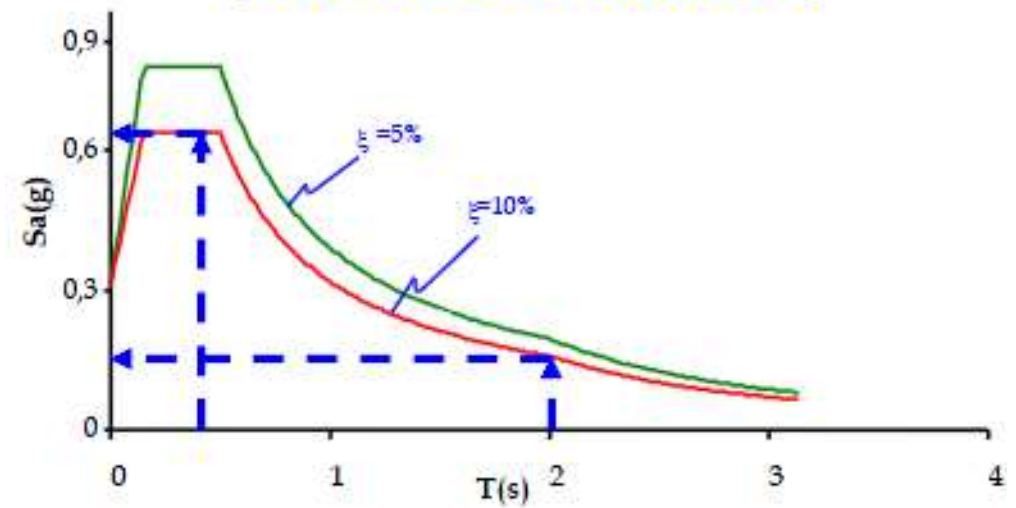
STRATEGIE DI INTERVENTO

INCREMENTO CAPACITA'



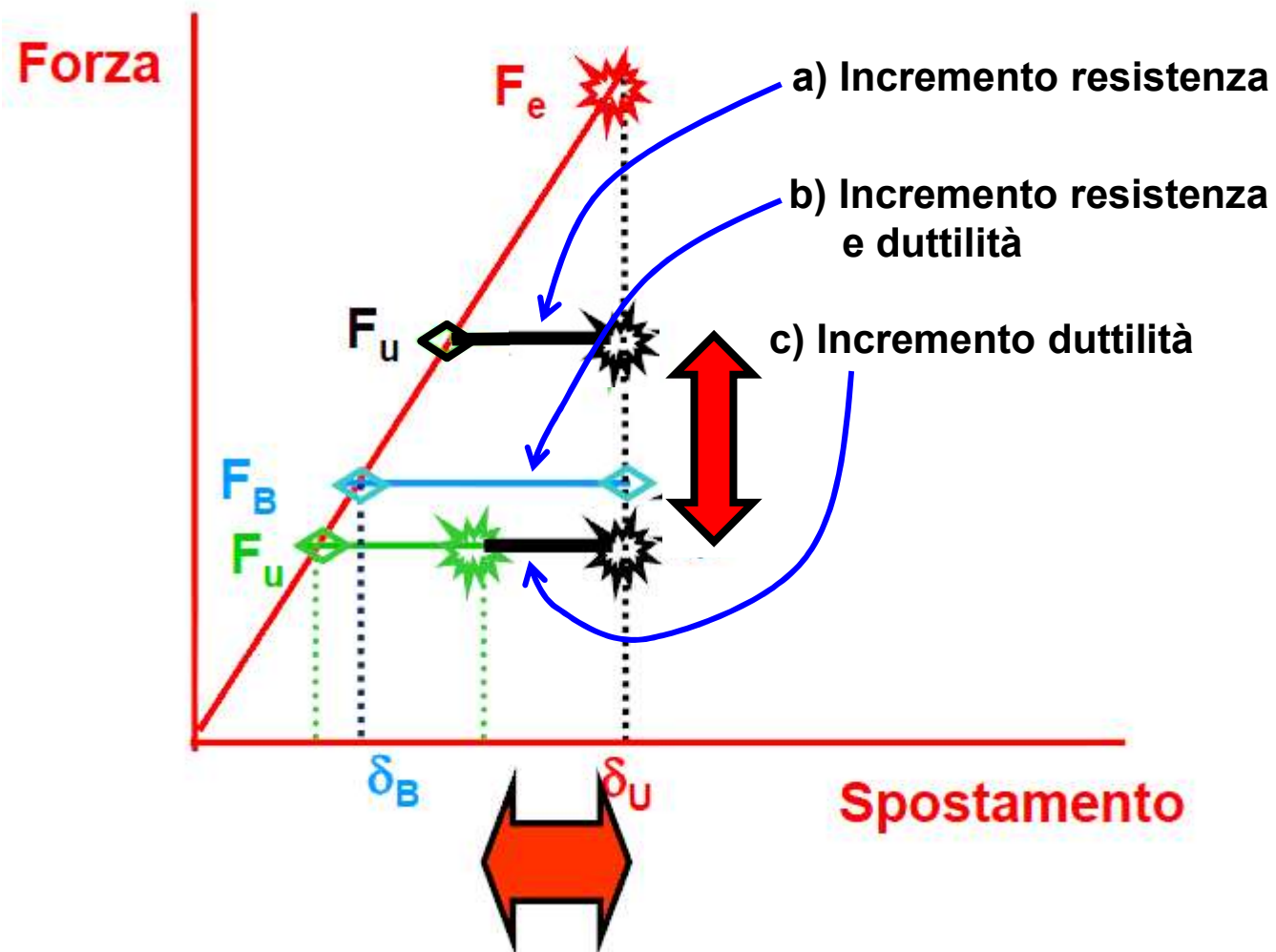
Varie tecniche di rinforzo sismico

RIDUZIONE DOMANDA

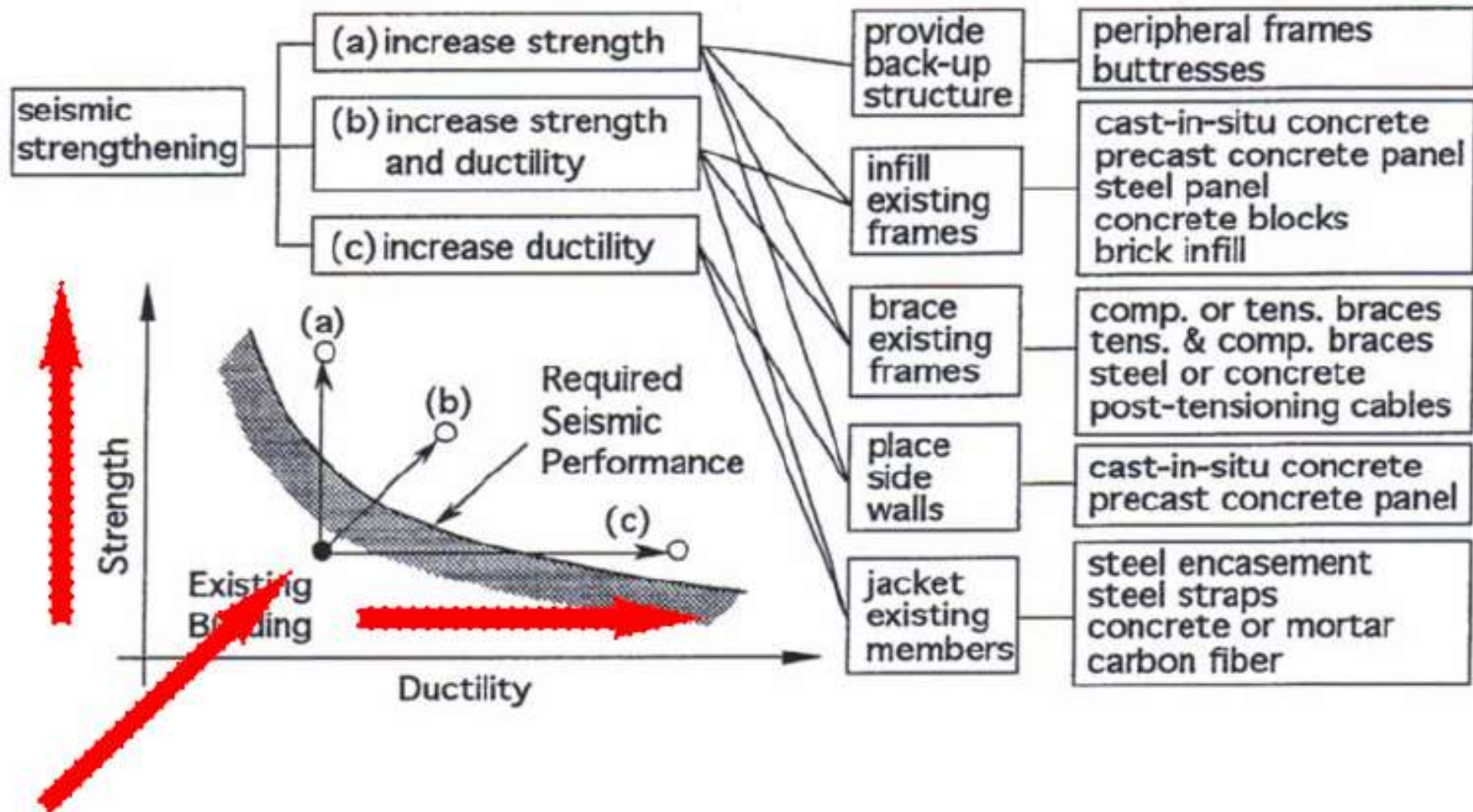


Isolamento alla base

VALUTAZIONE ESISTENTE E INTERVENTO



STRATEGIE DI INTERVENTO



TECNICHE DI INTERVENTO – Bollettino Fib-24

Tecnica	Effetti locali	Effetti globali	Costo relativo	"Disturbo"	Livello tecnologico	Commenti
Iniezione di resine	Ripristino resistenza e rigidezza	Nessuno	Da basso a medio	Basso	Medio	Approccio di ripristino
Camicie in c.a.	Incremento rigidezza e resistenza ed eventualmente duttilità	Modifica della risposta sismica. Se applicate ai pilastri, sposta la richiesta plastica verso le travi	Basso, per elemento	Da medio a alto	Basso, a meno che non si faccia uso estensivo di saldature	Può porre rimedio alla risposta di "piano soffice". Se interessa pochi piani, può spostare tale meccanismo ai piani superiori
Camicie o collari in acciaio	Incremento duttilità e resistenza a taglio. Garantendo una forte azione composita, incremento di rigidezza	Incremento capacità deformativa globale	Medio	Basso	Medio	Efficace ove il principale problema sia scarsa armatura trasversale. Veloce installazione.
Fasciatura parziale con FRP	Sensibile incremento di duttilità. Limitati effetti su resistenza o rigidezza	Come per collari in acciaio	Alto	Basso	Da medio a alto	Soluzione adeguata quando il costo non è un criterio predominante
Rinforzo dei nodi con FRP	Eliminazione rottura a taglio dei nodi	Riduce marginalmente il drift globale riducendo la deformabilità dei nodi trave-pilastro	Alto	Basso	Da medio a alto	Come sopra

