

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma

Giovedì 13/12/2018

in collaborazione con:



Corso di formazione:

***Comportamento strutturale di edifici in c.a.
esistenti e tecniche mirate al rinforzo antisismico***

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI EDIFICI IN C.A.

**Relatore: Ing. ANTONIO TRIMBOLI
Libero Professionista**

PROGRAMMA DELL'INTERVENTO

FUNZIONAMENTO DEGLI EDIFICI A TELAIO IN C.A.

RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

RINGROSSO DEI PILASTRI CON CAMICIA DI BETONCINO

RINFORZO DEI NODI TRAVE-PILASTRO

VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

RESPONSABILITÀ NELL'ANALISI DI STRUTTURE ESISTENTI

CONCLUSIONI

FUNZIONAMENTO DEGLI EDIFICI A TELAIO IN C.A.

Le prime norme per le costruzioni in cemento armato

Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici francese del 20.10.1906

“Instructions relatives a l’emploi du calcul de Béton Armé”

D.M. 10.01.1907

“Prescrizioni normali per l’esecuzione delle opere in cemento armato”

approvate dal Ministero dei Lavori Pubblici italiano

Regolamento del Ministero Prussiano dei Lavori Pubblici per l’esecuzione delle opere in cemento armato del 24.05.1907

La manualistica specializzata

Hennebique Ferro-Concrete – Theory and Practise – A handbook for engineers and architects – Mouchel & Partners - London 1909

Teoria e pratica del cemento armato – Emil Mörsch - Hoepli – Milano 1910

FUNZIONAMENTO DEGLI EDIFICI A TELAIO IN C.A.

Importanza lunghezza di ancoraggio delle barre

D.M. 10.01.1907: “*Nei punti d'interruzione i ferri verranno sovrapposti per una lunghezza di 30 diametri, legandoli insieme ed uncinandone le estremità, oppure verranno riuniti con manicotto filettato*”.

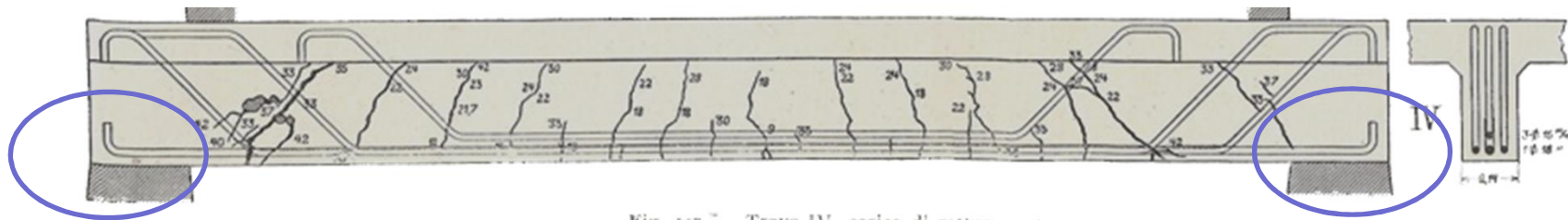


Fig. 147. — Trave IV, carico di rottura 42 t.

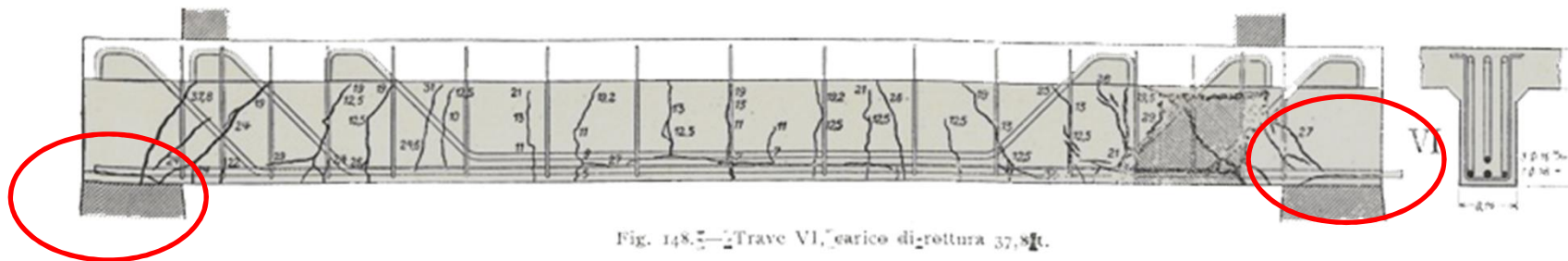
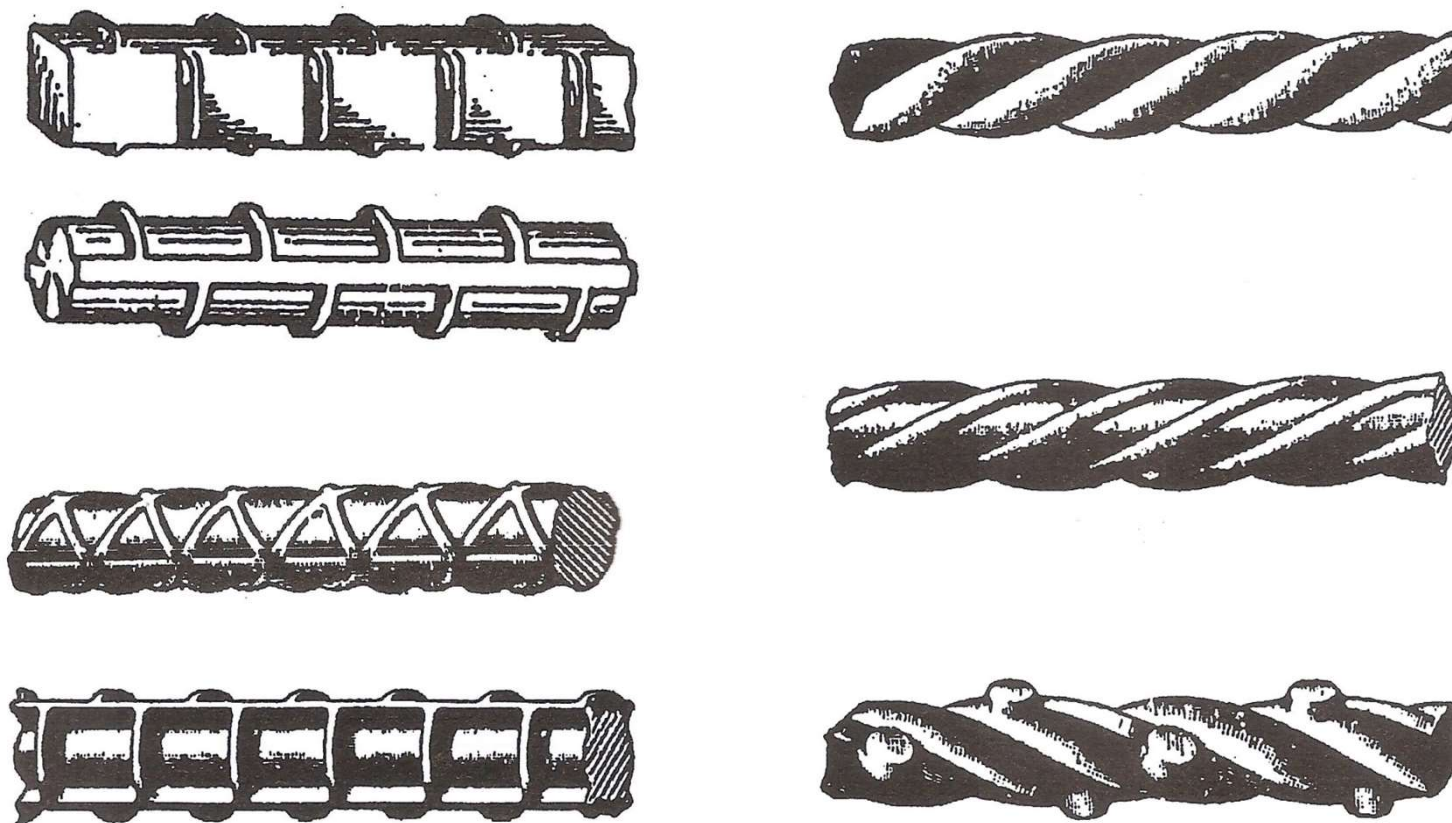


Fig. 148. — Trave VI, carico di rottura 37,8 t.

Da “Teoria e pratica del cemento armato – Emil Mörsch - Hoepli – Milano 1910”

FUNZIONAMENTO DEGLI EDIFICI A TELAIO IN C.A.

Importanza aderenza acciaio-calcestruzzo

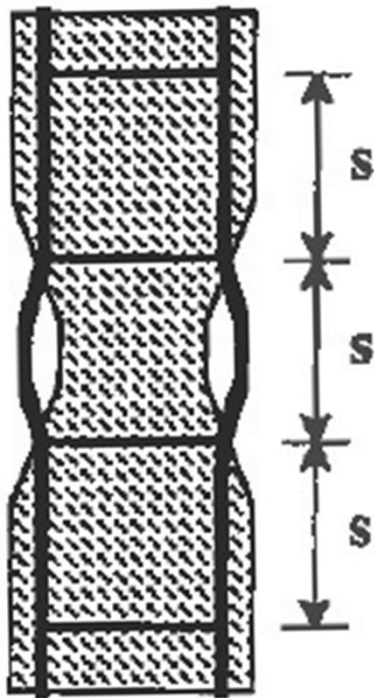


Esempi barre ad aderenza migliorata 1900 circa (Johnson, Ransome, Kahn...)

FUNZIONAMENTO DEGLI EDIFICI A TELAIO IN C.A.

Ruolo delle staffe per evitare la crisi per carico di punta nelle aste compresse

D.M. 10.01.1907: “le legature trasversali dei ferri che armano il pilastro devono essere eseguite, colla massima cura, e trovarsi almeno così vicine da escludere la possibilità della flessione laterale dei detti ferri considerati come isolati”



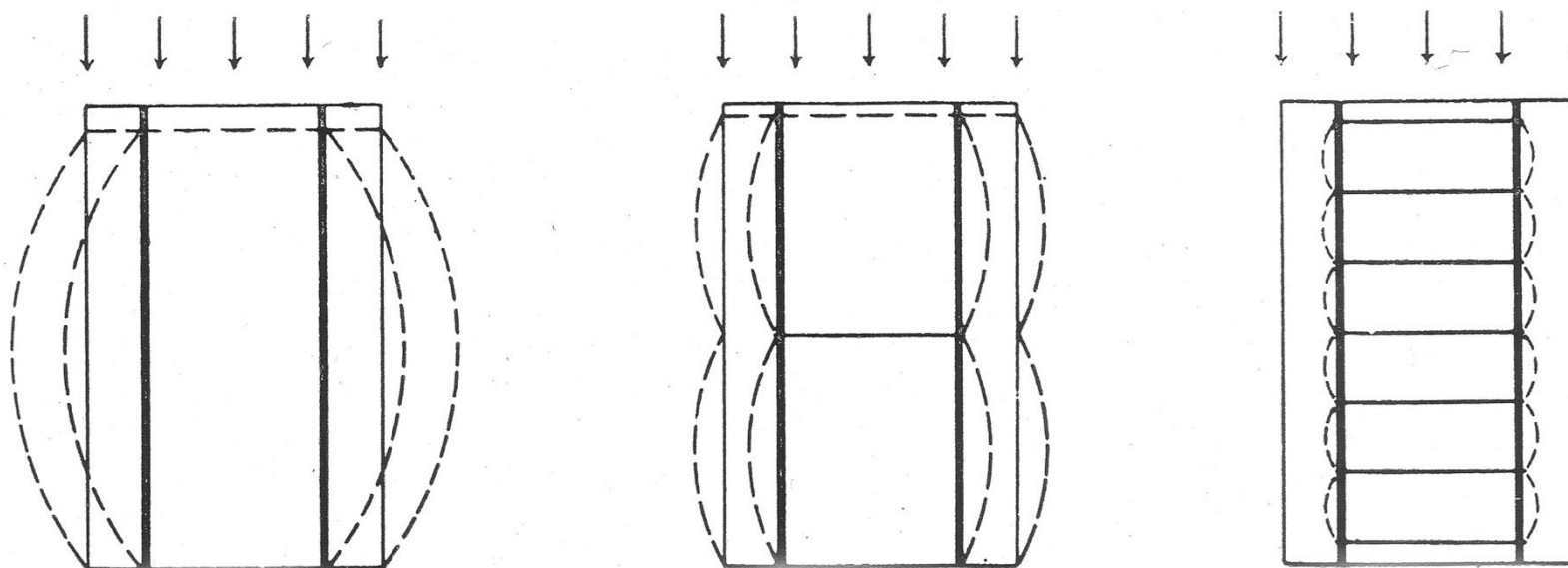
$$N_y = f_y \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} < N_E = \pi^2 \cdot \frac{E_s \cdot J}{l_0^2} = \pi^3 \cdot \frac{E_s \cdot \phi^4}{64 \cdot s^2}$$

- f_y = tensione di snervamento dell'acciaio
- ϕ = diametro della barra longitudinale
- E_s = modulo elastico dell'acciaio
- J = momento d'inerzia della barra
- l_0 = lunghezza libera di inflessione della barra
- s = passo delle staffe = l_0

$$s < \frac{\pi \cdot \phi}{4} \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$$

FUNZIONAMENTO DEGLI EDIFICI A TELAIO IN C.A.