TECNICHE DI INTERVENTO – Bollettino Fib-24

Tecnica	Effetti locali	Effetti globali	Costo relativo	"Disturbo"	Livello tecnologico	Commenti
Fasciatura completa in FRP	Notevole incremento di duttilità e resistenza a taglio; piccolo incremento di rigidezza	Distribuzione delle rigidezze invariata. Sensibili effetti in termini di distribuzione delle resistenze.	Alto	Basso	Da medio a alto	Come sopra
Tecniche selettive	Incremento di un parametro scelto o di una combinazione di parametri	Regola la risposta strutturale per adeguarla agli obiettivi prestazionali	Basso, per elemento	Medio	Da medio a alto (maggiore per le analisi ed il know-how che non per i materiali)	E' l'approccio più adeguato se si dispone di elevate capacità di analisi ed esperienza di ingegneri specializzati
Pareti in c.a.	Potrebbe portare ad un incremento di sollecitazioni nelle immediate vicinanze	Riduzione drastica della domanda di deformazione in tutti gli altri elementi. Risolve i problemi di "piano soffice"	Medio	Alto	Baso	E' l'approccio più adeguato se il "disturbo" arrecato non è un problema. E' necessario un drastico intervento in fondazione.
Controventi in acciaio	Protezione nei confronti del collasso di elementi fragili in c.a. posti nelle vicinanze. Può indurre notevoli sollecitazioni nei nodi.	Incremento di duttilità globale a capacità dissipativa. Può risolvere i problemi di "piano soffice".	Da medio a alto.	Da basso a medio	Medio	Occorre porre attenzione nel progetto di aste e connessioni al fine di proteggersi da fenomeni di instabilità locale e rotture post-buckling.

TECNICHE DI INTERVENTO – Bollettino Fib-24

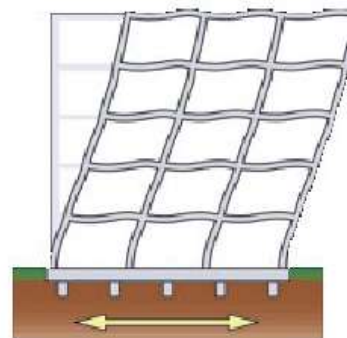
Tecnica	Effetti locali	Effetti globali	Costo relativo	"Disturbo"	Livello tecnologico	Commenti
Inserimento di pannelli murari	Induce sensibili sollecitazioni nei nodi. Incrementa la rigidezza di piano e riduce quindi gli spostamenti di interpiano	Incremento di peso, dunque di forze sismiche. Riduce il periodo, dunque incrementa le accelerazioni. Se i pannelli sono monolitici possono modificare la risposta globale fino ad un comportamento a mensola.	Medio	Da medio a alto (a seconda che l'applicazione sia esterna od interna)	Basso	Soluzione efficace quando i pannelli sono applicati all'esterno e ben assicurati alla struttura. È possibile adottare moduli di calcestruzzo prefabbricati anziché pannelli in muratura.
Contrafforti esterni	Induce notevoli sollecitazioni locali presso la connessione con la struttura	Come per le pareti in c.a.	Da medio a alto.	Basso	Medio	Occorre prevedere un intervento in fondazione.

TECNICHE DI INTERVENTO GLOBALE

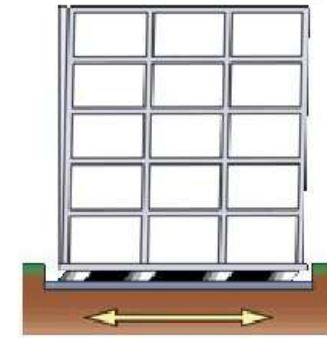
Inserimento di controventi metallici



Isolamento alla base



Struttura non isolata

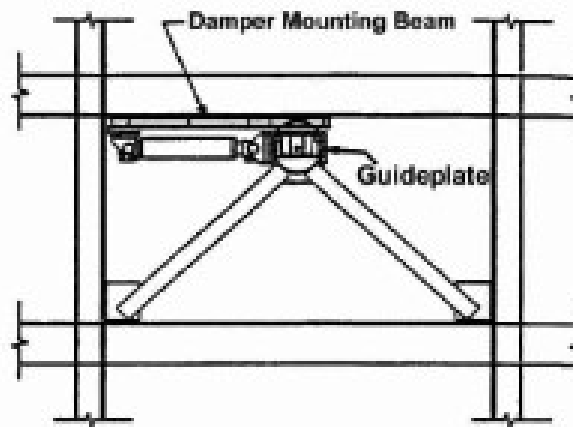
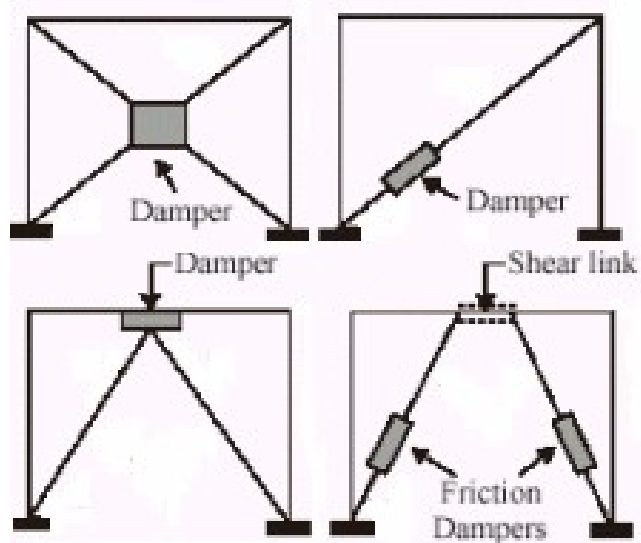


Struttura isolata

TECNICHE DI INTERVENTO GLOBALE

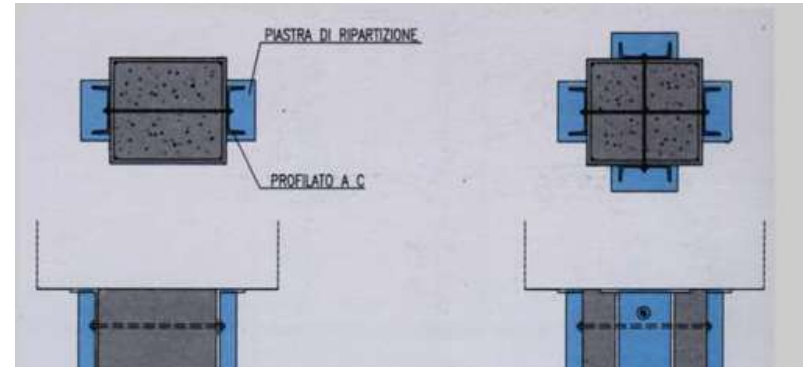
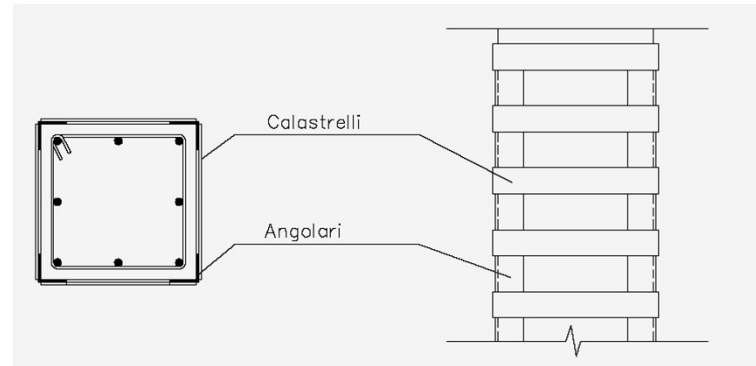
Inserimento di controventi dissipativi

Elementi con elevata rigidezza e capaci di dissipare energia in opportuni elementi in acciaio, idraulici, ecc.