Ruolo staffe sulle proprietà meccaniche del nucleo di calcestruzzo confinato



Da “Hennebique Ferro-Concrete – Theory and Practise – A handbook for engineers and architects – Mouchel & Partners - London 1909”

Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici francese del 20.10.1906

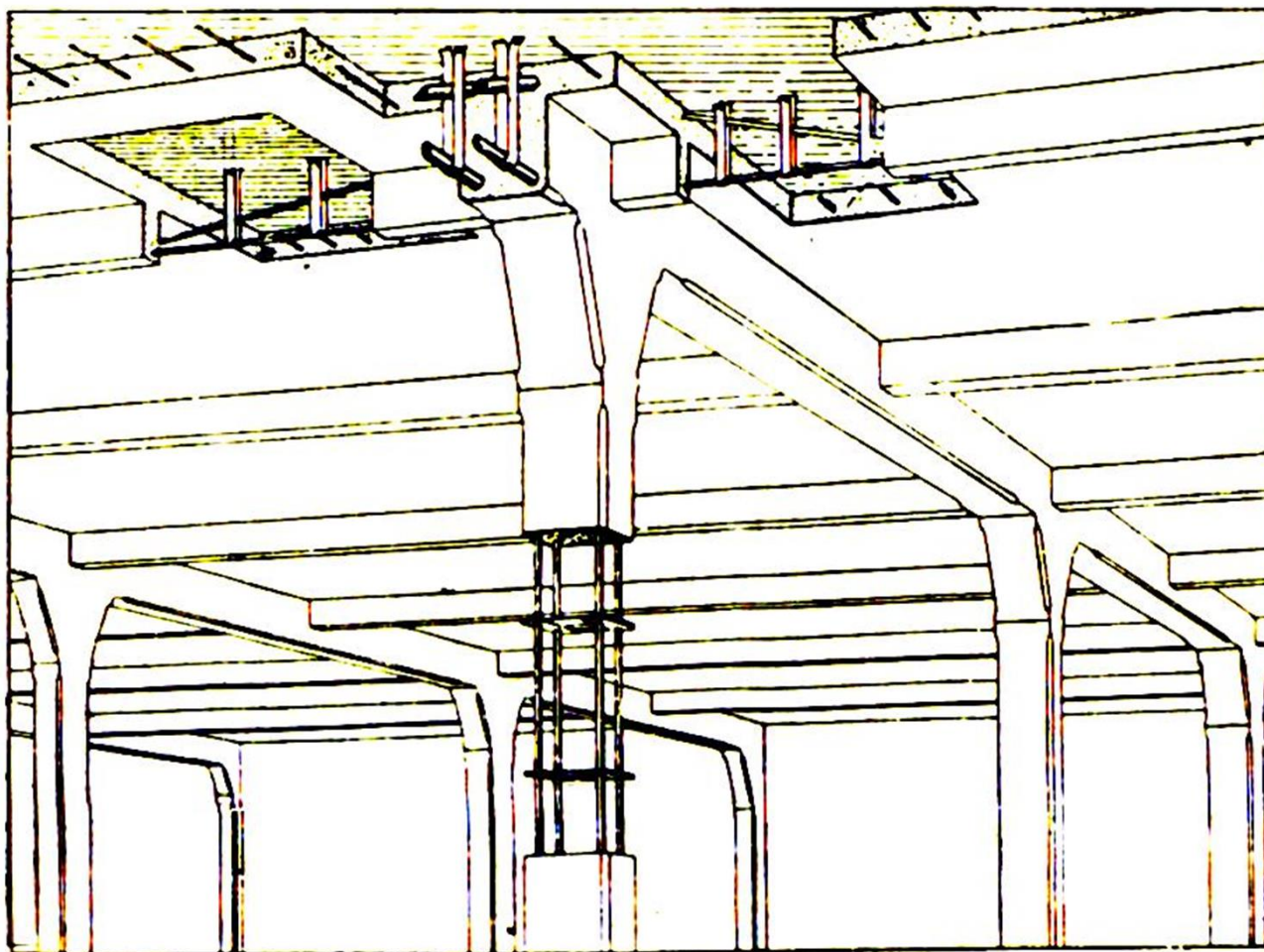
“Instructions relatives a l’emploi du calcul de Béton Armé”

La resistenza del calcestruzzo reale è pari a quella delle prove dei cubetti amplificata di un fattore che tiene conto delle staffe:

$$1 + m' \cdot \frac{V'}{V}$$

FUNZIONAMENTO DEGLI EDIFICI A TELAIO IN C.A.

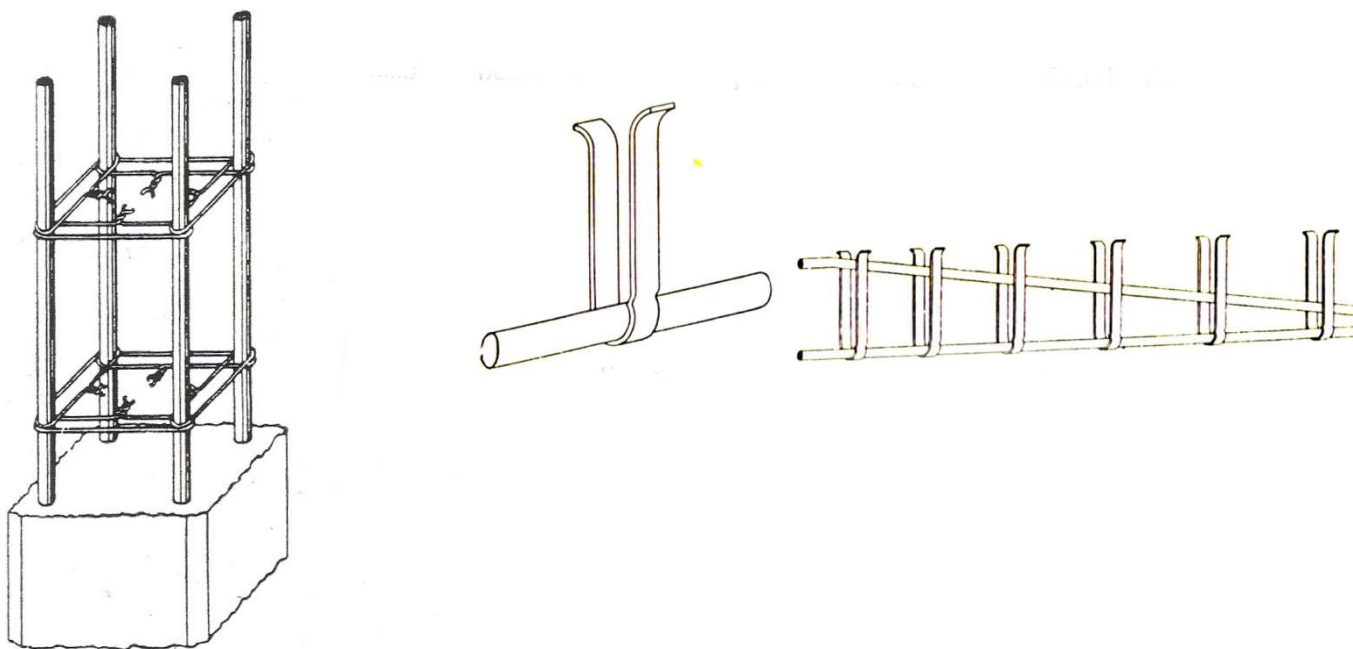
Funzionamento d'insieme



Configurazione sistema Francois Hennebique

FUNZIONAMENTO DEGLI EDIFICI A TELAIO IN C.A.

Ruolo delle staffe per il funzionamento delle travi e dei pilastri

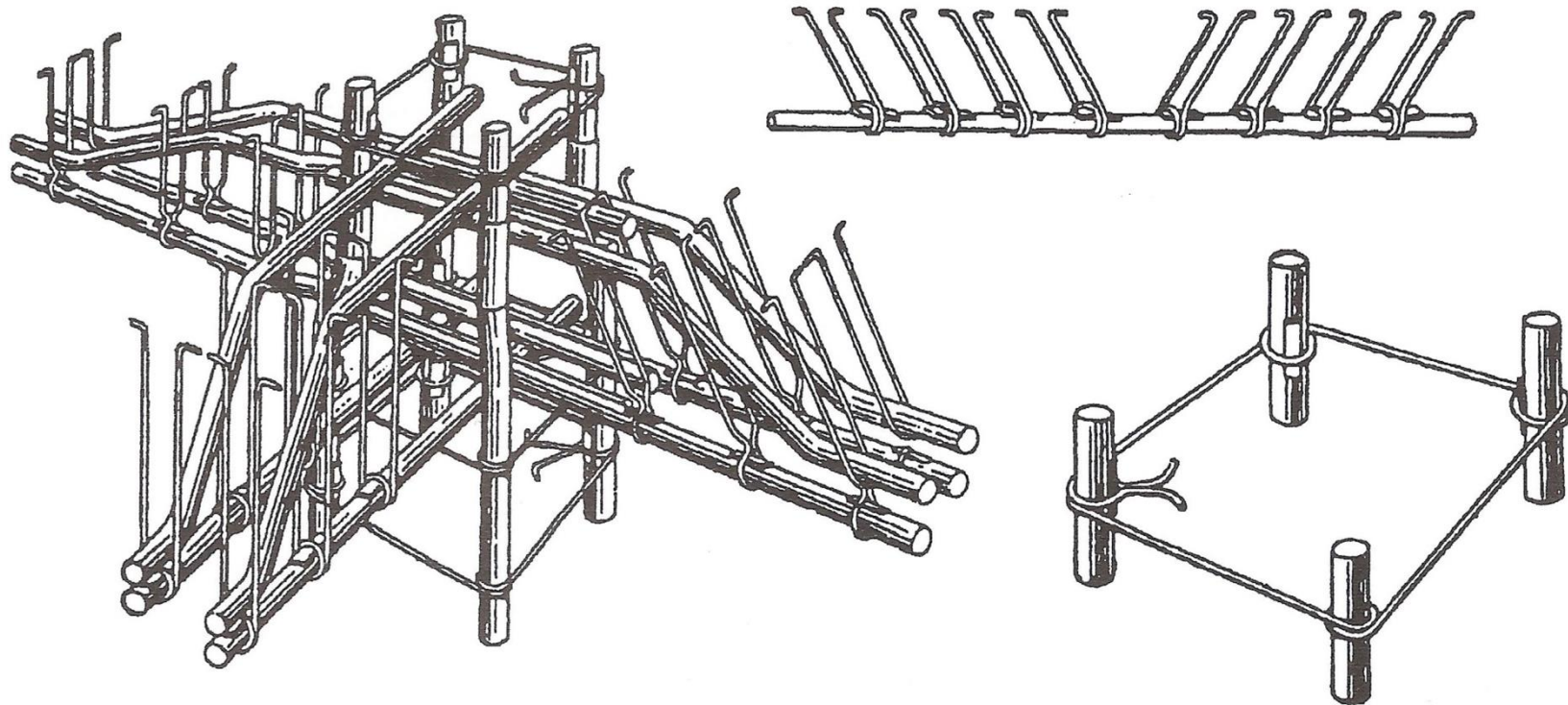


Dettagli armature travi e pilastri del sistema Hennebique

D.M. 10.01.1907: “le **legature trasversali** dei ferri che armano il **pilaastro** devono essere eseguite, **colla massima cura**, e trovarsi almeno così vicine da escludere la possibilità della flessione laterale dei detti ferri considerati come isolati”

FUNZIONAMENTO DEGLI EDIFICI A TELAIO IN C.A.

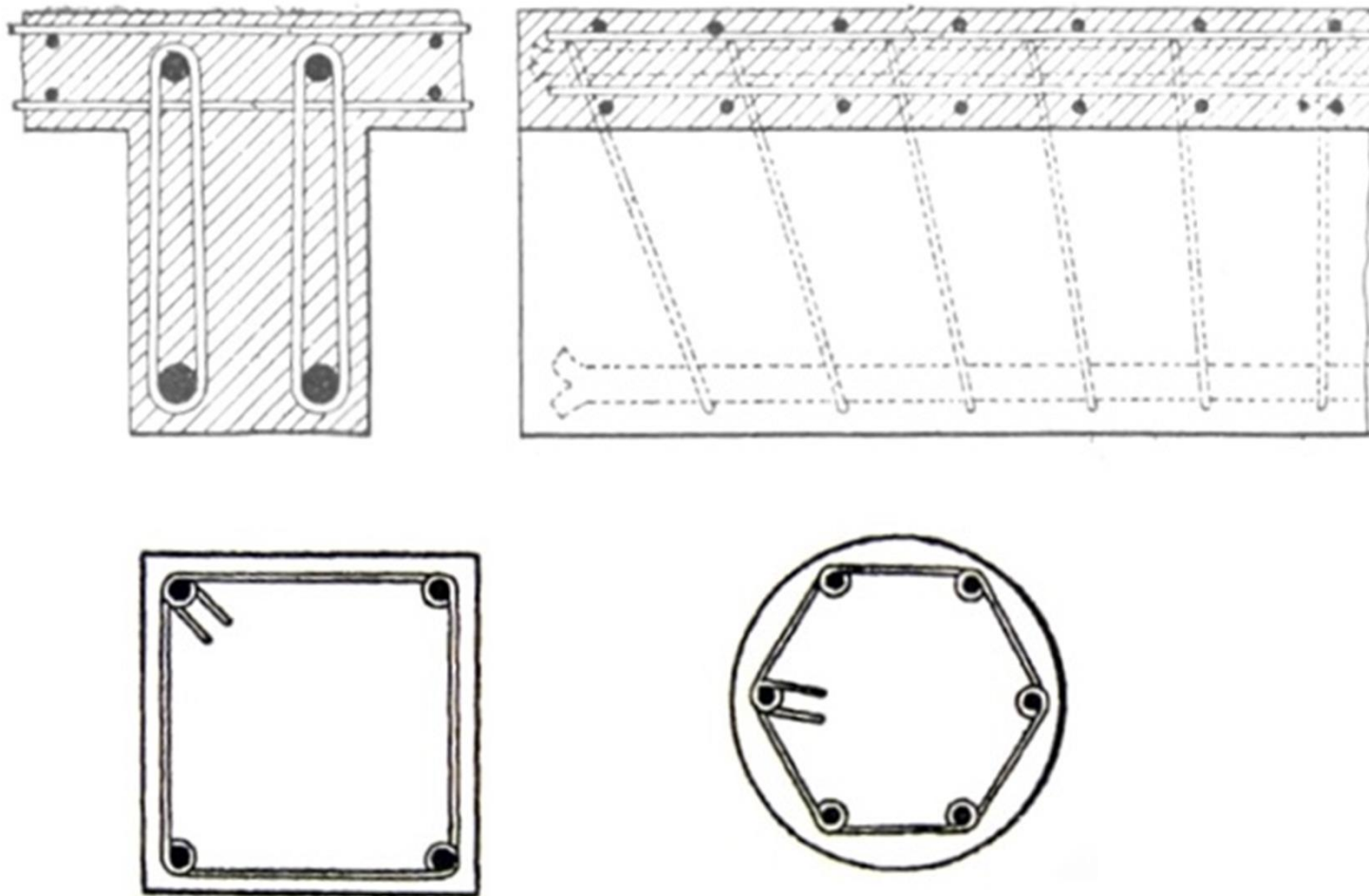
Ruolo delle staffe per il funzionamento delle travi e dei pilastri



Configurazione sistema Keeton

FUNZIONAMENTO DEGLI EDIFICI A TELAIO IN C.A.

Ruolo delle staffe per il funzionamento delle travi e dei pilastri



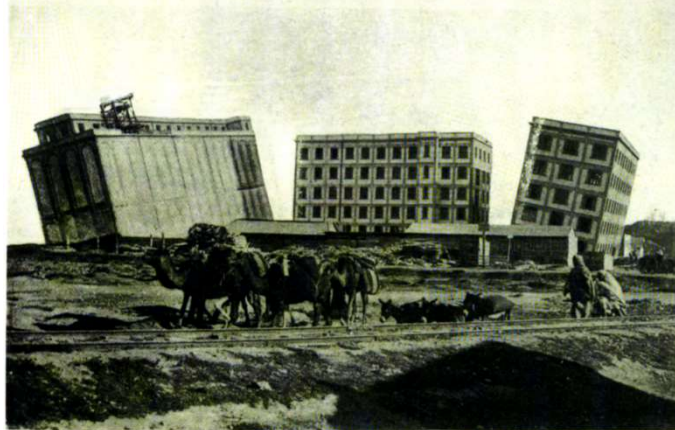
Configurazione sistema Piketty

FUNZIONAMENTO DEGLI EDIFICI A TELAIO IN C.A.