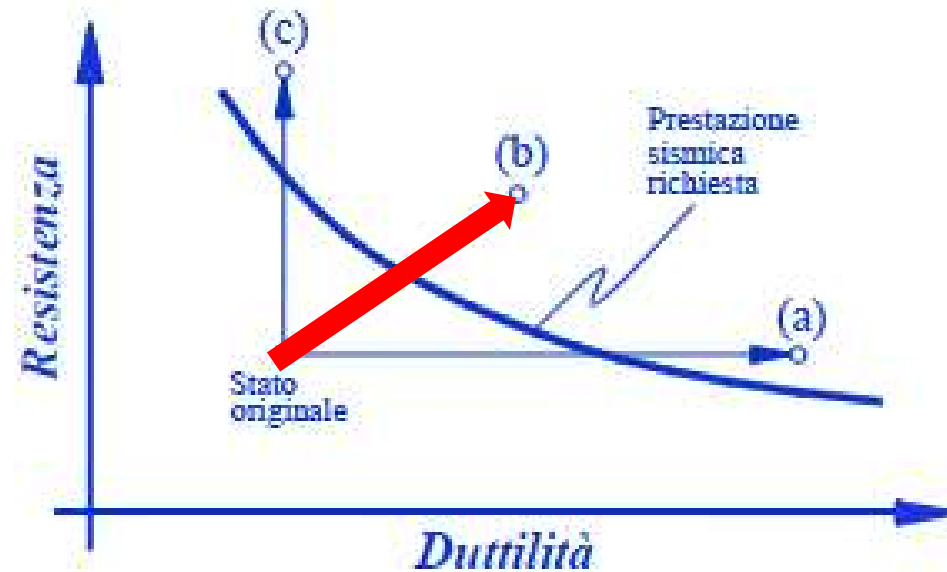


TECNICHE DI INTERVENTO LOCALE

- Confinamento con profilati metallici

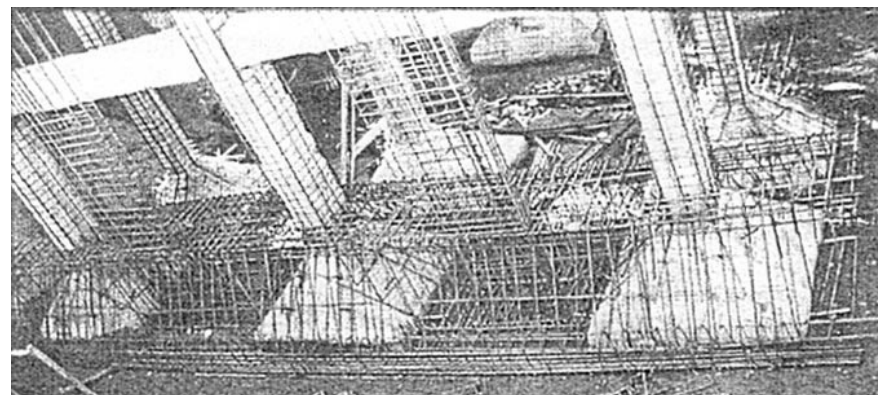
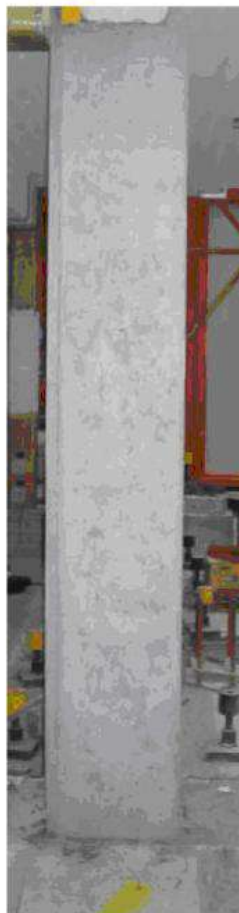
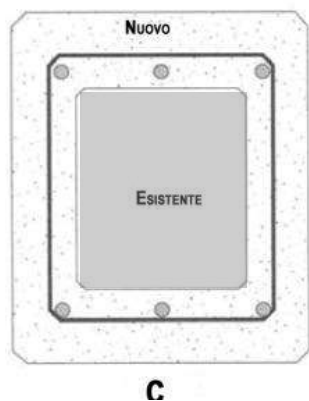
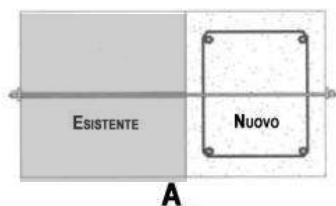


Incremento resistenza e duttilità

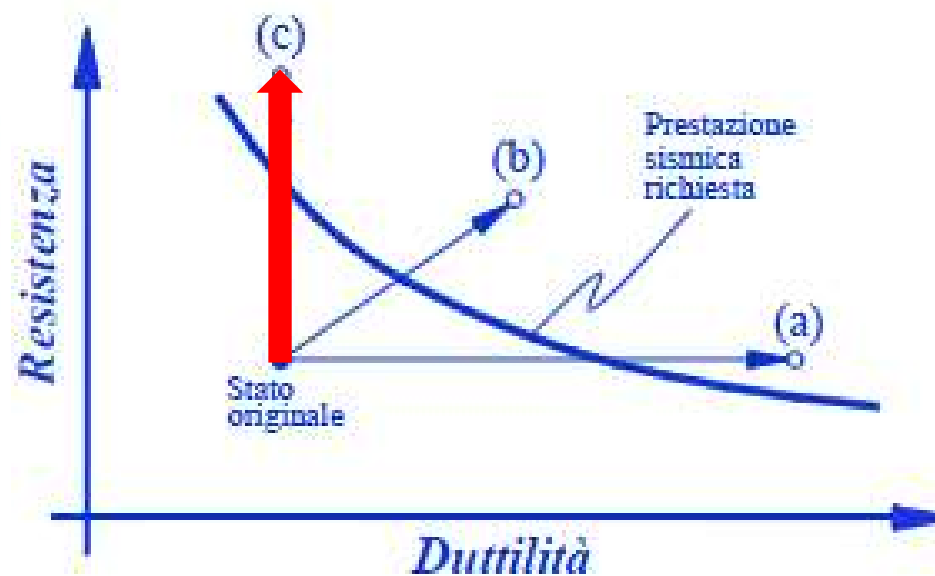


TECNICHE DI INTERVENTO LOCALE

- Incremento di sezione ed armature

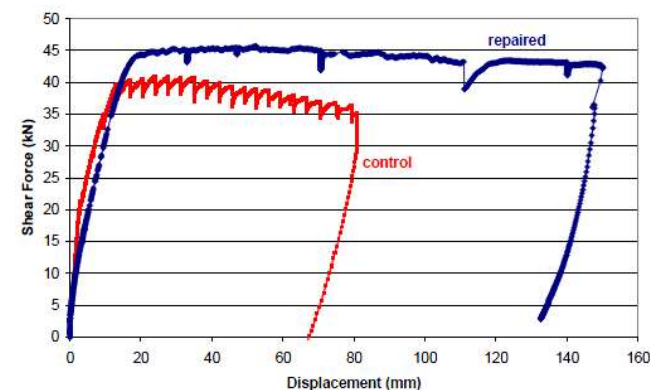


Incremento resistenza

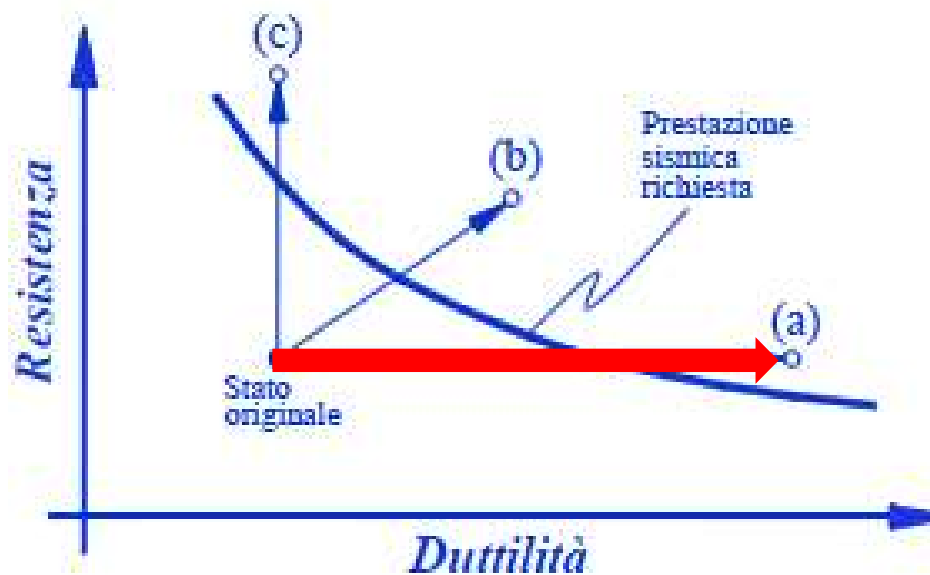


TECNICHE DI INTERVENTO LOCALE

- Confinamento con FRP



Incremento duttilità



INTERVENTI CON FRP

Le travi, normalmente necessitano di essere rinforzate sia per **incrementare la resistenza flessionale** delle sezioni soggette al massimo momento flettente, **sia per aumentare la resistenza a taglio** delle zone soggette ad elevate sollecitazioni taglienti.

Per i pilastri, invece, può essere richiesto un **incremento del confinamento del calcestruzzo in prossimità dei nodi**, zone spesso sprovviste di un'adeguata staffatura.

Se è richiesto un significativo **incremento della resistenza dei pilastri**, è necessario un intervento con **incamiciatura** (camicia metallica o in calcestruzzo armato).

I **collegamenti tra travi e pilastri** (nodi) non sono progettati per garantire **adeguate capacità di rotazione plastica** e di conseguenza sono caratterizzati da una scarsa capacità dissipativa.

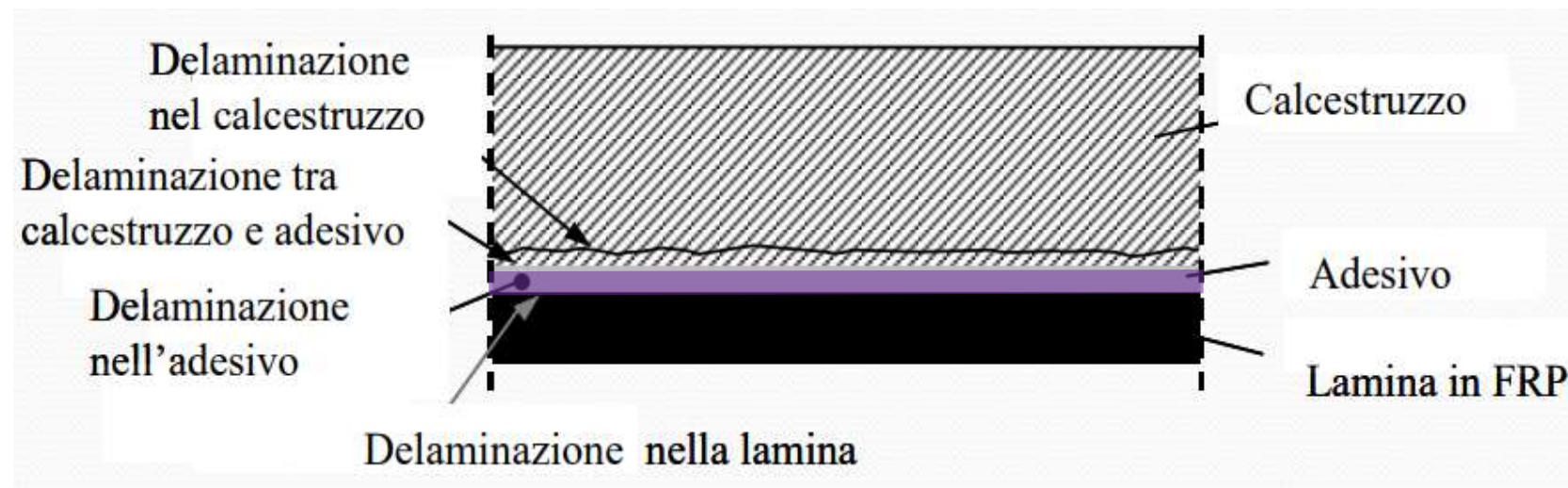
I telai delle costruzioni esistenti sono privi di staffature nella zona nodale ed hanno una ridotta staffatura nei pilastri e nelle travi in prossimità della zona nodale.

INTERVENTI CON FRP

Meccanismo di rottura per delaminazione

La delaminazione può verificarsi:

- all'interno dell'adesivo,
- tra calcestruzzo ed adesivo,
- nel calcestruzzo
- all'interno del rinforzo tra i diversi strati di tessuto.

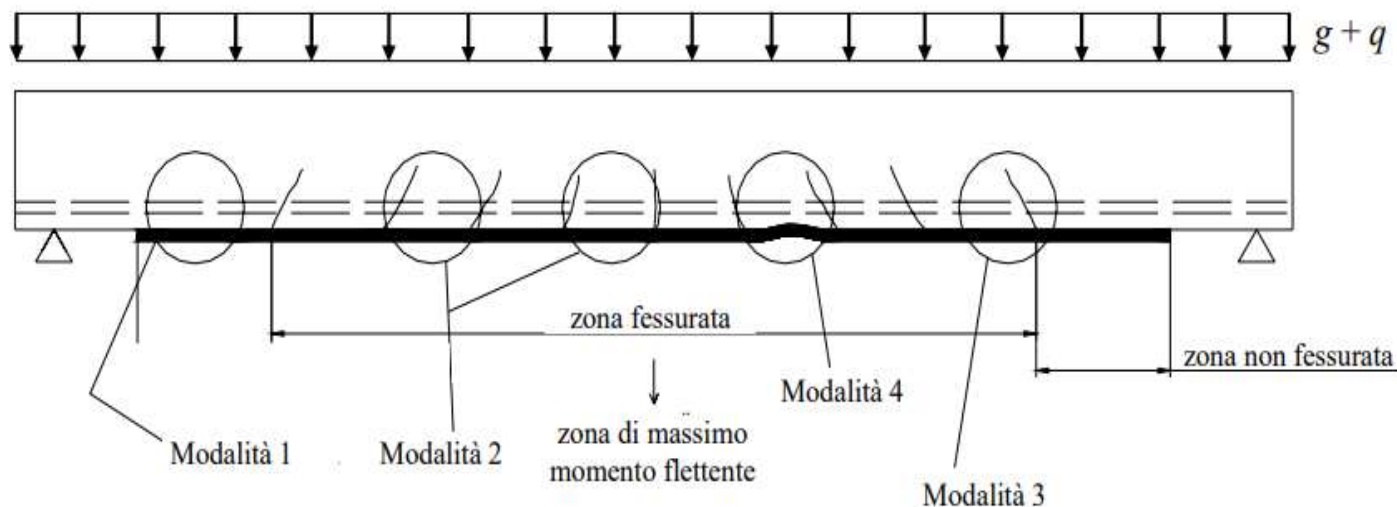


INTERVENTI CON FRP

Meccanismo di rottura per delaminazione

Il collasso per distacco dal supporto del rinforzo applicato ad una trave inflessa può avvenire in quattro diversi modi:

- distacco di estremità (modo 1),
- distacco intermedio, causato da fessure per flessione nella trave (modo 2),
- distacco causato da fessure diagonali da taglio (modo 3),
- distacco causato da irregolarità sulla superficie (modo 4).



INTERVENTI CON FRP

Meccanismo di rottura per delaminazione

La **crisi per distacco** si verifica per il raggiungimento della **massima forza trasmissibile dal rinforzo al calcestruzzo**, che viene raggiunta in corrispondenza di un **valore ottimale della lunghezza di ancoraggio** l_e ; per lunghezze di ancoraggio superiori non si hanno incrementi della forza trasmessa. Il valore di calcolo di tale lunghezza l_{ed} è pari a

$$l_{ed} = \min \left\{ \frac{1}{1.25 f_{bd}} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 E_f t_f \Gamma_{Fd}}{2}}, 200 \text{ mm} \right\}$$

E_f, t_f sono il modulo elastico e lo spessore del composito fibrorinforzato

Γ_{Fd} è l'energia specifica di frattura

f_{bd} è la tensione tangenziale di aderenza

$k_b = 1.0 \div 1.18$ Coeff. Correttivo geom

$$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b k_G}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} f_{ctm}}, \quad f_{bd} = \frac{2 \Gamma_{Fd}}{s_u}, \quad k_G = \begin{cases} 0.023 & \text{Per compositi preformati} \\ 0.037 & \text{Per compositi impregnati in situ} \end{cases}$$

f_{cm}, f_{ctm} sono la resistenza a compressione e trazione del calcestruzzo in situ

s_u è il valore ultimo dello scorrimento tra FRP e supporto (=0.25 mm)

INTERVENTI CON FRP

Meccanismo di rottura per delaminazione

Se il **distacco riguarda l'estremità del composito** (modo 1), e per **lunghezze di ancoraggio maggiori o uguali a quella ottimale**, la tensione di progetto massima del sistema di rinforzo senza che si verifichi il distacco di estremità è

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{f,d}} \cdot \sqrt{\frac{2 E_f \Gamma_{Fd}}{t_f}} \quad \gamma_{f,d} \text{ è un coefficiente parziale (1.20-1.50)}$$

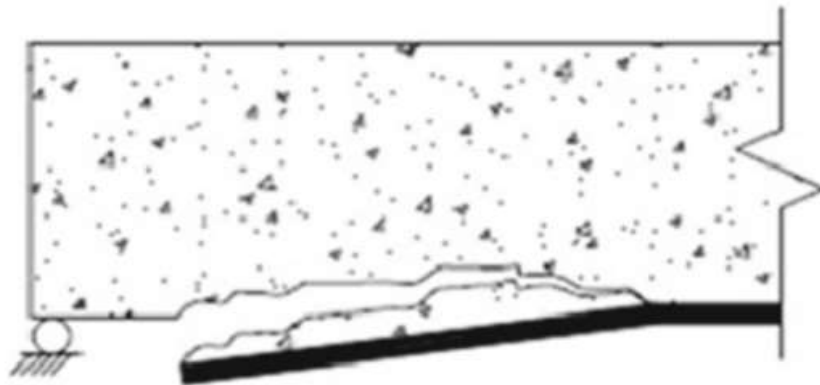
Per **lunghezze di ancoraggio minori di quella ottimale**, la tensione di progetto va ridotta secondo la relazione:

$$f_{fdd,rid} = f_{fdd} \frac{l_b}{l_{ed}} \cdot \left(2 - \frac{l_b}{l_{ed}} \right)$$

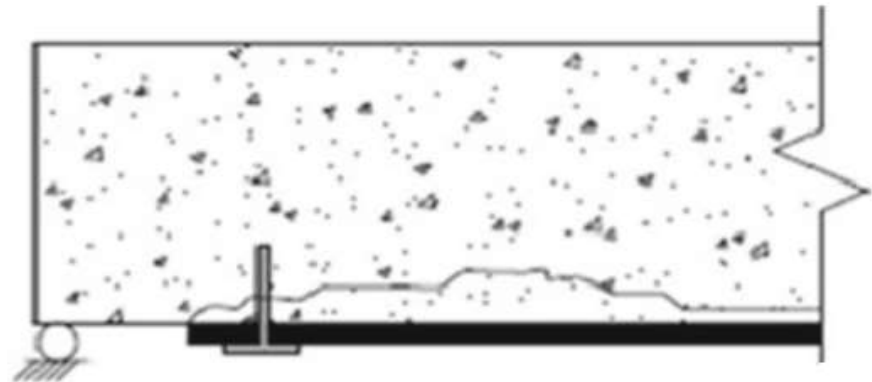
INTERVENTI CON FRP

Meccanismo di rottura per delaminazione

Per incrementare il valore di f_{dd} ottenuti, è necessario utilizzare **dispositivi di ancoraggio specifici** (meccanici o chimici). Sono necessari **spinotti iniettati nel calcestruzzo** per contrastare possibili **tensioni di trazione all'interfaccia causate dalla formazione di fessure inclinate da taglio**



Distacco favorito da fessurazione e tensioni di trazione all'interfaccia



Applicazione di spinotto per contrastare la trazione

INTERVENTI CON FRP

Meccanismo di rottura per delaminazione

Nel caso di **distacco intermedio** (modo 2), la tensione di progetto massima nel composito fibrorinforzato è data dalla relazione:

$$f_{fdd,2} = \frac{k_q}{\gamma_{f,d}} \cdot \sqrt{\frac{2 E_f \Gamma_{Fd}}{t_f} \cdot \frac{k_{G,2}}{k_G}}$$

k_q è un coefficiente che tiene conto della condizione di carico (1.25 car dist, 1.00 altri casi)

$k_{G,2}$ è un coefficiente correttivo da assumere pari a 0.10, per ogni tipo di rinforzo

Di conseguenza, la **massima deformazione** che si può assumere nel composito, affinché **non si verifichi il distacco intermedio**, è

$$\varepsilon_{fdd} = f_{fdd} \frac{f_{fdd,2}}{E_f}$$

RINFORZO DI STRUTTURE A TELAIO IN CLS

Per le criticità evidenziate nell'introduzione, si rendono necessari interventi di rinforzo che riguardano:

- a) l'incremento della resistenza a flessione;**
- b) l'incremento della resistenza a taglio;**
- c) il confinamento del calcestruzzo alle estremità di travi e pilastri;**
- d) il miglioramento delle prestazioni dei nodi di strutture in zona sismica.**

RINFORZO DI STRUTTURE A TELAIO IN CLS

Incremento della resistenza a flessione

Il rinforzo a flessione con materiali compositi si può eseguire applicando una lamina preformata oppure uno o più strati di tessuto al lembo teso della trave da rinforzare.

In condizioni limite ultime, si richiede di dimensionare il rinforzo necessario per far sì che il momento agente risulti inferiore al momento resistente nella sezione maggiormente sollecitata.

Per il calcolo del momento resistente si opera come per le sezioni in c.a. aggiungendo il contributo del composito, assunto perfettamente aderente al calcestruzzo e con un legame costitutivo elastico lineare fino a rottura.