Comportamento monolitico del telaio in cemento armato



Vue d'ensemble prise du côté B du plan (fig. 2). Le bâtiment n. 1, à gauche, est celui qui a été édifié précédemment. Sur la terrasse on voit les constructions qui ont été ajoutées après le redressement opéré. Le voisinage du bâtiment n. 2, qui n'a éprouvé qu'un mouvement insignifiant, permet d'évaluer l'enfoncement subi par le bâtiment n. 1.



Si les mouvements des bâtiments n. 1 et 3 s'étaient produits dans le même temps, on aurait eu la vision que représente cette image.



Vue générale du Bâtiment n. 3 avec son maximum d'inclinaison (vue prise du côté A du plan, fig. 2)

Da “Le béton en représentation – La memoire fotografique de l’enterprise Hennebique 1890-1930”

FUNZIONAMENTO DEGLI EDIFICI A TELAIO IN C.A.

Ruolo delle staffe sul comportamento monolitico globale

Sistema François Hennebique (brevetto 1892): «*poutre à étrier*».

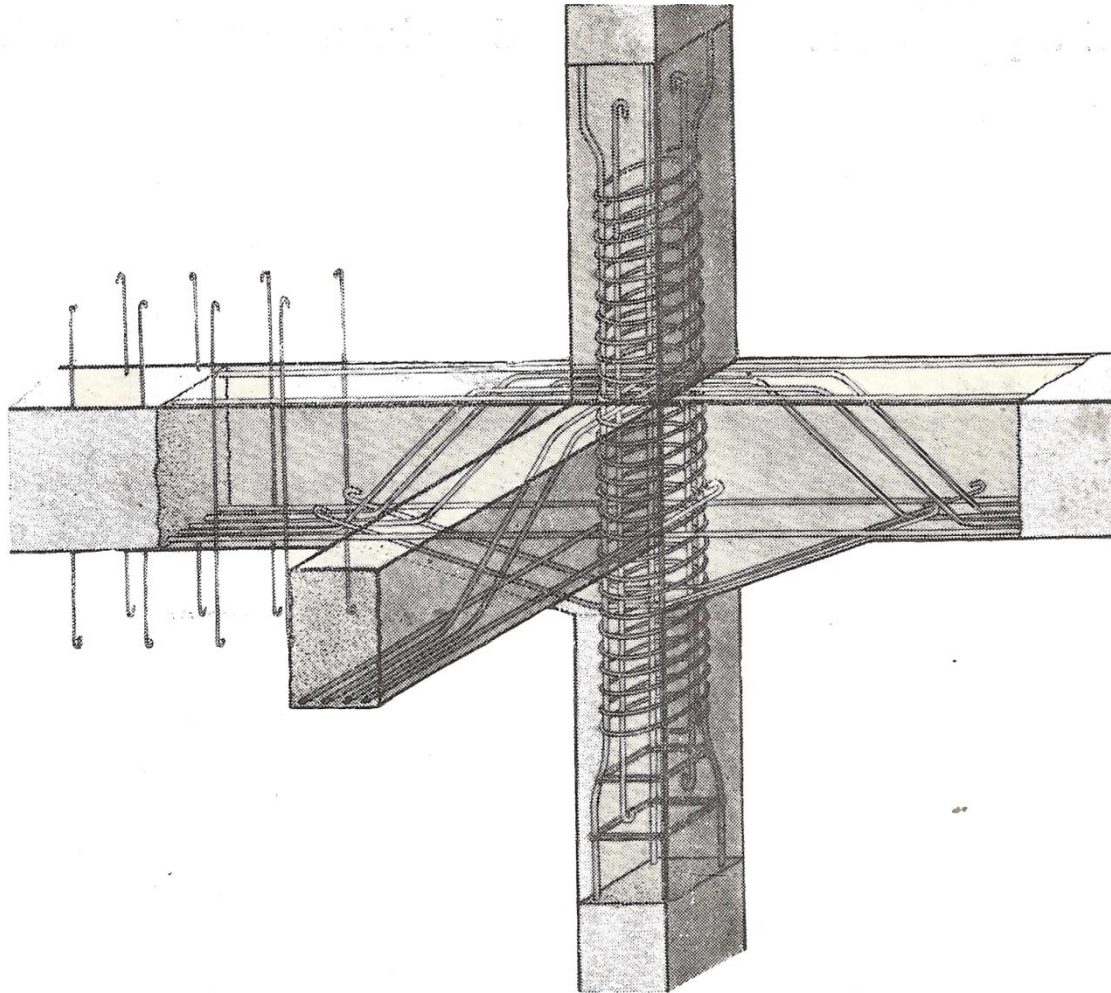
Maison Hennebique: «*l'étrier engendre la poutre et la poutre engendre l'ouvrage*».



Da "Le béton en représentation – La mémoire photographique de l'entreprise Hennebique 1890-1930"

FUNZIONAMENTO DEGLI EDIFICI A TELAIO IN C.A.

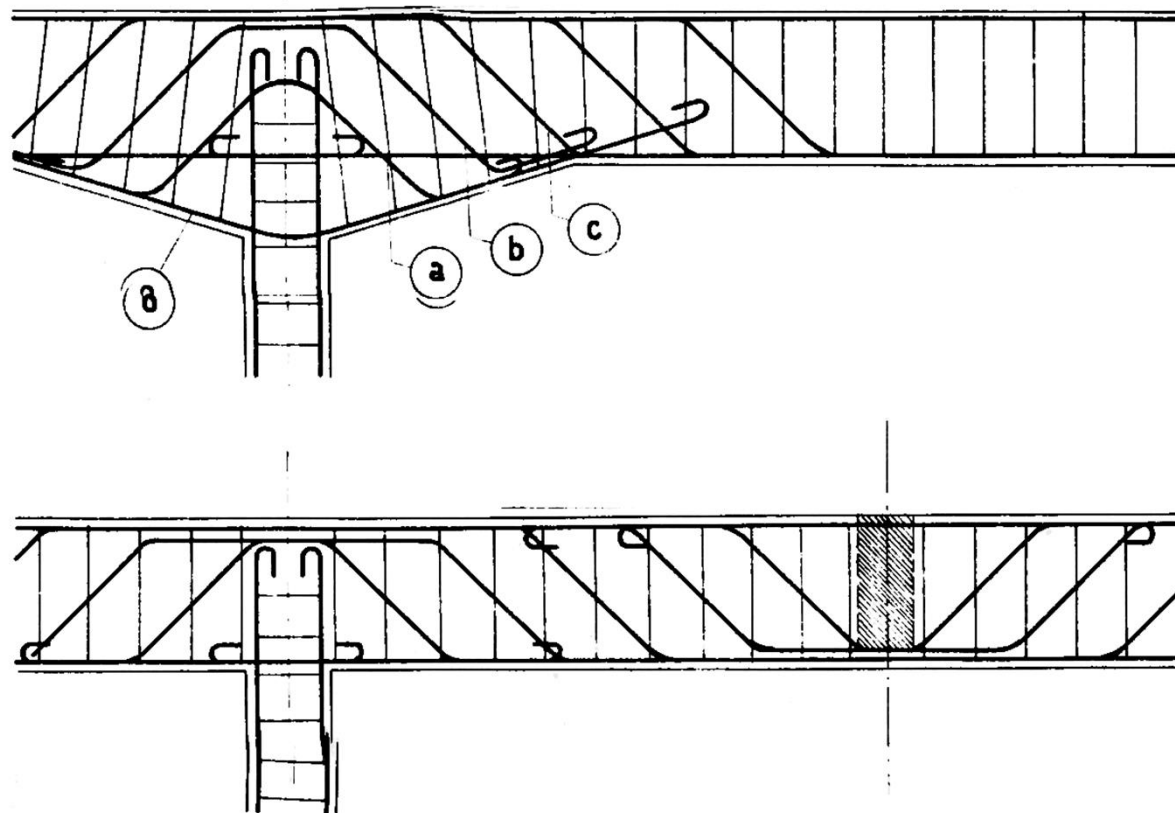
Staffatura continua nei pilastri per edifici in zona sismica



Confinamento pilastro con fasciatura elicoidale (beton fretté) Ferrobeton

FUNZIONAMENTO DEGLI EDIFICI A TELAIO IN C.A.

Obbligo staffe nei pilastri anche nel tratto di intersezione con le travi

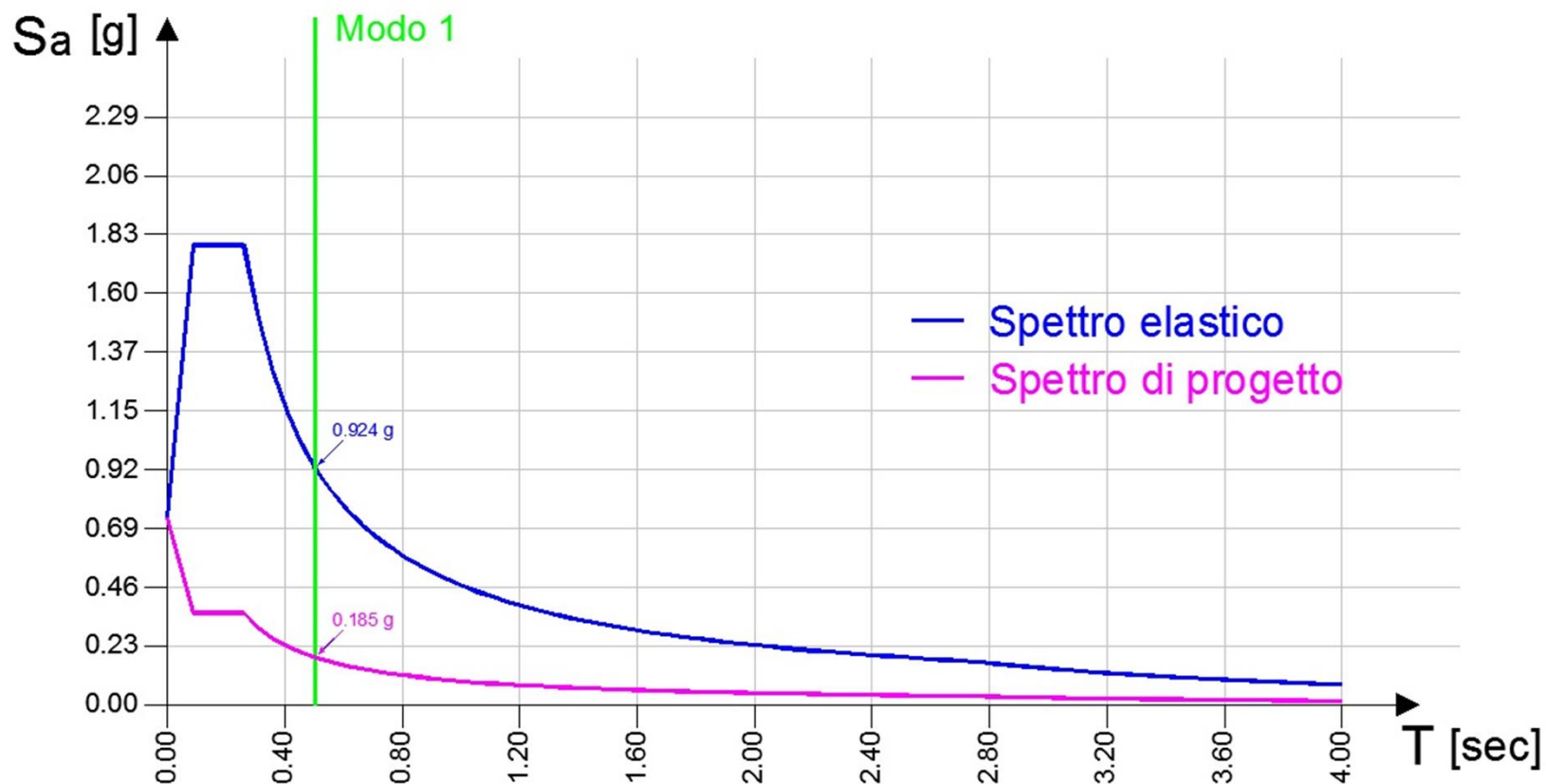


D.M. 10.01.1907: “le **legature trasversali** dei ferri che armano il **pilastro** devono essere eseguite, colla massima cura, e trovarsi almeno così vicine da **escludere** la possibilità della **flessione laterale** dei detti **ferri** considerati come isolati”

FUNZIONAMENTO DEGLI EDIFICI A TELAIO IN C.A.

Azioni sismiche di progetto fino all'avvento del D.M. 14.01.2008

Fino alle NTC 2008 l'analisi sismica di un edificio si eseguiva in campo elastico, le azioni sismiche di calcolo erano ridotte in partenza assumendo una elevata capacità dissipativa della struttura a prescindere dalla tipologia strutturale e senza chiarire che condizione necessaria era la cura dei dettagli costruttivi.



PROGRAMMA DELL'INTERVENTO

FUNZIONAMENTO DEGLI EDIFICI A TELAIO IN C.A.

RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

RINGROSSO DEI PILASTRI CON CAMICIA DI BETONCINO

RINFORZO DEI NODI TRAVE-PILASTRO

VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

RESPONSABILITÀ NELL'ANALISI DI STRUTTURE ESISTENTI

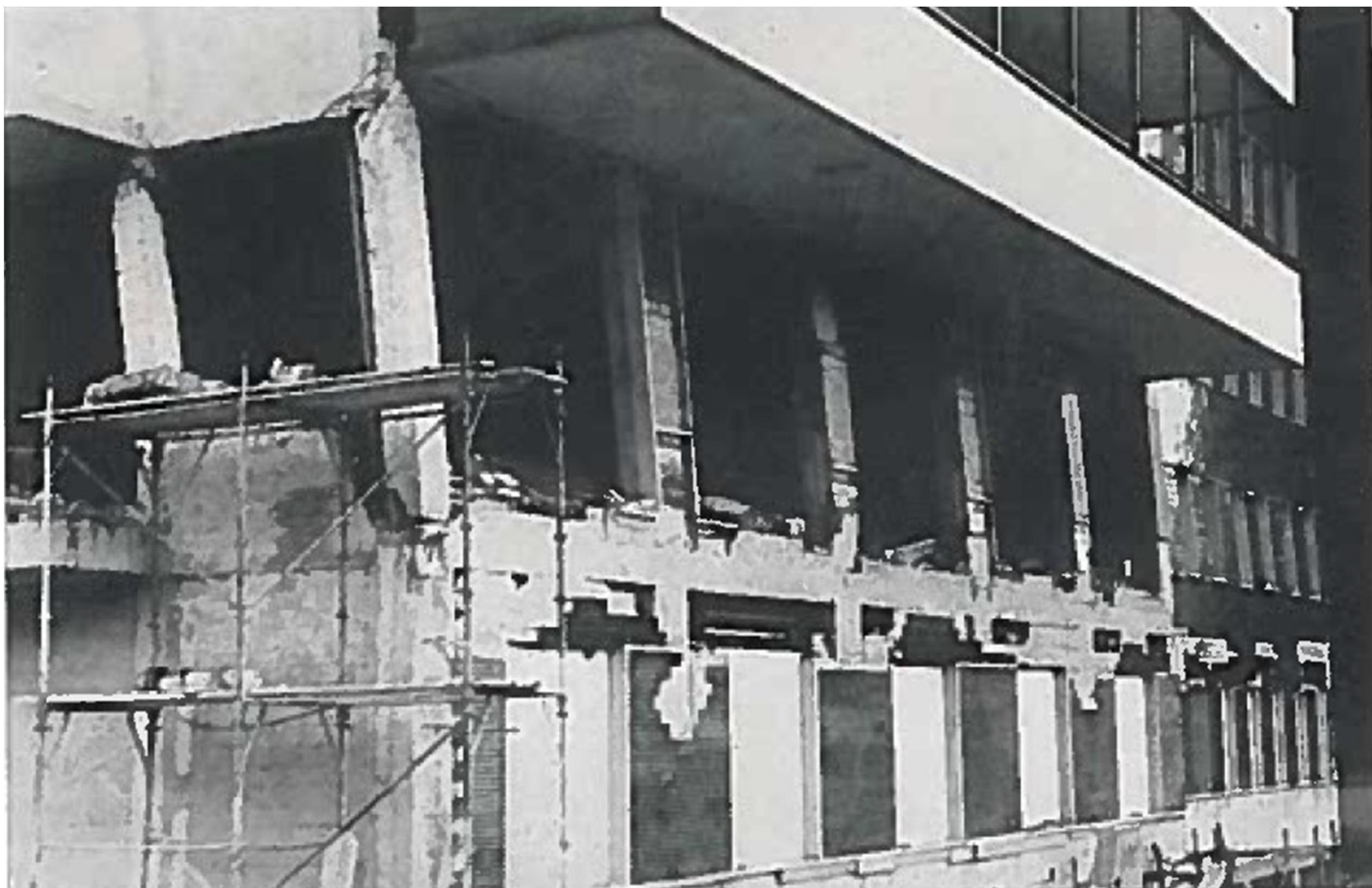
CONCLUSIONI

RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI



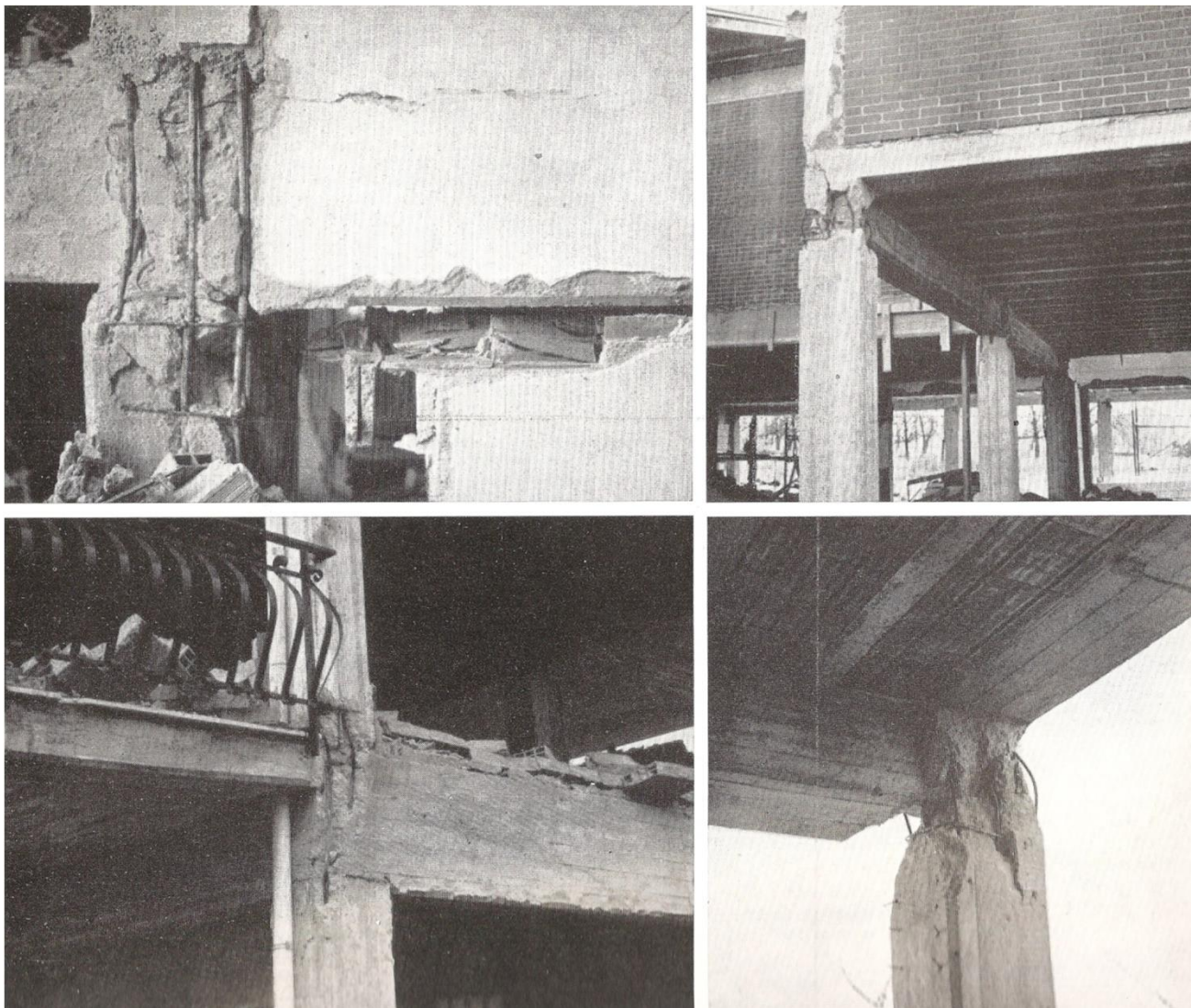
Danni su edifici in c.a. nel Belice 1968 da "L'Industria Italiana del Cemento"

RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI



Danni su edifici in c.a. in Friuli 1976 da “L’Industria Italiana del Cemento”

RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI



Danni su edifici in c.a. in Irpinia 1980 da “L’Industria Italiana del Cemento”

RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

Le Norme Tecniche per le Costruzioni prevedono infatti che la valutazione della sicurezza sismica globale delle **strutture esistenti** venga eseguita mediante analisi condotte in campo non lineare e quindi sfruttando le reali risorse di duttilità della struttura.

NTC 2018 (8.7,2)

L'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza sia la duttilità disponibili.

L'impiego di metodi di calcolo lineari richiede al progettista un'opportuna definizione del fattore di comportamento in relazione alle caratteristiche meccaniche, globali e locali, della struttura in esame.

Si considerano i meccanismi locali e quelli globali, individuando le rotture possibili con modalità fragili e quelle con modalità duttili:

- “duttili”: travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale
- “fragili”: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi

RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

Per tener conto delle risorse dissipative di una struttura in cemento armato in condizioni ultime con l'**analisi statica non lineare** si valuta la rotazione allo stato limite di collasso di ogni elemento in c.a. che costituisce il manufatto mediante formule note in letteratura, tra le quali quella adottata dalle norme italiane è la seguente:

$$\vartheta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left[\vartheta_y + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{0,5 \cdot L_{pl}}{L_v} \right) \right]$$

- L_v = luce di taglio
- γ_{el} = fattore riduttivo di duttilità (1,5 elementi primari, 1,0 secondari)
- θ_y = rotazione rispetto alla corda allo snervamento
- ϕ_u = curvatura ultima considerando la deformazione ultima del calcestruzzo
- ϕ_y = curvatura al limite elastico corrispondente allo snervamento dell'acciaio
- L_{pl} = lunghezza della cerniera plastica

$$L_{pl} = 0,1 \cdot L_v + 0,17 \cdot h + 0,24 \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}}$$

RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

La lunghezza del tratto in cui è attesa la formazione della cerniera plastica L_{pl} si ricava mediante la seguente espressione:

$$L_{pl} = 0,1 \cdot L_v + 0,17 \cdot h + 0,24 \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}}$$

- L_{pl} = lunghezza della cerniera plastica
- L_v = luce di taglio
- d_b = diametro medio delle barre longitudinali
- h = altezza della sezione
- f_y = tensione di snervamento dell'acciaio
- f_c = resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo

N.B. la formula per L_{pl} vale se le armature non sono interrotte nel nodo, piuttosto le sovrapposizioni avvengano in mezzzeria del pilastro

RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

Deformazione ultima del calcestruzzo confinato ε_c^* :

$$\varepsilon_{cu}^* = \varepsilon_{cu} + 0,25 \cdot \alpha \cdot \rho_s \cdot \frac{f_y}{f_c}$$

- ε_{cu}^* = deformazione ultima calcestruzzo confinato
- ε_{cu} = deformazione ultima del calcestruzzo
- $\rho_s = n_b \cdot \frac{A_{staffe}}{b_0 \cdot s_h}$ = percentuale di armatura trasversale
- s_h = interasse staffe nella zona critica
- n_b = numero bracci delle staffe
- A_{staffe} = area delle staffe
- fattore di efficienza del confinamento $\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot h_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0}\right)$
- b_0 ed h_0 rispettivamente base ed altezza del nucleo confinato
- b_i = distanze tra barre longitudinali trattenute da staffe lungo il perimetro

RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

Se le staffe sono chiuse con piegatura a 90° non riescono a svolgere il loro ruolo di confinamento del nucleo di calcestruzzo armato in caso di azioni dinamiche.

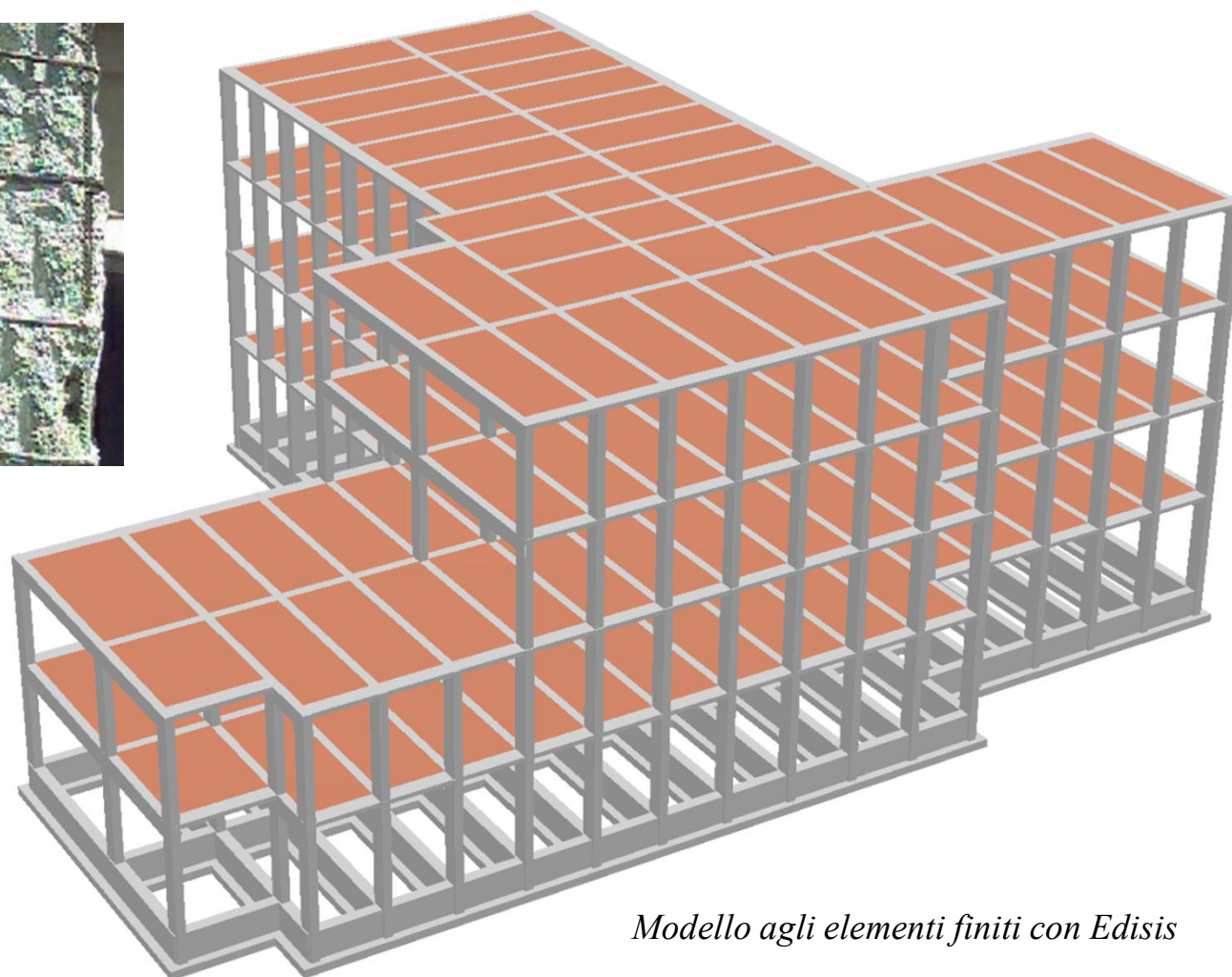
La circolare n° 617/2009 specifica che per *“il fattore di efficienza del confinamento α , in assenza di un ancoraggio opportuno delle staffe dovuto per esempio alla mancata chiusura dei ganci non a 135° , è opportuno assumere il valore pari a 0”* (cfr. paragrafo C.8.A.6.1).