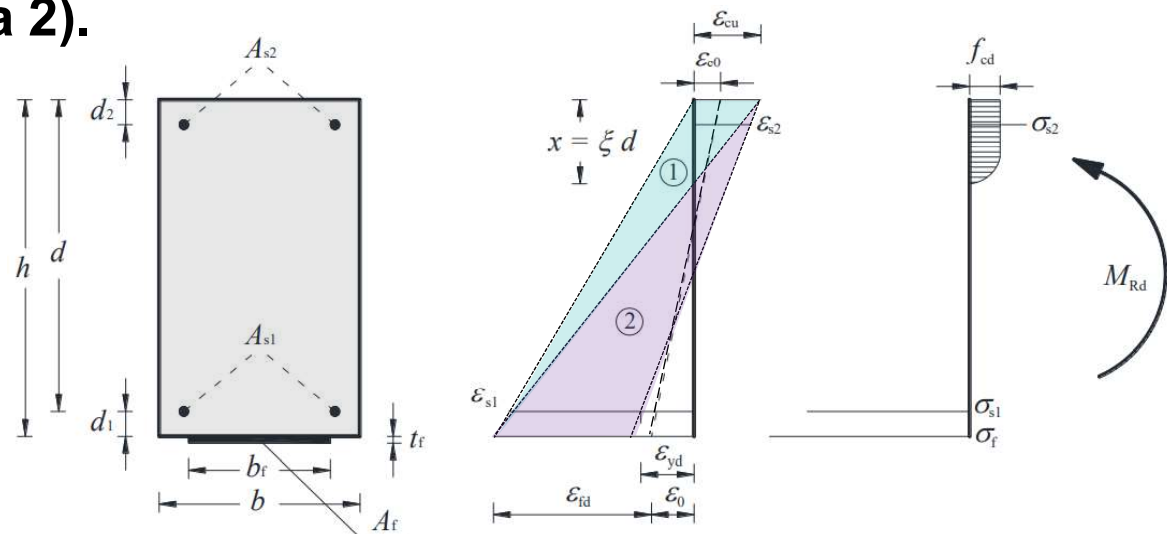
RINFORZO DI STRUTTURE A TELAIO IN CLS

Incremento della resistenza a flessione

L'intervento di rinforzo è efficace solo per sezioni a debole armatura.

Il calcolo del momento resistente si ricava utilizzando le equazioni di equilibrio alla traslazione nella direzione dell'asse della trave ed alla rotazione attorno ad un asse passante per il baricentro delle armature tese.

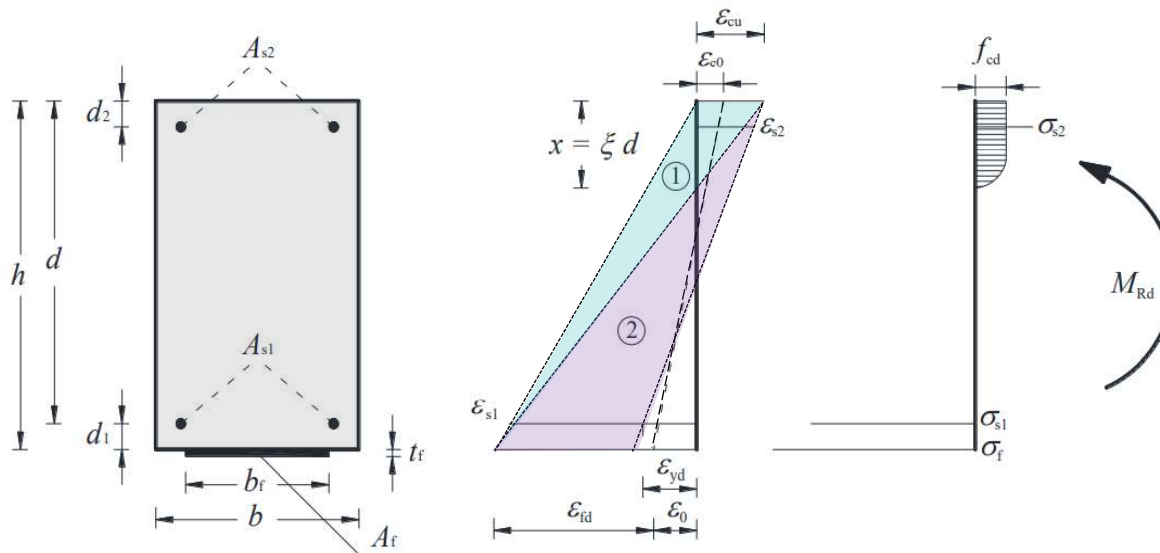
Come evidenziato in Figura, si possono distinguere due tipi di rottura: **per raggiungimento della massima deformazione nel rinforzo**, normalmente pari a ε_{fd} (zona 1), o la **massima contrazione nel calcestruzzo** ε_{cu} (zona 2).



RINFORZO DI STRUTTURE A TELAIO IN CLS

Incremento della resistenza a flessione

Le deformazioni nelle diverse fibre (FRP ε_f , armature tese ε_{s1} , armature compresse ε_{s2} e calcestruzzo ε_c), per le due zone di rottura, sono riportate in Figura. Nel calcolo è necessario tener conto della deformazione ε_0 preesistente all'applicazione del rinforzo in corrispondenza dell'estremo teso, per la presenza del momento M_0 . Se M_0 è inferiore al momento di prima fessurazione, si può trascurare il suo contributo.



Zona di rottura 1

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{fd}$$

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_0) \cdot \frac{x}{(h-x)} \leq \varepsilon_{cu}$$

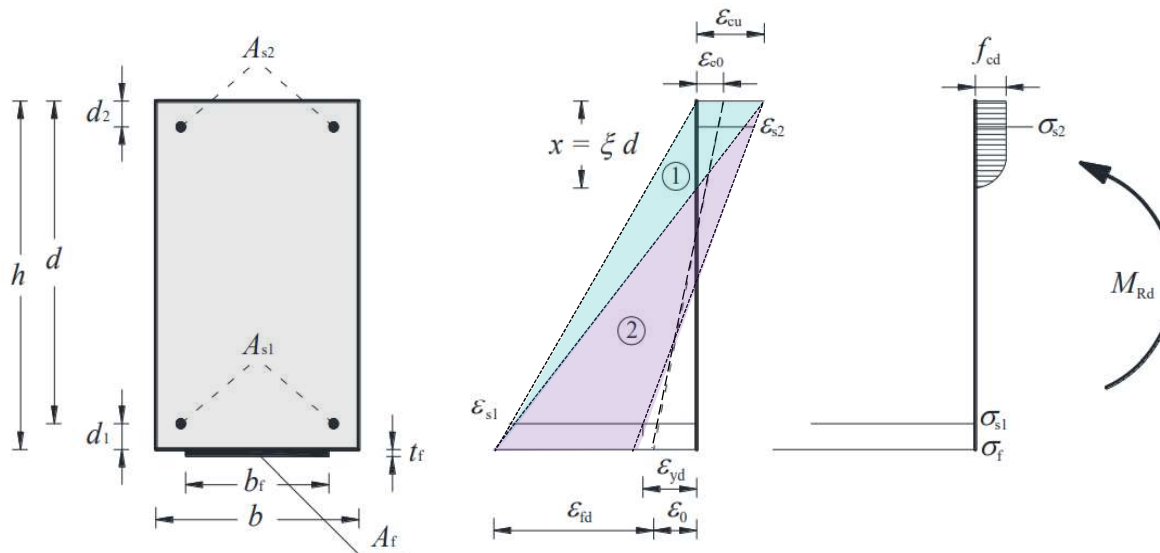
$$\varepsilon_{s2} = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_0) \cdot \frac{x-d_2}{(h-x)}$$

$$\varepsilon_{s1} = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_0) \cdot \frac{(d-x)}{(h-x)}$$

RINFORZO DI STRUTTURE A TELAIO IN CLS

Incremento della resistenza a flessione

Le deformazioni nelle diverse fibre (FRP ε_f , armature tese ε_{s1} , armature compresse ε_{s2} e calcestruzzo ε_c), per le due zone di rottura, sono riportate in Figura. Nel calcolo è necessario tener conto della deformazione ε_0 preesistente all'applicazione del rinforzo in corrispondenza dell'estremo teso, per la presenza del momento M_0 . Se M_0 è inferiore al momento di prima fessurazione, si può trascurare il suo contributo.



Zona di rottura 2

$$\varepsilon_f = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \cdot (h - x) - \varepsilon_0 \leq \varepsilon_{fd}$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_2}{x}$$

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d - x}{x}$$

RINFORZO DI STRUTTURE A TELAIO IN CLS

Incremento della resistenza a flessione

Il momento resistente è uguale a

$$M_{Rd} = \psi b x f_{cd} \cdot (d - \lambda x) + A_{s2} \sigma_{s2} \cdot (d - d_2) + A_f E_f \varepsilon_f d_1$$

$$x = \frac{A_{s1} f_{yd} + A_f E_f \varepsilon_f - A_{s2} \sigma_{s2}}{\psi b f_{cd}}$$

ψ è la risultante delle compressioni sul calcestruzzo

λ è la distanza della risultante delle compressioni dal lembo superiore

Un'attenzione particolare va dedicata per **scongiurare il collasso per distacco di estremità**; bisogna, infatti, verificare che la tensione nel composito, nella sezione dalla quale si rende necessario il rinforzo per la resistenza a flessione dell'elemento, non superi la resistenza al distacco (f_{fdd} o $f_{fdd,rid}$).

Per tener conto della **possibilità di fessure inclinate per taglio**, si deve applicare la traslazione del diagramma del momento di una quantità pari a $0.9 d (1 - \cotg \alpha)$, con α inclinazione dell'armatura d'anima.

RINFORZO DI STRUTTURE A TELAIO IN CLS

Incremento della resistenza a flessione

Dopo le verifiche SLU bisogna eseguire le verifiche agli SLE: **verifiche tensionali nei materiali, verifiche di fessurazione e verifiche di deformazione.**

In particolare le **verifiche tensionali sull'acciaio di armatura** sono particolarmente importanti per evitare che l'acciaio delle armature esistenti possa snervarsi in esercizio.

Infatti, con i **carichi presenti sulla trave prima dell'intervento**, il livello tensionale può essere già sensibilmente elevato e prossimo alla **tensione di snervamento.**

Il rinforzo, in questi casi, può portare ad un limitato beneficio (limitata deformazione disponibile per il composito);

per **incrementare l'efficacia**, si può procedere allo **scarico parziale di trave/solaio esistenti con l'impiego di dispositivi per il sollevamento** (martinetti idraulici, sistemi a vite, ecc.).

RINFORZO DI STRUTTURE A TELAIO IN CLS

Incremento della resistenza a taglio

Frequentemente gli elementi strutturali che risultato sottodimensionati a flessione presentano una carenza di resistenza anche a taglio;

inoltre, la disposizione delle armature per il taglio spesso non ha seguito le indicazioni progettuali, oppure, le disposizioni normative dell'epoca della costruzione non erano conservative nei confronti di questa caratteristica di sollecitazione.

Allora, se le verifiche eseguite con le normative attuali, tenendo conto sia dei contributi del calcestruzzo che delle armature d'anima presenti, non risultano soddisfatte, è necessaria l'applicazione di un sistema di rinforzo che permetta di raggiungere la resistenza richiesta.

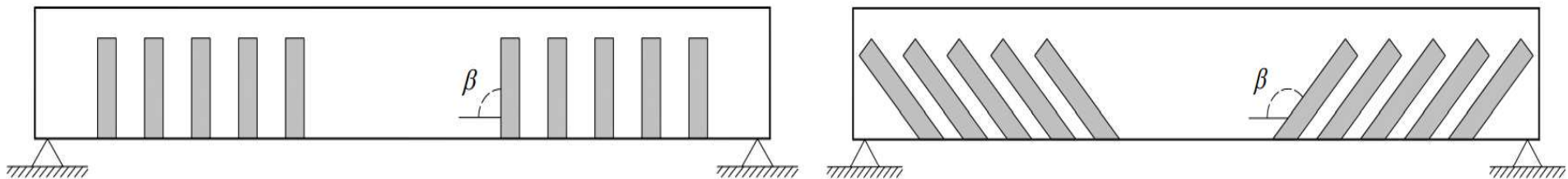
RINFORZO DI STRUTTURE A TELAIO IN CLS

Incremento della resistenza a taglio

Il rinforzo a taglio di travi in calcestruzzo armato si può realizzare applicando dei **nastri o tessuti in composito incollati sulla superficie esterna**.

Nel caso di **nastri monodimensionali** possono essere disposti **perpendicolari o inclinati** rispetto all'asse della trave, come le staffe e i ferri piegati.

I nastri in composito possono essere disposti affiancati o distanziati



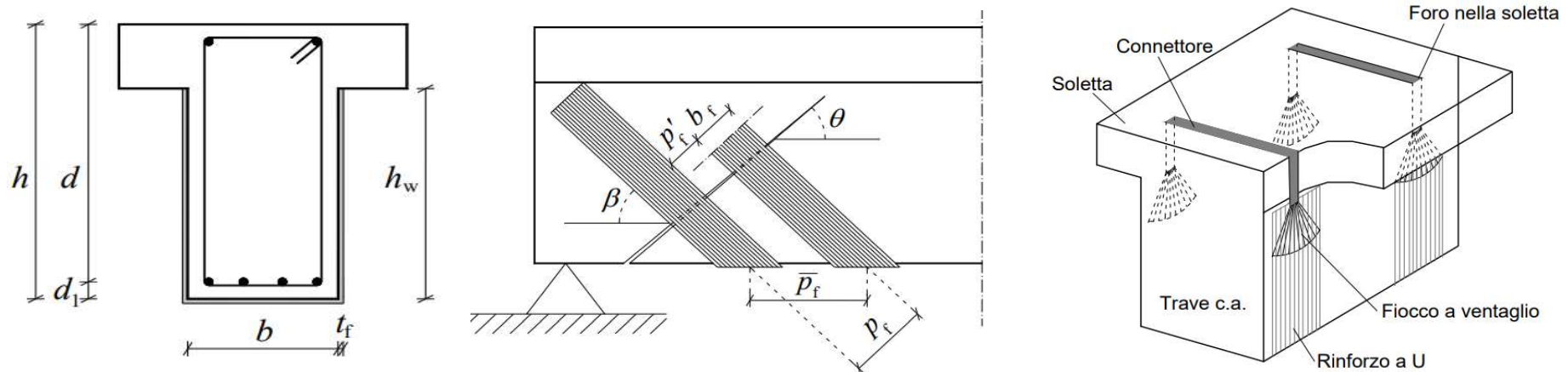
RINFORZO DI STRUTTURE A TELAIO IN CLS

Incremento della resistenza a taglio

Spesso le travi sostengono una soletta in calcestruzzo per cui i nastri vengono disposti a U.

Diversamente, se si può intervenire su tutta la superficie laterale, si adotta la disposizione in avvolgimento.

La disposizione a U richiede l'impiego di opportuni dispositivi speciali (sistemi meccanici di serraggio delle estremità dei nastri e solidarizzati all'intradosso della trave oppure fiocchi in vetro/carb. ancorati al corrente compresso mediante iniezione o avvolgimento



RINFORZO DI STRUTTURE A TELAIO IN CLS

Incremento della resistenza a taglio

La presenza di **nastri in composito** applicati per incrementare la resistenza a taglio comporta un incremento della **resistenza a taglio trazione dell'elemento non rinforzato** con un termine aggiuntivo, valutato in base al meccanismo a traliccio di Mörsch, pari a

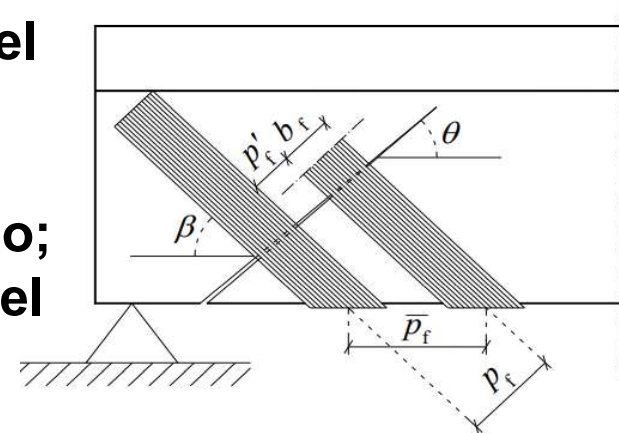
$$V_{Rd,f} = \frac{1}{1.2} \cdot 0.9 d f_{fed} 2 t_f (\cot g \vartheta + \cot g \beta) \frac{b_f}{p_f}$$

d è l'altezza utile della sezione

f_{fed} è la resistenza efficace del sistema di rinforzo

t_f, b_f, p_f sono lo spessore del rinforzo, la lunghezza e il passo dei nastri (in direz. perp. alle fibre)

Nel caso di applicazione ad U, l'incollaggio del nastro spesso non avviene nel corrente superiore della trave ma nel dente di calcestruzzo al di sopra della fessura da taglio; bisogna scongiurare l'innescò del distacco del composito dal supporto.



RINFORZO DI STRUTTURE A TELAIO IN CLS

Incremento della resistenza a taglio

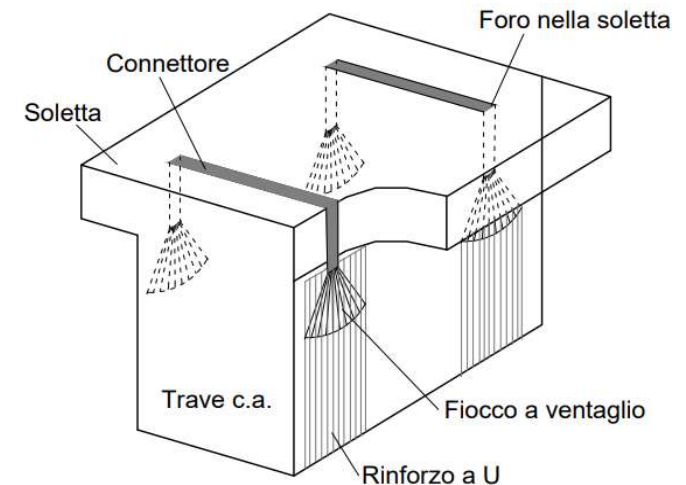
In questi casi è opportuno utilizzare appositi dispositivi di ancoraggio; diversamente si può utilizzare una tensione efficace del sistema di rinforzo fornita dalla relazione:

$$f_{fed} = f_{fdd} \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{l_{ed} \cdot \sin \beta}{\min(0.9d, h_w)} \right]$$

h_w è l'altezza dell'anima della trave

β è angolo di inclinazione delle fibre

Nel caso di sezioni prossime ad un appoggio di continuità (momento che tende le fibre superiori) diventa assolutamente necessario utilizzare dispositivi di ancoraggio speciali per garantire un efficace collegamento dei nastri con il corrente teso superiore.



RINFORZO DI STRUTTURE A TELAIO IN CLS

Incremento della resistenza a taglio

Nel caso di elementi disposti in avvolgimento su sezione rettangolare, il valore della tensione efficace è data dalla relazione:

$$f_{fed} = f_{fdd} \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{l_e \cdot \sin \beta}{\min(0.9d, h_w)} \right] + \frac{1}{2} (\phi_R f_{fd} - f_{fdd}) \cdot \left[1 - \frac{l_e \cdot \sin \beta}{\min(0.9d, h_w)} \right]$$

$$\phi_R = 0.2 + 1.6 \frac{r_c}{b}$$

$$\frac{r_c}{b} = 0.0 \div 0.5$$

r_c è il raggio di curvatura realizzato in corrispondenza dello spigolo della sez. rinforzata

RINFORZO DI STRUTTURE A TELAIO IN CLS

Il confinamento del calcestruzzo alle estremità di travi e pilastri

Il **confinamento di elementi in calcestruzzo armato** può portare ad un buon **incremento della capacità portante** e ad un **significativo aumento della duttilità**.

Il confinamento **può essere realizzato utilizzando compositi fibrorinforzati in avvolgimento perimetrale** dell'elemento strutturale.

Questo intervento consente di **migliorare in maniera significativa la capacità di rotazione plastica delle sezioni di estremità di travi e pilastri** evitando lo scalzamento del calcestruzzo e l'annullamento di taglio e momento resistenti, con conseguenze molto gravi per la costruzione

RINFORZO DI STRUTTURE A TELAIO IN CLS

Il confinamento del calcestruzzo alle estremità di travi e pilastri

L'incremento di resistenza dipende dalla rigidezza del rinforzo, dalla forma della sezione trasversale e dalla spaziatura del rinforzo lungo l'asse dell'elemento. In assenza di fenomeni di instabilità, la resistenza di progetto di un pilastro soggetto ad azione assiale è data dalla relazione:

$$N_{RCC,d} = \frac{1}{1.1} \cdot A_c f_{ccd} + A_s f_{yd}$$

$$\frac{f_{ccd}}{f_{cd}} = 1 + 2.6 \cdot \left(\frac{k_{eff} f_1}{f_{cd}} \right)^{2/3}$$

$K_{eff} < 1.0$
Coeff. efficienza

A_c, f_{ccd} sono l'area della sezione trasversale e la resistenza del cls confinato

A_s, f_{yd} sono l'area e la tensione di snervamento dell'armatura metallica presente

f_{cd}, f_1 sono la resistenza a compressione del cls non confinato e la pressione di confin.

$$f_1 = \frac{1}{2} \rho_f E_f \varepsilon_{fd,rid}$$

ρ_f è la percentuale volumetrica di rinforzo

$$\varepsilon_{fd,rid} = \min \left\{ \begin{array}{l} \eta_a \varepsilon_{fk} / \gamma_f \\ 0.4\% \end{array} \right.$$