Staffe chiuse a 90° senza capacità di confinare il nucleo di cls

RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

Caso di studio: edificio anni Settanta, classe d'uso III



Modello agli elementi finiti con Edisis

RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

Caso di studio: edificio anni Settanta, classe d'uso III

Ipotesi 1:

- R_{cm} 20 N/mm²
- Barre Feb32k
- Staffe chiuse a 90° $\alpha = 0$

Quadro riassuntivo delle verifiche pushover

Valore	SLO	SLD	SLV	SLC
Domanda di Pga [g]	0,106	0,138	0,349	0,421
Capacità di Pga [g]	0,176	0,168	0,133	0,171
Domanda in termini di periodo di ritorno [anni]	45	75	712	1462
Capacità in termini di periodo di ritorno [anni]	121	109	84	169
Rapporto di Pga: capacita/domanda	1,665	1,215	0,382	0,407

Ipotesi 2:

- **R_{cm} 35 N/mm²**
- Barre Feb32k
- Staffe chiuse a 90° $\alpha = 0$

Quadro riassuntivo delle verifiche pushover

Valore	SLO	SLD	SLV	SLC
Domanda di Pga [g]	0,106	0,138	0,349	0,421
Capacità di Pga [g]	0,177	0,168	0,159	0,252
Domanda in termini di periodo di ritorno [anni]	45	75	712	1462
Capacità in termini di periodo di ritorno [anni]	123	109	119	401
Rapporto di Pga: capacita/domanda	1,678	1,215	0,455	0,600

RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

Caso di studio: edificio anni Settanta, classe d'uso III

Ipotesi 1:

- R_{cm} 20 N/mm²
- Barre FeB32k
- Staffe chiuse a 90° $\alpha = 0$

Quadro riassuntivo delle verifiche pushover

Valore	SLO	SLD	SLV	SLC
Domanda di P_{ga} [g]	0,106	0,138	0,349	0,421
Capacità di P_{ga} [g]	0,176	0,168	0,133	0,171
Domanda in termini di periodo di ritorno [anni]	45	75	712	1462
Capacità in termini di periodo di ritorno [anni]	121	109	84	169
Rapporto di P_{ga} : capacita/domanda	1,665	1,215	0,382	0,407

Ipotesi 3:

- R_{cm} 20 N/mm²
 - Barre FeB32k
 - Staffe chiuse a 135°
- $$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot h_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0}\right)$$
- N.B. interasse staffe 20 cm**

Quadro riassuntivo delle verifiche pushover

Valore	SLO	SLD	SLV	SLC
Domanda di P_{ga} [g]	0,106	0,138	0,349	0,421
Capacità di P_{ga} [g]	0,176	0,168	0,306	0,466
Domanda in termini di periodo di ritorno [anni]	45	75	712	1462
Capacità in termini di periodo di ritorno [anni]	121	109	512	1898
Rapporto di P_{ga} : capacita/domanda	1,665	1,215	0,876	1,107

RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

La campagna di indagini sugli elementi strutturali

La campagna di indagini deve essere disciplinata tenendo conto di:

- norme tecniche cogenti all'epoca della realizzazione dell'opera
- ruolo dei fattori che incidono sull'esito della verifica sismica in base alle conoscenze attuali, quindi molto importante approfondire i dettagli costruttivi

Fino al 2005 le norme tecniche per le costruzioni sono suddivise in norme generali valide anche in zone non considerate sismiche ed in norme supplementari obbligatorie per le sole zone sismiche.

Spesso gli edifici esistenti in c.a. non rispettano già le disposizioni generali delle norme dell'epoca di costruzione valide per zone non simiche.

RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

Individuare la sagomatura delle staffe: aperte o chiuse?



RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

Individuare la presenza delle staffe nel pannello di nodo



RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

Individuare le modalità di ripresa della continuità delle barre



RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI



RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI



RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

Individuare lo spessore del copriferro

Carenza di copriferro ed ancoraggio insufficiente sono elementi che aumentano la vulnerabilità globale dell'edificio poiché possono produrre la crisi locale in più zone dell'edificio.



PROGRAMMA DELL'INTERVENTO

FUNZIONAMENTO DEGLI EDIFICI A TELAIO IN C.A.

RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

RINGROSSO DEI PILASTRI CON CAMICIA DI BETONCINO

RINFORZO DEI NODI TRAVE-PILASTRO

VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

RESPONSABILITÀ NELL'ANALISI DI STRUTTURE ESISTENTI

CONCLUSIONI

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

Criteri di intervento secondo Eurocodice 8

La scelta del tipo, della tecnica, della estensione e dell'urgenza dell'intervento deve essere basata sulle informazioni ricavate in fase di verifica dell'edificio.

Tutti gli errori locali devono essere corretti in modo adeguato.

In caso di edifici fortemente irregolari (sia in termini di rigidezza e distribuzioni delle sovra-resistenze), la regolarità strutturale deve essere migliorata il più possibile, sia in elevazione che in pianta.

Le caratteristiche richieste di regolarità e resistenza possono essere raggiunte modificando la resistenza e la rigidezza, entrambe o separatamente, di un appropriato numero di elementi esistenti o introducendo nuovi elementi strutturali.

L'incremento della duttilità locale dovrebbe essere effettuato dove richiesto.

L'incremento della resistenza dopo l'intervento non dovrebbe ridurre la duttilità globale disponibile.

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

Criteria di intervento secondo NTC 2018

*Per tutte le tipologie di costruzioni esistenti **gli interventi vanno progettati ed eseguiti, per quanto possibile, in modo regolare ed uniforme.***

L'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio va opportunamente valutata e giustificata, considerando la variazione nella distribuzione delle rigidità e delle resistenze e la conseguente eventuale interazione con le parti restanti della struttura.

Se bisogna realizzare un intervento di **ADEGUAMENTO SISMICO**:

- non è sufficiente eseguire interventi circoscritti quali isolamento sismico o controventi metallici dissipativi, i quali devono piuttosto essere sempre accompagnati da interventi diffusi su tutti gli elementi strutturali
- è quindi necessario sanare tutte le carenze iniziali (generale carenza di staffe nei pilastri, assenza di staffe nei nodi, errata chiusura delle staffe, copriferro esiguo, lunghezze di ancoraggio insufficienti)

Se invece si deve perseguire il solo miglioramento sismico allora, sul piano teorico, potrebbe essere sufficiente intervenire su porzioni limitate dell'edificio e introdurre sistemi di protezione passiva (isolamento o controventi in acciaio), dovendo però correggere quantomeno i difetti basilari dei dettagli costruttivi.

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

Criteri di intervento secondo NTC 2018

La scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, dovendo mirare prioritariamente a contrastare lo sviluppo di meccanismi locali e/o di meccanismi fragili e, quindi, a migliorare il comportamento globale della costruzione.

In generale dovranno essere valutati e curati gli aspetti seguenti:

- *riparazione di eventuali danni presenti*
- ***riduzione delle carenze dovute ad errori grossolani***
- *miglioramento della capacità deformativa («duttilità») di singoli elementi*
- *riduzione irregolarità di massa, resistenza o rigidezza in pianta ed in altezza*
- *riduzione masse mediante demolizione parziale o variazione destinazione d'uso*
- *riduzione dell'impegno degli elementi strutturali originari mediante l'introduzione di sistemi d'isolamento o di dissipazione di energia*
- *riduzione dell'eccessiva deformabilità degli orizzontamenti*
- *miglioramento collegamenti elementi non strutturali alla struttura e tra loro*
- *incremento della resistenza degli elementi verticali resistenti*
- *realizzazione, ampliamento, eliminazione di giunti o protezione dagli urti*
- *miglioramento del sistema di fondazione, ove necessario*

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

Criteri generali delle scelte progettuali

La scelta degli interventi strutturali dovrebbe in generale rispettare i principi del criterio progettuale del **capacity design** (gerarchia delle resistenze) e quindi, per il caso di edifici in cemento armato le decisioni progettuali dovrebbero:

- privilegiare la resistenza dei pilastri rispetto a quella delle travi (**schema pilastro forte-trave debole**);
- favorire poi la rottura per flessione rispetto a quella per taglio (le membrature si devono rompere prima a flessione e poi a taglio, in quanto la rottura per flessione ha modalità duttile, al contrario di quella a taglio che è di tipo fragile);
- curare con attenzione i dettagli costruttivi per permettere che il trasferimento degli sforzi tra elementi contigui sia realmente efficace anche in caso di sisma e quindi progettare e realizzare **nodi efficaci**.

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

Criteri generali delle scelte progettuali

Privilegiare la resistenza dei pilastri rispetto a quella delle travi per ottenere **lo schema pilastro forte-trave debole**:

- eseguire interventi sulle travi con tecniche di rinforzo leggere (ad esempio sistemi FRP, FRCM, SRM) volte ad aumentare la portanza a taglio ed a flessione e la duttilità senza aumentare la geometria e quindi la rigidezza dell'elemento (trave debole);
- per edifici realizzati prima dell'avvento del D.M.16.01.1996 in generale si devono eseguire interventi sui pilastri con tecniche di rinforzo che, oltre che all'incremento della resistenza a taglio ed a flessione e la duttilità, garantiscano anche un notevole aumento di rigidezza dell'elemento su cui si interviene (incamiciatura betoncino armato con aumento di sezione);
- per edifici realizzati dopo l'avvento del D.M.16.01.1996 a volte può essere sufficiente eseguire interventi sui pilastri con tecniche di rinforzo leggere (sistemi FRP, FRCM, SRM, incamiciatura senza ringrosso) tali da incrementare la resistenza a taglio ed a flessione e la duttilità senza necessità di aumentare la rigidezza dell'elemento su cui si interviene.

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

Tecniche previste dalle norme tecniche

Per rinforzare elementi in c.a. EUROCODICE 8 e CIRCOLARE n.617/2009 prevedono 3 tecniche, ma per le travi è ammesso solo l'uso di materiali compositi.

	Pilastri e setti esistenti	Travi esistenti
Incamicatura in c.a.	SI	NO
Incamicatura in acciaio	SI	NO
Placcaggio con materiali compositi (FRP, FRCM, SRM)	SI	SI
Beton plaqué	NO	NO

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

FRP: Fiber Reinforced Polymers tecnica innovativa anni Novanta (adesivi strutturali, resina epossidica)

Vantaggi:

- messa in opera del solo rinforzo rapida;
- peso trascurabile;
- bassa invasività;
- basso rapporto costi/prestazioni.

Svantaggi:

- la resina epossidica non lascia traspirare l'elemento di rinforzo ;
- bassa temperatura di transizione vetrosa;
- esecuzione dell'intervento generale di rinforzo lenta (la resina è idrofoba: tempi di stagionatura della malta per le ricostruzioni volumetriche).



Trave in c.a. non rinforzata



Trave rinforzata a taglio (fibre di carbonio verticali a 45°) ed a flessione (fibre carbonio all'intradosso)

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

FRCM: Fabric Reinforced Cementitious Matrix

SRM: Steel Reinforced Mortar

(sostituzione resina epossidica con matrice cementizia/pozzolonica fibrosa)

Vantaggi ulteriori rispetto agli FRP:

- esecuzione generale rapida;
- efficacia anche in presenza di fonti di calore;
- durabilità pienamente compatibile con quella dei materiali sui quali si interviene;
- meccanismo di rottura del materiale duttile.



Matrice inorganica con tessuti in fibra di acciaio



Matrice inorganica con reti in fibra di PBO

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

Obiettivi raggiungibili con gli interventi sui pilastri

1. Incamiciatura in c.a. con ringrosso della sezione originaria

- incremento duttilità
- incremento resistenza a compressione, a taglio, ed a flessione
- miglioramento delle giunzioni per sovrapposizione
- incremento resistenza nodo non confinato
- incremento rigidezza

2. Incamiciatura in acciaio con profili metallici

- incremento duttilità
- incremento resistenza a compressione ed a taglio
- miglioramento delle giunzioni per sovrapposizione

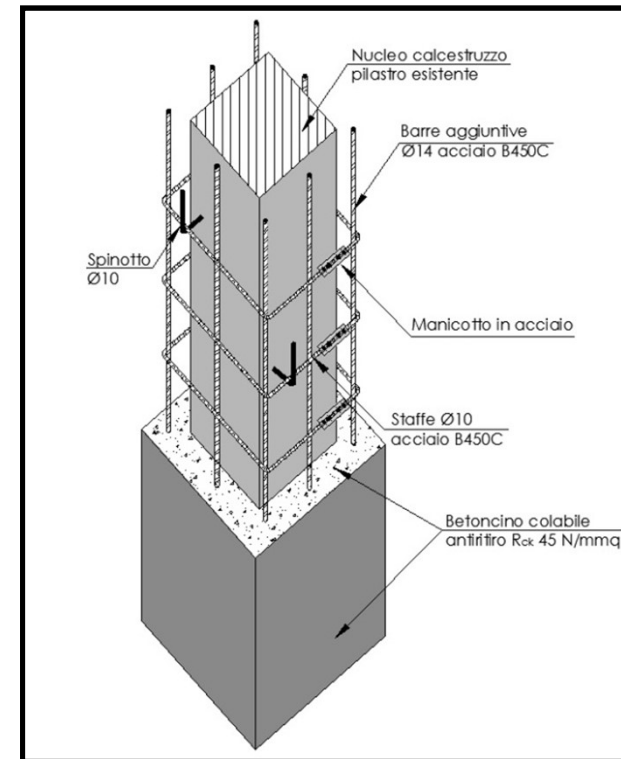
3. Placcaggio con materiali compositi FRP, FRCM, SRM

- incremento duttilità
- incremento resistenza a compressione ed a taglio
- miglioramento delle giunzioni per sovrapposizione
- incremento resistenza nodo non confinato

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

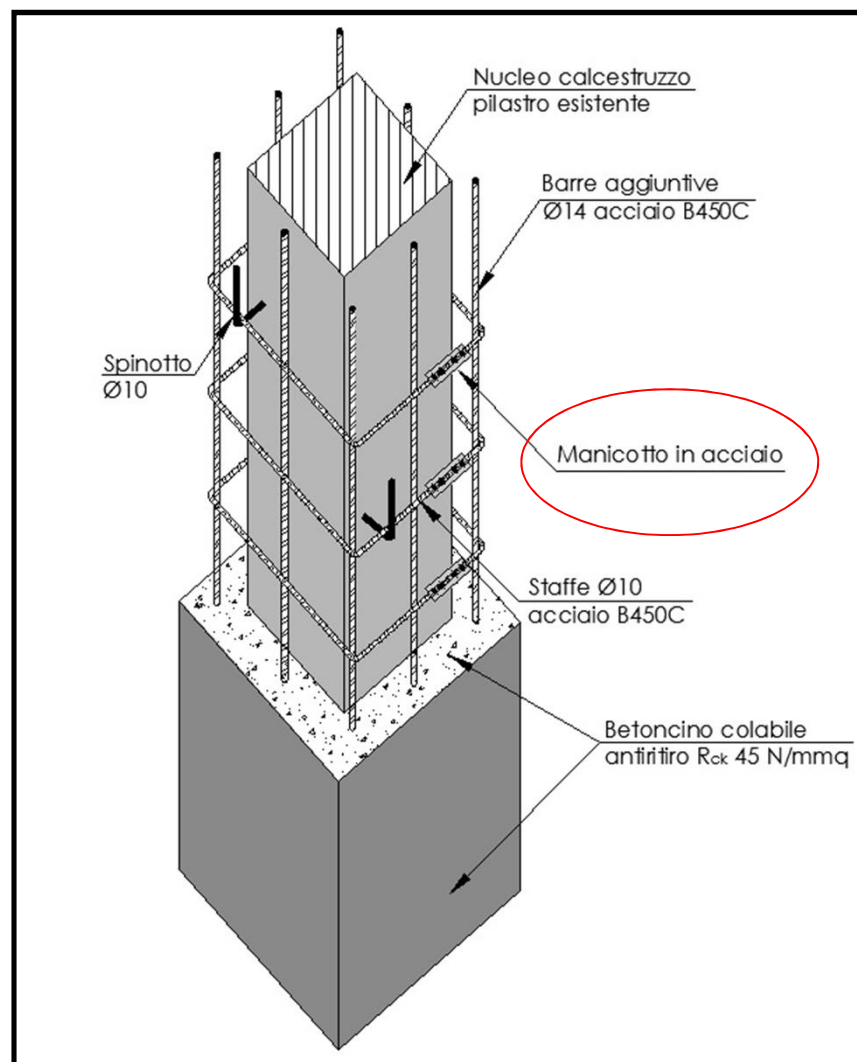
Incamiciatura in c.a. con ringrosso della sezione

Modello storico di riferimento: le colonne dei templi greci sono composte da conci lapidei lavorati secondo la tecnica dell'**anathyrosis** la quale consisteva nel lavorare la fascia corticale della pietra in modo da renderla perfettamente piana e farla combaciare con il concio contiguo, lasciando concava la parte interna.



TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

Incamicatura in c.a. con ringrosso della sezione



TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

Incamicatura in c.a. con ringrosso della sezione

Circolare 617/2009

C8A.7.1 Incamicatura in c.a.

A pilastri o pareti posso essere applicate camicie in c.a. per conseguire tutti o alcuni dei seguenti obiettivi:

- aumento della capacità portante verticale;*
- aumento della resistenza a flessione e taglio;*
- aumento della capacità deformativa;*
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.*

Incremento rigidezza: in generale anche con una camicia di spessore 5 cm si aumenta notevolmente anche la rigidezza del pilastro visto che il momento d'inerzia è proporzionale al cubo della dimensione principale della sezione dell'elemento:

$$K_{pil} = 12 \cdot \frac{E_{cls} \cdot J_{pil}}{H^3} \quad \text{oppure} \quad K_{pil} = 3 \cdot \frac{E_{cls} \cdot J_{pil}}{H^3}$$
$$J_{pil} = \frac{b_1 \cdot b_2^3}{12}$$

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

Incamicatura in c.a. con ringrosso della sezione

Circolare 617/2009 - C8A.7.1 Incamicatura in c.a.

Lo spessore delle camicie deve essere tale da consentire il posizionamento delle armature longitudinali e trasversali con un copriferro adeguato.

Nel caso che la camicia non avvolga completamente l'elemento, è necessario mettere a nudo le armature nelle facce non incamiciate, e collegare a queste ultime le armature delle facce incamiciate.

Se le camicie servono ad aumentare la resistenza flessionale, le barre longitudinali devono attraversare il solaio in apposite forature continue ed essere ancorate con adeguata staffatura alle estremità del pilastro inferiore e superiore.

Se le camicie servono solo per aumentare la resistenza a taglio e la deformabilità, o anche a migliorare l'efficienza delle giunzioni, esse devono fermarsi a circa 10 mm dal solaio.



TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

Incamicatura in c.a. con ringrosso della sezione

Circolare 617/2009 - C8A.7.1 Incamicatura in c.a.

Ai fini della valutazione della resistenza e della deformabilità di elementi incamiciati sono accettabili le seguenti ipotesi semplificative:

- l'elemento incamiciato si comporta monoliticamente, con piena aderenza tra il calcestruzzo vecchio e il nuovo;*
- si trascura il fatto che il carico assiale è applicato alla sola porzione preesistente dell'elemento, e si considera che esso agisca sull'intera sezione incamiciata;*
- le proprietà meccaniche del calcestruzzo della camicia si considerano estese all'intera sezione ... se le differenze fra i due materiali non sono eccessive.*

I valori della capacità da adottare nelle verifiche sono quelli calcolati con riferimento alla sezione incamiciata nelle ipotesi semplificative su indicate ridotte secondo le espressioni seguenti:

	Circ. 617/2009	Eurocodice 8
Resistenza a taglio	$\tilde{V} = 0,9 \cdot V$	$\tilde{V} = 0,9 \cdot V$
Resistenza a flessione	$\tilde{M} = 0,9 \cdot M$	$\tilde{M} = M$
Rotazione elastica	$\tilde{\vartheta}_y = 0,9 \cdot \vartheta_y$	$\tilde{\vartheta}_y = 1,05 \cdot \vartheta_y \quad \text{opp.} \quad 1,20 \cdot \vartheta_y$
Rotazione ultima	$\tilde{\vartheta}_u = \vartheta_u$	$\tilde{\vartheta}_u = \vartheta_u$

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

Incamicatura con profili in acciaio

Circolare 617/2009 C8A.7.2

Risultati possibili incamicatura in acciaio sui pilastri:

- aumentare la resistenza a taglio
- aumentare la resistenza a compressione
- aumentare la deformazione ultima del calcestruzzo
- aumentare la duttilità
- migliorare le giunzioni per sovrapposizione ?

Incremento resistenza a taglio

$$V_j = 0,5 \cdot \frac{2 \cdot t_j \cdot b}{s} \cdot f_{yw} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_t}$$

(N.B. acciaio profili sollecitato max al 50% f_y)

Incremento resistenza a compressione

$$f_{cc} = f_c \cdot \left[1 + 3,7 \cdot \left(\frac{0,5 \cdot \alpha_n \cdot \alpha_s \cdot \rho_s \cdot f_y}{f_c} \right)^{0,86} \right]$$

Incremento deformazione ultima cls

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cu} + 0,5 \cdot \frac{0,5 \cdot \alpha_n \cdot \alpha_s \cdot \rho_s \cdot f_y}{f_{cc}}$$

N.B. Nel pannello di nodo non si ha alcun incremento

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

Placcaggio mediante materiali compositi FRP, FRCM, SRM

Circolare 617/2009 C8A.7.3

L'utilizzo di materiali compositi può determinare un miglioramento delle prestazioni degli elementi in c.a., consentendo di incrementare:

- aumentare la resistenza a compressione e la deformazione ultima di elementi soggetti a sforzo normale centrato;
- incrementare la resistenza a taglio;
- aumentare la duttilità;
- aumentare la resistenza del nodo non confinato;
- migliorare il funzionamento delle giunzioni per sovrapposizione.



La fasciatura esterna può essere continua o discontinua.

L'effetto del confinamento su sezioni rettangolari si ammette se $b / h < 2$.

Incremento resistenza a taglio
$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ed} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \frac{b_f}{p_f}$$

Incremento resistenza a compressione
$$f_{ccd} = f_{cd} \cdot \left[1 + 2,6 \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3} \right]$$

Incremento deformazione ultima cls
$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cu} + 0,015 \cdot \sqrt{\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}}}$$

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

Confronto tra le 3 tecniche previste dalle norme per rinforzare i pilastri

Rotazione allo stato limite di collasso di una sezione in c.a.:

$$\vartheta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left[\vartheta_y + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{0,5 \cdot L_{pl}}{L_V} \right) \right]$$

I valori della curvatura elastica ed ultima valgono:

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_{sy}}{h - x}$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{ccu}}{x}$$

1. Incamiciatura in c.a.

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cu} + 0,25 \cdot \alpha \cdot \rho_s \cdot \frac{f_y}{f_c} \cong 15 \div 20 \text{‰}$$

2. Incamiciatura in acciaio

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cu} + 0,5 \cdot \frac{0,5 \cdot \alpha_n \cdot \alpha_s \cdot \rho_s \cdot f_y}{f_{cc}} \cong 8 \div 12 \text{‰}$$

3. Confinamento con compositi

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cu} + 0,015 \cdot \sqrt{\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}}} \cong 5 \div 6 \text{‰}$$

N.B. L'incremento della ε_{ccu} vale SOLTANTO dove è realizzabile il rinforzo

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

NODI TRAVE-PILASTRO: nodi non confinati (meccanismo fragile)

Circolare n° 617/2009: *La verifica di resistenza deve essere eseguita solo per i nodi non interamente confinati come definiti al § 7.4.4.3 delle NTC. Deve essere verificata sia la resistenza a trazione diagonale che quella a compressione diagonale. Per la verifica si possono adottare le seguenti espressioni:*

Verifica di resistenza del nodo a trazione diagonale:

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N_{pil}}{2 \cdot A_g} - \sqrt{\left(\frac{N_{pil}}{2 \cdot A_g} \right)^2 + \left(\frac{V_{nodo}}{2 \cdot A_g} \right)^2} \right| < 0,3 \cdot \sqrt{f_c}$$

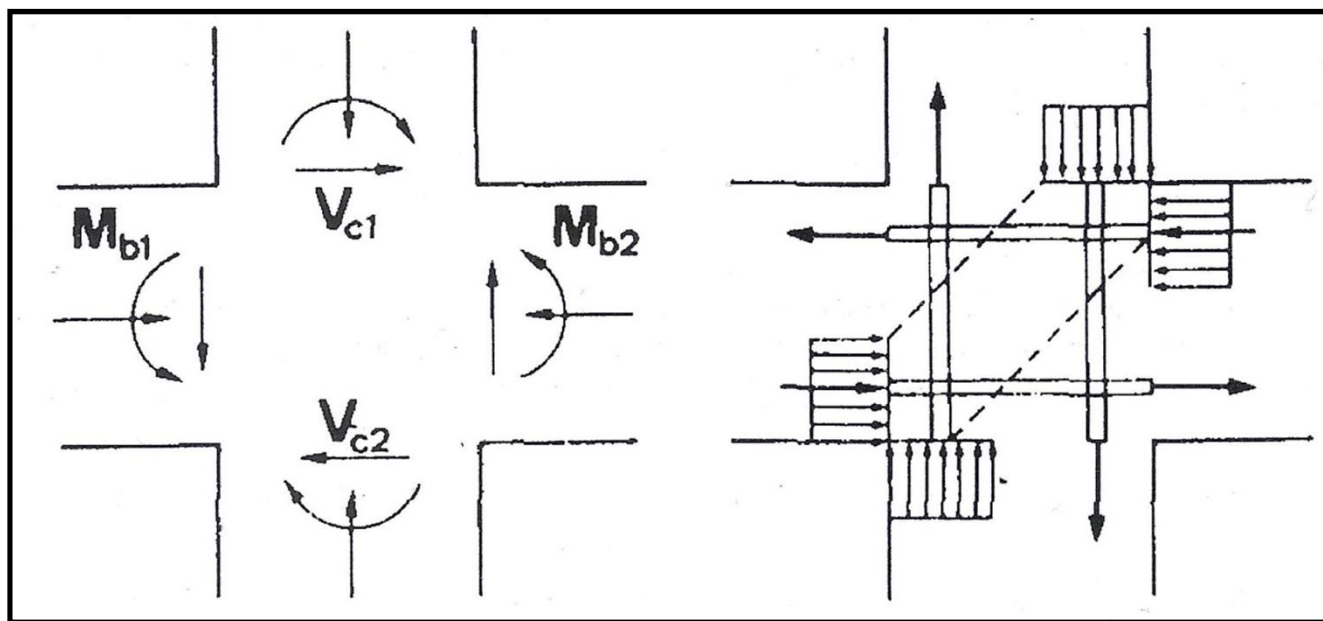
Verifica di resistenza del nodo a compressione diagonale:

$$\sigma_{nc} = \frac{N_{pil}}{2 \cdot A_g} + \sqrt{\left(\frac{N_{pil}}{2 \cdot A_g} \right)^2 + \left(\frac{V_{nodo}}{2 \cdot A_g} \right)^2} < 0,5 \cdot f_c$$

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

A causa della particolare distribuzione dei momenti flettenti che si innescano in caso di sisma nei pilastri superiore ed inferiore al nodo e nelle travi che vi concorrono, nelle regioni nodali si sviluppano significative azioni di taglio, orizzontali e verticali, di valore anche molto superiore alle sollecitazioni di taglio degli elementi concorrenti nel nodo.

Nel nodo, durante eventi sismici, le barre longitudinali sono soggette a tensioni di compressione da un lato e di trazione dal lato opposto e ciò comporta che si instaurino elevate tensioni di aderenza tra barre e calcestruzzo limitrofo.

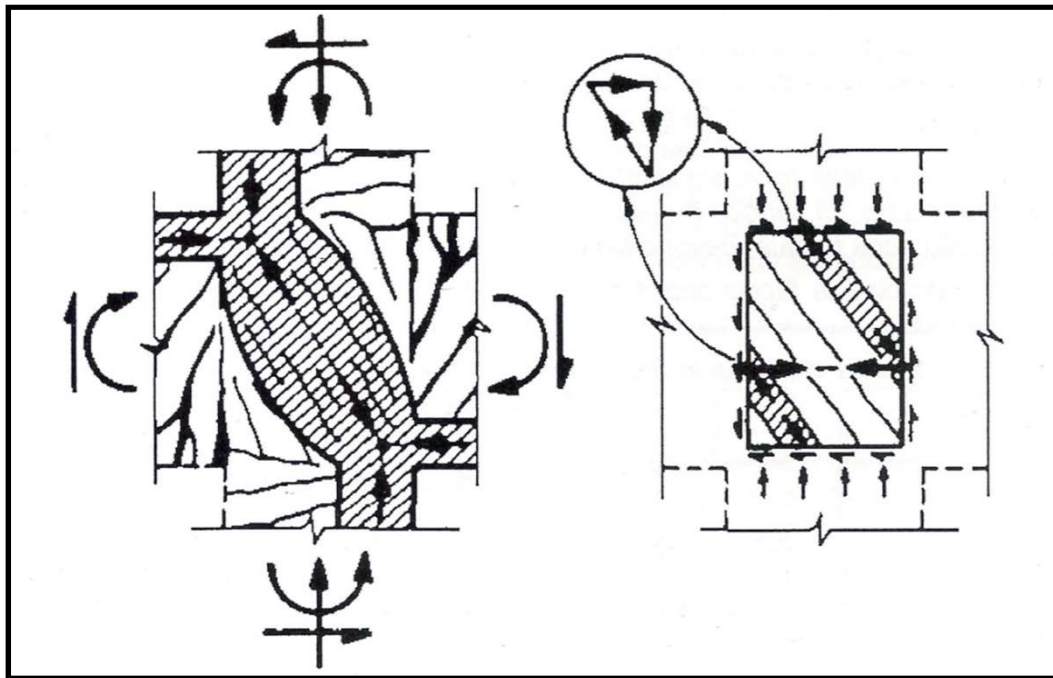


Da "Progettazione di strutture antisismiche", Wakabayashi - 1989

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N_{pil}}{2 \cdot A_g} - \sqrt{\left(\frac{N_{pil}}{2 \cdot A_g} \right)^2 + \left(\frac{V_{nodo}}{2 \cdot A_g} \right)^2} \right| < 0,3 \cdot \sqrt{f_c}$$

$$\sigma_{nc} = \frac{N_{pil}}{2 \cdot A_g} + \sqrt{\left(\frac{N_{pil}}{2 \cdot A_g} \right)^2 + \left(\frac{V_{nodo}}{2 \cdot A_g} \right)^2} < 0,5 \cdot f_c$$