RINFORZO DI STRUTTURE A TELAIO IN CLS

Il confinamento del calcestruzzo alle estremità di travi e pilastri

η_a è il fattore di conversione ambientale e vale:

Condizione di esposizione	Tipo di fibra / resina	η_a
Interna	Vetro / Epossidica	0.75
	Arammidica / Epossidica	0.85
	Carbonio / Epossidica	0.95
Esterna	Vetro / Epossidica	0.65
	Arammidica / Epossidica	0.75
	Carbonio / Epossidica	0.85
Ambiente aggressivo	Vetro / Epossidica	0.50
	Arammidica / Epossidica	0.70
	Carbonio / Epossidica	0.85

$$\rho_f = \frac{4t_f b_f}{D p_f}$$

Pilastro circolare

$$\rho_f = \frac{2t_f (b+h)b_f}{bh p_f}$$

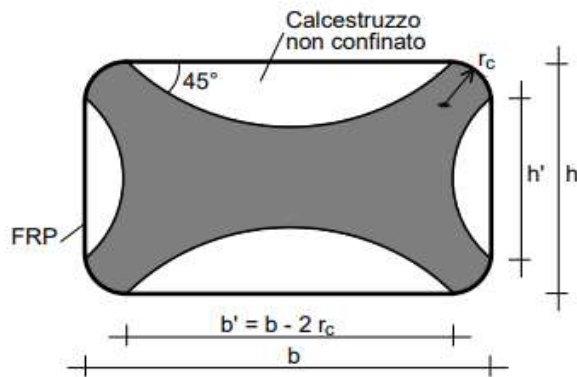
Pilastro rettangolare

RINFORZO DI STRUTTURE A TELAIO IN CLS

Il confinamento del calcestruzzo alle estremità di travi e pilastri

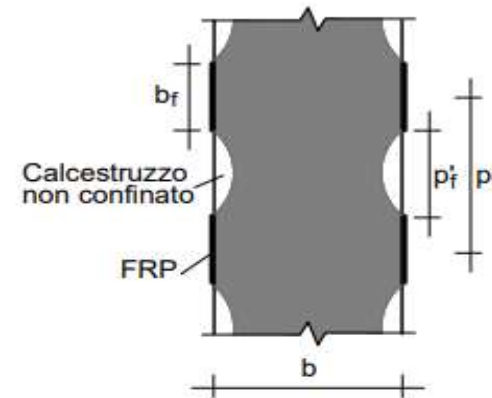
Il coefficiente k_{eff} tiene conto della forma della sezione, della distanza fra i rinforzi in direzione assiale e dell'inclinazione del rinforzo

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 A_g}, \quad k_V = \left(1 - \frac{p'_f}{2 d_{min}} \right), \quad k_\alpha = \frac{1}{1 + (\tan \alpha_f)^2} \quad \alpha_f \approx 0$$



$$k_{eff} = k_H \cdot k_V \cdot k_\alpha$$

$K_H = 1$ Sezione circolare



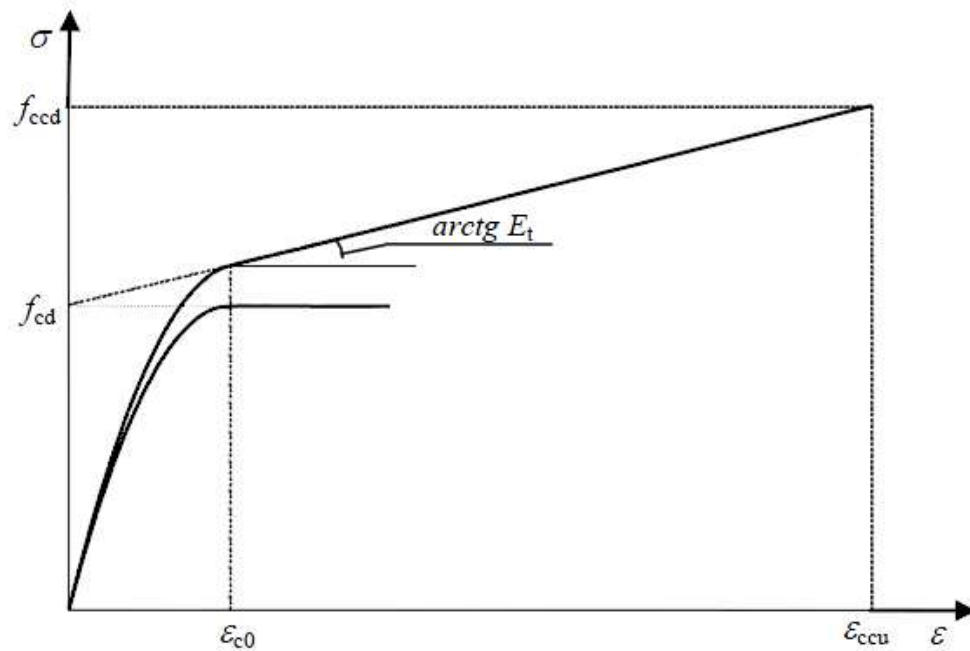
A_g, d_{min} sono la sezione trasversale confinata e la dimensione minima trasversale

Nel caso di elementi soggetti a pressoflessione, il confinamento consente di incrementare in maniera significativa la loro duttilità. La deformazione ultima del cls diventa:

$$\varepsilon_{ccu} = 0.0035 + 0.015 \cdot \sqrt{\frac{k_{eff} f_1}{f_{cd}}}$$

INCREMENTO CAPACITA' DEFORMATIVA LOCALE

Legame costitutivo calcestruzzo confinato con FRP



$$f_c = f_{cd} \cdot \left[a \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 \right] \quad \text{per } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c0}$$

$$f_c = f_{cd} \cdot \left[1 + b \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right] \quad \text{per } \varepsilon_{c0} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu}$$

$$a = 1 + \gamma$$

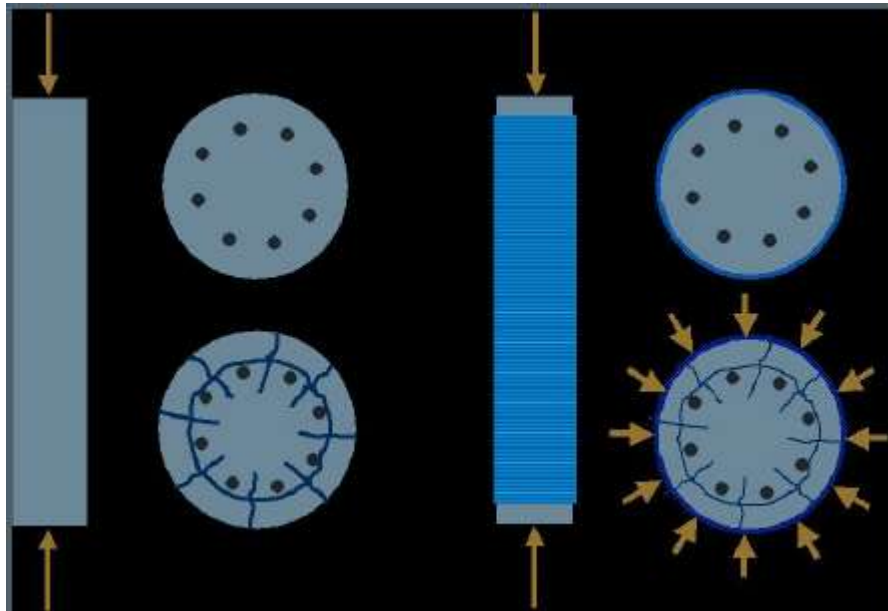
$$\gamma = \frac{f_{cd} + E_t \cdot \varepsilon_{c0}}{f_{cd}}$$

$$b = \gamma - 1$$

Legame σ - ε calcestruzzo confinato con FRP

$$E_t = \frac{f_{ccd} - f_{cd}}{\varepsilon_{ccu}}$$

RINFORZO PILASTRI IN C.A. MEDIANTE FASCIATURA CON FRP (Confinamento)



MECCANISMI DI COLLASSO DI PIANO

I meccanismi di collasso di piano si possono attivare in seguito alla formazione di cerniere plastiche agli estremi dei pilastri



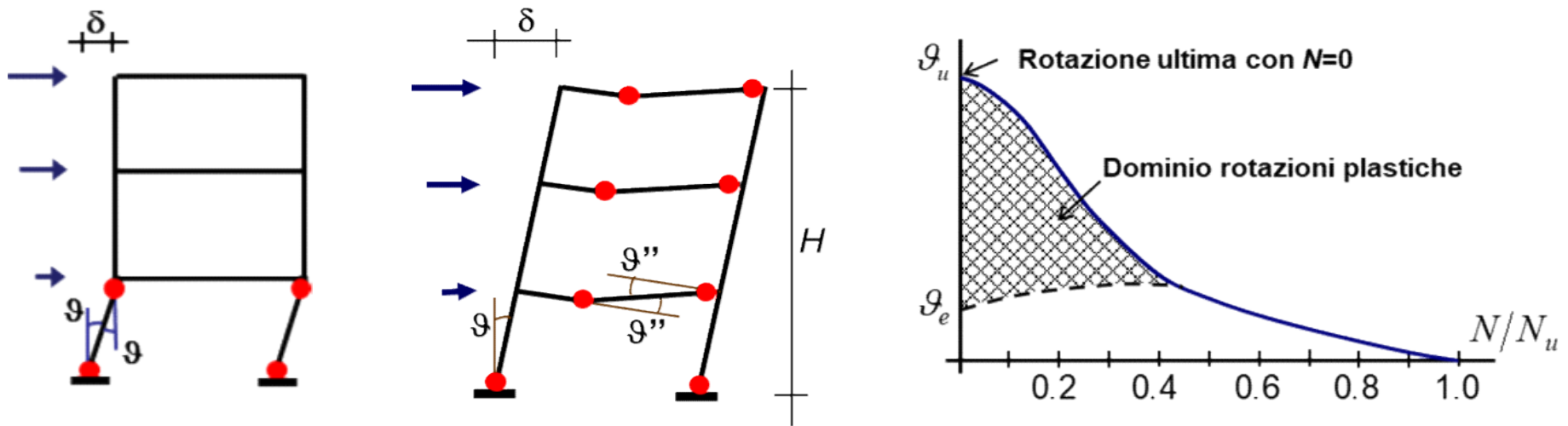
L'intervento deve essere finalizzato ad incrementare in tali zone la resistenza a flessione composta con l'obiettivo di inibire la formazione delle suddette cerniere.

RINFORZO DI STRUTTURE A TELAIO IN CLS

Miglioramento delle prestazioni dei nodi di strutture in zona sismica

Per migliorare la duttilità dei telai, si deve far in modo che **le cerniere plastiche si formino nelle travi anziché nei pilastri**.

In pratica bisogna fare in modo che **la somma dei momenti resistenti dei pilastri in prossimità di un nodo risulti non minore della somma dei momenti resistenti delle travi** che concorrono nello stesso nodo, amplificata di un coefficiente di sovraresistenza γ_{Rd} .



MODIFICA POSIZIONE CERNIERE PLASTICHE

Gerarchia delle resistenze

- Eliminazione di tutte le potenziali cerniere plastiche dai pilastri



- Nelle situazioni di “pilastro debole-trave forte” degli edifici esistenti intelaiati le sezioni dei pilastri sono sottodimensionate e denunciano carenza di armatura
- Necessario incrementare la resistenza a flessione composta e ricondurre la struttura intelaiata ad una situazione di “pilastro forte-trave debole”. La cerniera plastica si potrà formare nella trave.

RINFORZO DI STRUTTURE A TELAIO IN CLS

Miglioramento delle prestazioni dei nodi di strutture in zona sismica

La capacità di rotazione plastica allo Stato Limite di Collasso, per travi e pilastri, se non valutata mediante analisi non lineari, può essere stimata con la seguente relazione (Circolare 21-01-2019):

$$\vartheta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left(\vartheta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_V} \right) \right)$$

$$\gamma_{el} = 1.5$$

$$L_V = M/V$$

$$L_{pl} = 0.1 L_V + 0.17 h + 0.24 \frac{d_{bl} f_y}{\sqrt{f_c}}$$

$$\vartheta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_V} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_{bl} f_y}{\sqrt{f_c}}$$

Dal rapporto tra la curvatura ultima e quella allo snervamento si ricava la **capacità di duttilità in curvatura**; dalle rotazioni si possono ricavare gli spostamenti in sommità ultimi e allo snervamento e di conseguenza la **capacità di duttilità in spostamento**.

RINFORZO DI STRUTTURE A TELAIO IN CLS

Miglioramento delle prestazioni dei nodi di strutture in zona sismica

Siccome il meccanismo di **collasso per taglio è un meccanismo fragile**, bisogna dimensionare il rinforzo trasversale per **resistere a un valore del taglio alle estremità dei pilastri** ricavato con la relazione:

$$V_{Ed} = \frac{\gamma_{Rd} (M_{Rd}^s + M_{Rd}^i)}{l_c}$$

M_{Rd}^s, M_{Rd}^i sono i momenti resistenti nelle sezioni superiore e inferiore del pilastro
 l_c è l'altezza del pilastro

Infine, nei nodi bisogna verificare che questi non collassino con le forze che vengono trasmesse da travi e pilastri.

Si esegue **una verifica di resistenza**, in quanto, come per il taglio, **il meccanismo di rottura è di tipo fragile**.

Si può procedere con una procedura semplificata che prevede **la verifica di resistenza a trazione diagonale e a compressione diagonale della zona nodale**.

RINFORZO DI STRUTTURE A TELAIO IN CLS

Miglioramento delle prestazioni dei nodi di strutture in zona sismica

La **tensione di trazione diagonale** nel nodo può essere ricavata con la relazione:

$$\sigma_{jt} = \frac{N}{2A_j} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2}$$

La **tensione di compressione diagonale** nel nodo può essere ricavata con la relazione:

$$\sigma_{jc} = \frac{N}{2A_j} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \quad V_j = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} f_{yd} - V_c$$

V_c, A_{s1} sono il taglio nel pilastro sopra il nodo e l'area di armatura superiore della trave

A_j è l'area efficace del nodo

La **tensione di compressione** deve risultare **inferiore alla resistenza del calcestruzzo ridotta al 50%**;

la **tensione di trazione** va invece **affidata al tessuto di rinforzo applicato sulla zona nodale**.

ELEMENTI E MECCANISMI FRAGILI

Nodi

- Il calcolo dell'incremento di resistenza a trazione conseguibile nei pannelli dei nodi non confinati va eseguito tenendo conto del contributo dell'FRP nella direzione delle tensioni principali di trazione e limitando la max deformazione di questo al 0.4%.



ELEMENTI E MECCANISMI FRAGILI

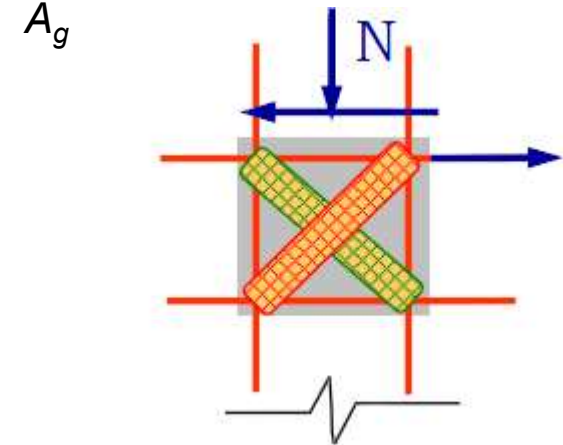
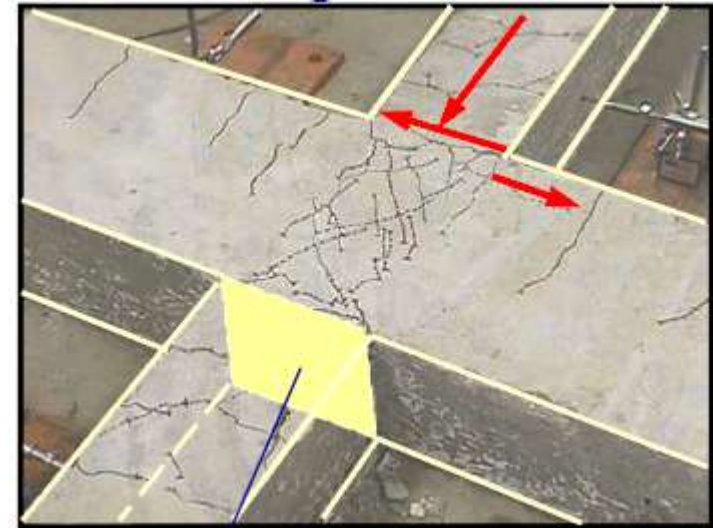
Nodi trave-pilastro

- La verifica va fatta solo per i nodi non interamente confinati
- La resistenza deve essere verificata sia lungo la diagonale compressa che lungo la diagonale tesa

$$\sigma_{jt} = \frac{N}{2A_j} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \leq 0.3\sqrt{f_{cd}}$$

$$\sigma_{jc} = \frac{N}{2A_j} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \leq 0.5f_{cd}$$

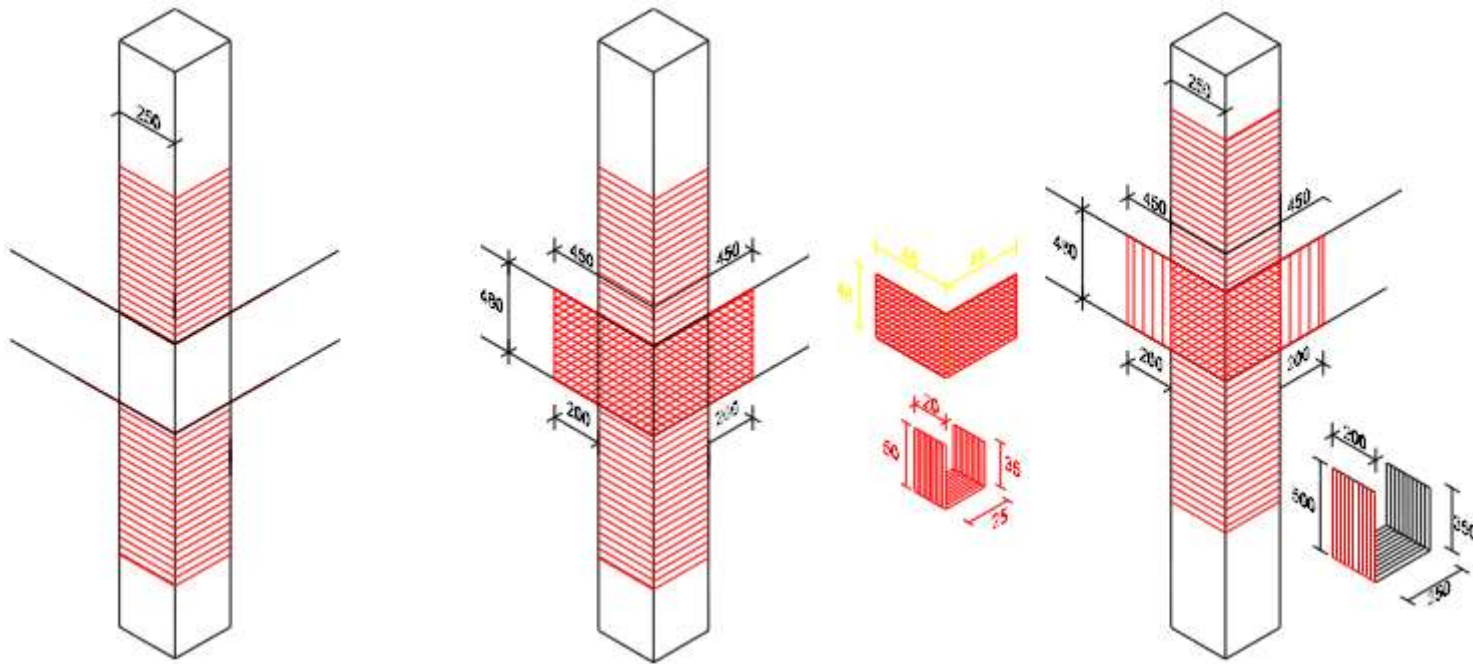
- Rinforzo con tessuto di vetro quadriassiale



ELEMENTI E MECCANISMI FRAGILI

Rinforzo dei nodi trave-pilastro

- Rinforzo delle zone di nodo con tessuto in avvolgimento
- Rinforzo pannello nodale con strati di tessuto quadriassiale
- Rinforzo trave a taglio con U-wrap unidirezionale



ELEMENTI E MECCANISMI FRAGILI

Rinforzo dei nodi trave-pilastro

L'intervento illustrato in Figura risulta anche efficace per contrastare l'instabilità delle barre di armatura in zona nodale causata da staffe troppo diradate. Il confinamento con la fasciatura avvolgente in fibra contribuisce efficacemente a contenere soprattutto le barre disposte agli angoli della sezione del pilastro.