I meccanismi di rottura a taglio prevalenti nei nodi sono:

- rottura della biella compressa
- rottura per fessurazione diagonale

Da "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", Paulay and Priestley - 1992

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

Confronto tra le 3 tecniche previste dalle norme per rinforzare i pilastri

Meccanismi resistenti del **nodo trave-pilastro** non confinato:

- resistenza a trazione diagonale:
$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N_{pil}}{2 \cdot A_g} - \sqrt{\left(\frac{N_{pil}}{2 \cdot A_g} \right)^2 + \left(\frac{V_{nodo}}{2 \cdot A_g} \right)^2} \right| < 0,3 \cdot \sqrt{f_c}$$

- resistenza a compressione diagonale:
$$\sigma_{nc} = \frac{N_{pil}}{2 \cdot A_g} + \sqrt{\left(\frac{N_{pil}}{2 \cdot A_g} \right)^2 + \left(\frac{V_{nodo}}{2 \cdot A_g} \right)^2} < 0,5 \cdot f_c$$

1. Incamiciatura in c.a.
$$\begin{cases} f_c = \text{cls camicia } (\approx 45 \text{ N/mm}^2) \geq 1,5 \div 2 \text{ cls iniziale} \\ A_g = \text{sezione incamiciata} \approx 1,5 \div 2 \text{ area iniziale} \end{cases}$$

2. Incamiciatura in acciaio $f_c \text{ valore originario} \Rightarrow \text{nessun incremento}$

3. Confinamento con compositi
$$f_{ccd} = f_{cd} \cdot \left[1 + 2,6 \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3} \right]$$

N.B. L'incremento della f_c vale SOLTANTO dove è realizzabile il rinforzo

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

Verifica stato intermedio per tutte le 3 tecniche di rinforzo dei pilastri

ASPETTI IMPORTANTI DELLE FASI COSTRUTTIVE

- ESEGUIRE LA VERIFICA DELL'EDIFICIO A SOLI CARICHI VERTICALI CON LE SEZIONI RIDOTTE A SEGUITO DELLA RIMOZIONE DEL COPRIFERRO PRIMA DEL RINFORZO
- PREVEDERE NELLE SEQUENZE DELLE FASI ESECUTIVE DI NON INTERVENIRE MAI CONTEMPORANEAMENTE SU TUTTI I PILASTRI DELLO STESSO PIANO: DISPOSIZIONE DI INTERVENTO A SCACCHIERA (PARTICOLARMENTE IMPORTANTE NEI PIANI BASSI)

PROGRAMMA DELL'INTERVENTO

FUNZIONAMENTO DEGLI EDIFICI A TELAIO IN C.A.

RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

RINGROSSO DEI PILASTRI CON CAMICIA DI BETONCINO

RINFORZO DEI NODI TRAVE-PILASTRO

VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

RESPONSABILITÀ NELL'ANALISI DI STRUTTURE ESISTENTI

CONCLUSIONI

RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

Ipotesi delle verifiche sismiche mediante analisi push over

Analisi statica non lineare:

- calcolo statico non lineare eseguito utilizzando forze gravitazionali costanti e forze orizzontali crescenti;
- le forze orizzontali sono applicate in corrispondenza delle masse.

In sostanza la analisi push-over rappresenta l'estensione della analisi statica lineare al regime non lineare.

Osservazioni generali sulla analisi push over:

- non tiene conto della componente verticale dell'azione sismica
- è relativamente recente rispetto ai metodi di analisi alternativi
- nasce per edifici regolari e alti



negli edifici esistenti diventa quindi basilare predisporre interventi che assicurino il migliore funzionamento in opera della struttura e ciò significa curare i dettagli costruttivi degli interventi di rinforzo

RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

Fasi esecutive dell'intervento di rinforzo dei pilastri con incamiciatura in c.a.



Posizionamento delle barre di nuovo apporto in fondazione

RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

Fasi esecutive dell'intervento di rinforzo dei pilastri con incamiciatura in c.a.



Getto del calcestruzzo in fondazione

RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

Fasi esecutive dell'intervento di rinforzo dei pilastri con incamiciatura in c.a.

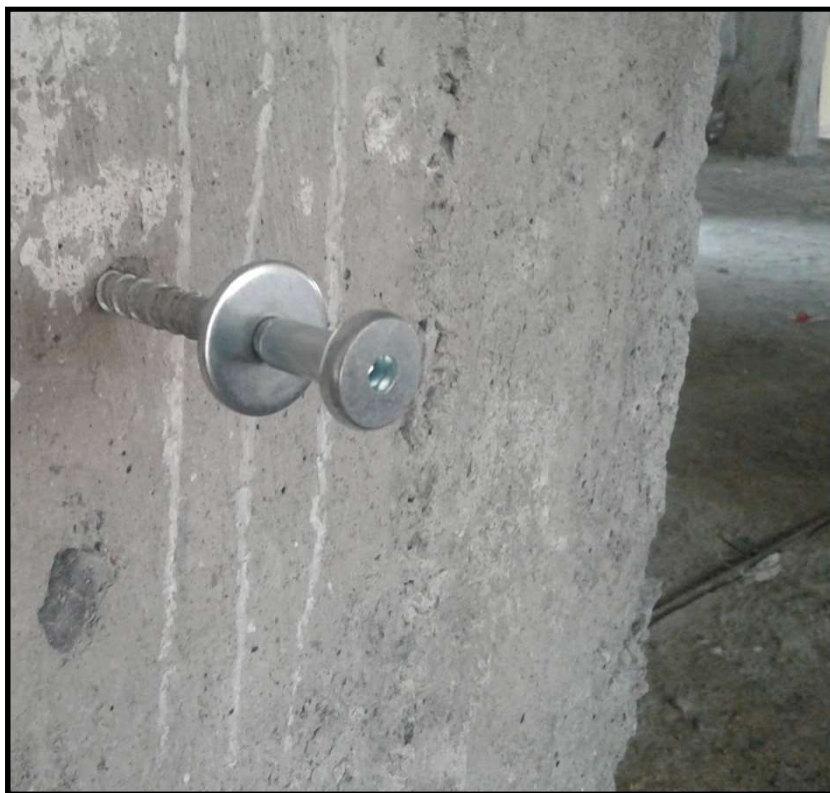


Posizionamento delle barre di nuovo apporto in elevazione

RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

Fasi esecutive dell'intervento di rinforzo dei pilastri con incamiciatura in c.a.

In aggiunta al collegamento per aderenza tra il vecchio ed il nuovo calcestruzzo è utile introdurre un collegamento meccanico tra nucleo esistente e camicia di nuovo apporto.



Connettore metallico fissato a secco



Spinotto metallico fissato con resina epossidica

RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

Fasi esecutive dell'intervento di rinforzo dei pilastri con incamiciatura in c.a.



Disposizione staffe aggiuntive con passo da calcolo

RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

L'ancoraggio delle nuove staffe delle camicie di rinforzo in zona sismica

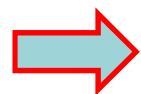
D.M. 14.01.2008 - par. 4.1.6.1.4 Ancoraggio delle barre e loro giunzioni

Le armature longitudinali devono essere interrotte ovvero sovrapposte preferibilmente nelle zone compresse o di minore sollecitazione.

La continuità fra le barre può effettuarsi mediante:

- **sovrapposizione**, calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. In ogni caso la lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere non minore di 20 volte il diametro della barra. La distanza mutua (interferro) nella sovrapposizione non deve superare 4 volte il diametro;
- **saldature**, eseguite in conformità alle norme in vigore sulle saldature. Devono essere accertate la saldabilità degli acciai che vengono impiegati, nonché la compatibilità fra metallo e metallo di apporto nelle posizioni o condizioni operative previste nel progetto esecutivo;
- **giunzioni meccaniche** per barre di armatura. Tali tipi di giunzioni devono essere preventivamente validati mediante prove sperimentali.

Per barre di diametro $\varnothing > 32$ mm occorrerà adottare particolari cautele negli ancoraggi e nelle sovrapposizioni.



D.M. 14.01.2008 NON forniva indicazioni sugli ancoraggi per strutture in zona sismica, ma soltanto per strutture in c.a. soggette a sole azioni statiche

RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

L'ancoraggio delle nuove staffe delle camicie di rinforzo in zona sismica

Cogenza degli Eurocodici

Con il decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 27.03.2013 vengono approvate le Appendici nazionali agli **Eurocodici**, disponendo che "*gli Eurocodici, con le relative Appendici Nazionali, forniscono il sistematico supporto applicativo delle NTC 2008, sia qualora espressamente richiamati, sia per aspetti tecnici non espressamente o completamente trattati nelle stesse*".

EC8 – Strutture in zona sismica

Il paragrafo 5.6.3 che tratta le giunzioni tra barre in acciaio, dispone che:

- la giunzione di barre mediante saldatura è vietata in corrispondenza delle zone critiche degli elementi strutturali;
- la giunzione di barre mediante dispositivi meccanici di collegamento è concessa nelle colonne e nei pannelli se questi elementi sono garantiti da sperimentazioni appropriate in condizioni compatibili con la classe di duttilità scelta.

RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

L'ancoraggio delle nuove staffe delle camicie di rinforzo in zona sismica

D.M. 17.01.2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni

Il paragrafo 7.4.6.2 «Limitazioni di armatura» dispone che:

Le giunzioni di barre mediante saldatura o dispositivi meccanici sono vietate in corrispondenza delle zone dissipative degli elementi strutturali.

Nelle colonne e nelle pareti, la giunzione di barre mediante dispositivi meccanici di collegamento è concessa se dispositivi ed elementi, qualificati secondo quanto indicato al 11.3.2.9, sono oggetto di prove appropriate in condizioni compatibili con la classe di duttilità scelta.

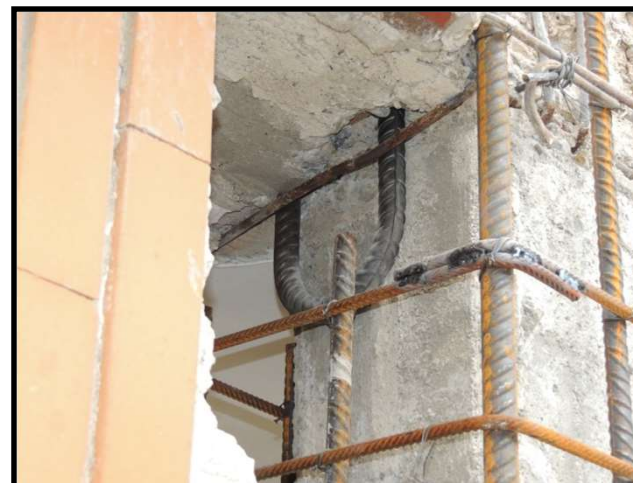
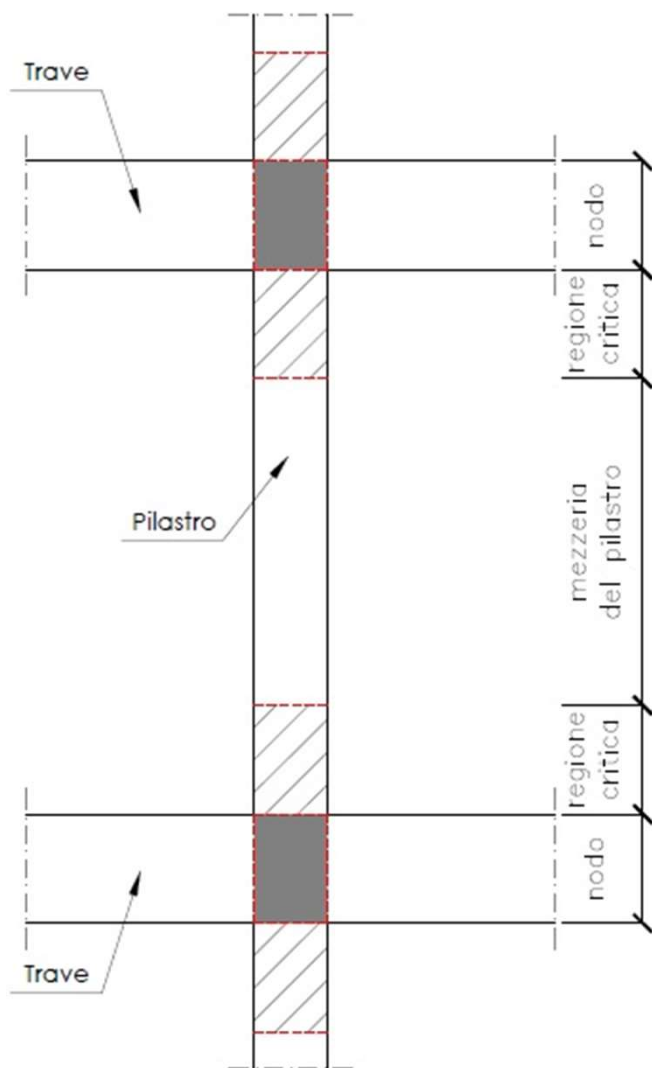
N.B. l'ancoraggio delle barre per sovrapposizione nei nodi **non è nemmeno citato**: in sostanza le nuove norme tecniche richiedono in generale di evitare le interruzioni delle armature nelle zone critiche.

N.B. per i soli pilastri e setti consente di usare manicotti purché qualificati.

D.M. 10.01.1907: “*Nei punti d'interruzione i ferri verranno sovrapposti per una lunghezza di 30 diametri, legandoli insieme ed uncinandone le estremità, oppure verranno riuniti con manicotto filettato*”.

RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

Effetto del divieto delle saldature in zona critica sull'intervento di incamiciatura



NO



NO

RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

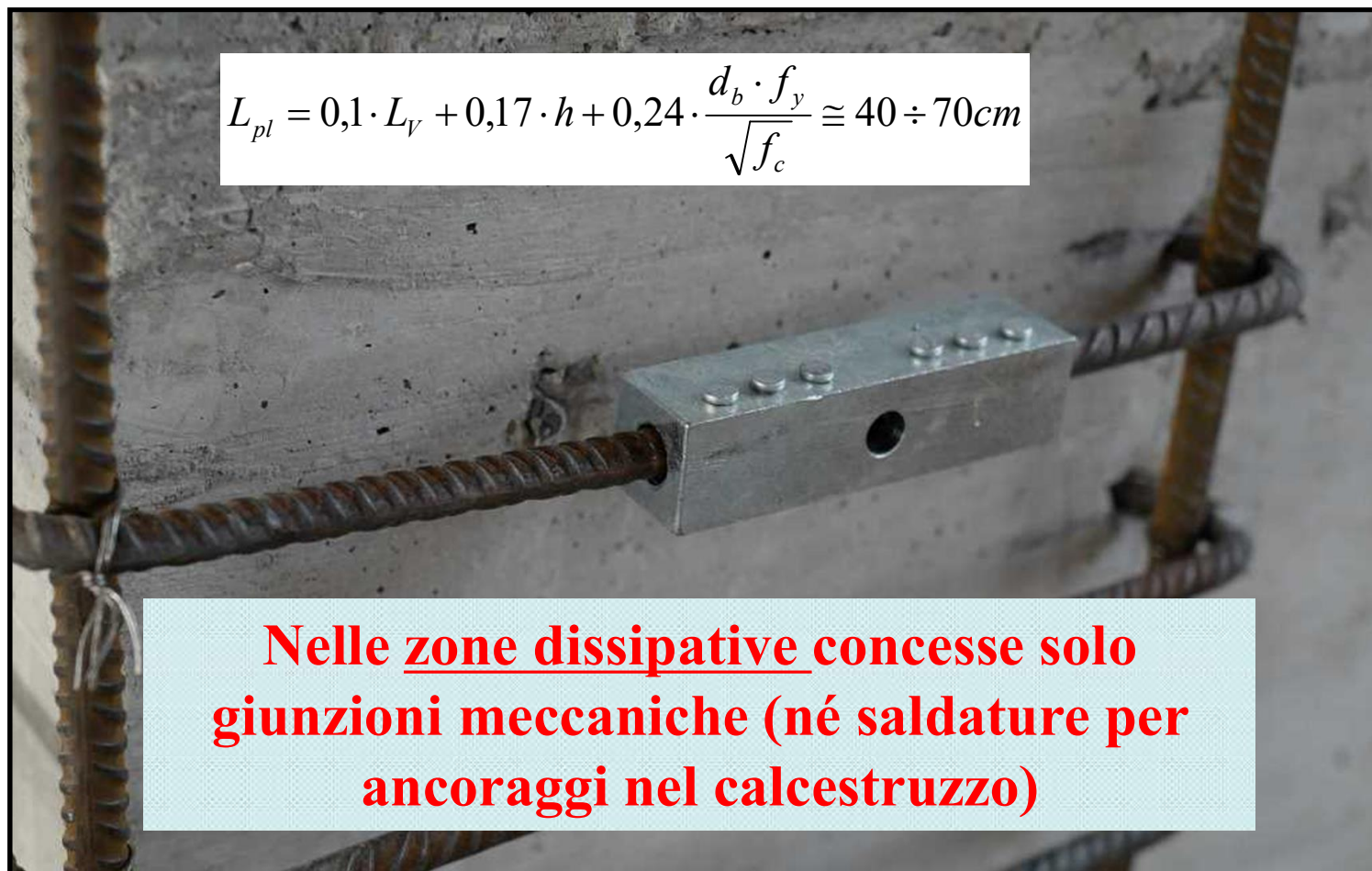
Fasi esecutive dell'intervento di rinforzo dei pilastri con incamiciatura in c.a.



Chiusura staffe nella sola zona di mezzeria mediante saldatura

RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

Fasi esecutive dell'intervento di rinforzo dei pilastri con incamiciatura in c.a.



Chiusura delle staffe nelle zone di testa e piede del pilastro

RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

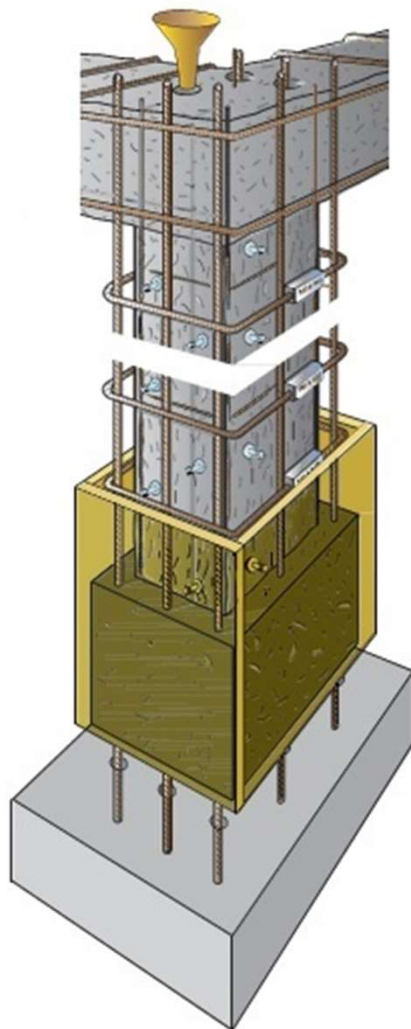
Fasi esecutive dell'intervento di rinforzo dei pilastri con incamiciatura in c.a.



Chiusura delle staffe nelle zone di testa e piede del pilastro

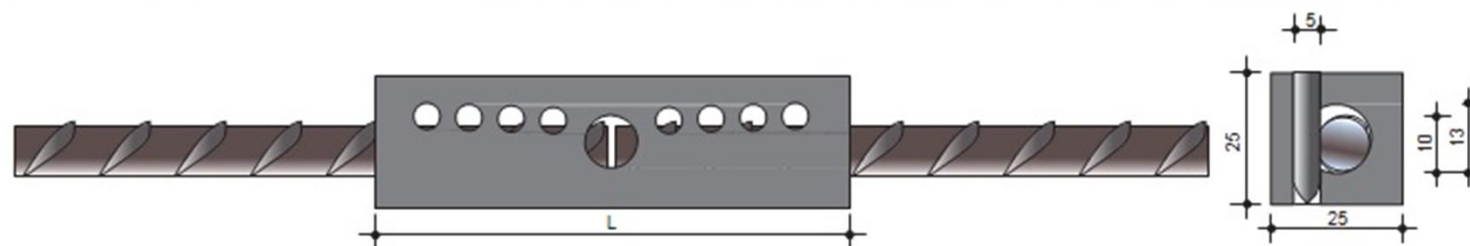
RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

Schema incamiciatura di rinforzo con giunzione meccanica Tecnaria



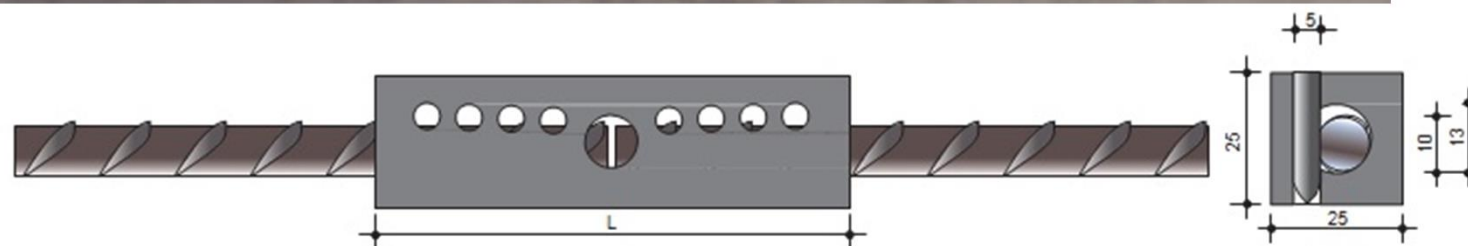
RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

Posa in opera della giunzione meccanica GTS Tecnaria



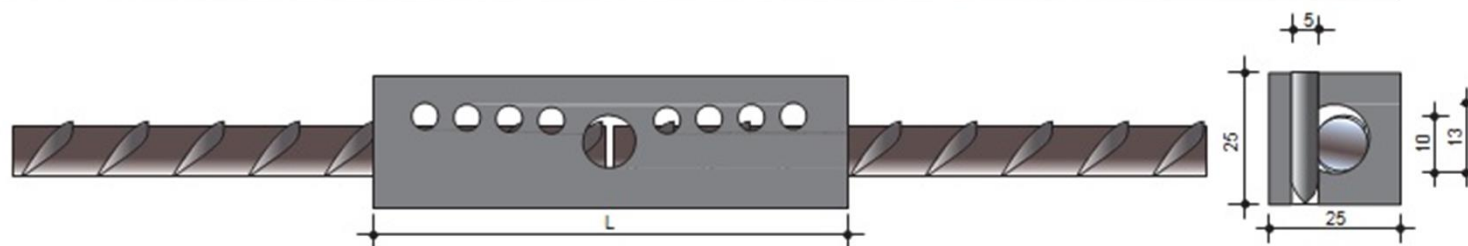
RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

Posa in opera della giunzione meccanica GTS Tecnaria



RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

Posa in opera della giunzione meccanica GTS Tecnaria



RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

Posa in opera della giunzione meccanica GTS Tecnaria



RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

Fasi esecutive dell'intervento di rinforzo dei pilastri con incamiciatura in c.a.



Chiusura delle staffe con manicotto nelle zone di testa e piede del pilastro

RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

Fasi esecutive dell'intervento di rinforzo dei pilastri con incamiciatura in c.a.



Casseratura della gabbia di armatura

RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

Fasi esecutive dell'intervento di rinforzo dei pilastri con incamiciatura in c.a.



Disarmo del pilastro dopo la stagionatura del getto di betoncino

RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

Confronto saldatura vs. giunzione meccanica

	Giunzione con saldatura	Giunzione meccanica GTS TECNARIA
Tempi posa in opera	Rapida	Molto rapida
Facilità posa in opera	Non facile con ϕ 8	Facile sempre
Continuità barra staffa (efficacia in opera)	NO (→ asimmetria di carico)	SI
Regioni critiche (estremità elemento)	Non ammessa	Ammessa
Modalità di rottura	Fragile	Duttile
Certificazione	Ispezioni in sito e prove in laboratorio	Prove in laboratorio
Costo globale (fornitura, posa in opera, incidenza prove)	$\approx$ 10-15 €/cad	$\approx$ 10-13 €/cad
Tempi generali	Lunghi (attesa esito prove)	Rapidi (quelli di cantiere)

RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

La chiusura delle nuove staffe mediante giunzione meccanica

È possibile anche intervenire aggiungendo le nuove staffe chiuse con manicotto senza aumentare la sezione originaria.



Vista testa di un pilastro cerchiato mediante staffe chiuse con manicotto in acciaio

RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

La chiusura delle nuove staffe mediante giunzione meccanica

Il foro di ispezione serve per verificare la qualità della messa in opera.



Importanza del foro di ispezione nel controllo della messa in opera

RINGROSSO MEDIANTE CAMICIA DI BETONCINO ARMATO

La chiusura delle nuove staffe mediante giunzione meccanica



Rinforzo basamento pilastro garage per autoveicoli

PROGRAMMA DELL'INTERVENTO

FUNZIONAMENTO DEGLI EDIFICI A TELAIO IN C.A.

RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

RINGROSSO DEI PILASTRI CON CAMICIA DI BETONCINO

RINFORZO DEI NODI TRAVE-PILASTRO

VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

RESPONSABILITÀ NELL'ANALISI DI STRUTTURE ESISTENTI

CONCLUSIONI

RINFORZO DEI NODI TRAVE-PILASTRO

Importanza del rinforzo dei nodi trave-pilastro e delle regioni critiche

Gli eventi sismici occorsi negli ultimi 50 anni hanno messo in evidenza come il punto debole di un telaio in cemento armato è costituito dai nodi trave-pilastro.

Obiettivi perseguibili con il confinamento del nodo e delle regioni critiche:

- evitare il collasso del pannello di nodo non confinato sui pilastri di facciata;
- aumentare la duttilità delle regioni critiche;
- incrementare la resistenza a taglio delle regioni critiche;
- migliorare la qualità dell'ancoraggio delle barre esistenti.

NTC 2018 (punto 7.4.4.3-1):

Il nodo deve essere progettato in maniera tale da evitare una sua rottura anticipata rispetto alle zone delle travi e dei pilastri in esso concorrenti.

EC8

Il nodo trave-pilastro deve essere progettato in maniera appropriata, tenendo in conto che:

- *un nodo danneggiato riduce la capacità dissipativa dell'intero telaio*
- *la riparazione dei nodi danneggiati implica difficoltà superiori rispetto anche a quelle relative agli elementi in esso concorrenti*

RINFORZO DEI NODI TRAVE-PILASTRO

Esempi di danni in caso di sisma negli edifici in c.a. localizzati nei nodi



Da “Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni” emanate dalla Protezione Civile in seguito al sisma che ha colpito L’Aquila il 6 aprile 2009.

RINFORZO DEI NODI TRAVE-PILASTRO

Esempi di danni in caso di sisma negli edifici in c.a. localizzati nei nodi



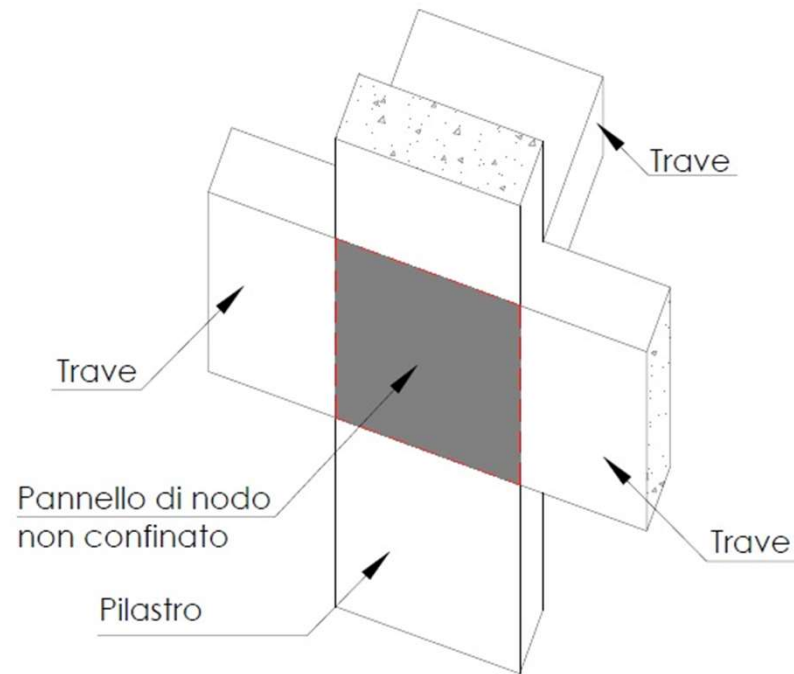
Da “Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni” emanate dalla Protezione Civile in seguito al sisma che ha colpito L’Aquila il 6 aprile 2009.

RINFORZO DEI NODI TRAVE-PILASTRO

Definizione nodo non confinato secondo NTC 2018 (punto 7.4.4.3)

Si distinguono 2 tipi di nodi:

- nodi interamente confinati, quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave; il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno $\frac{3}{4}$ la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno $\frac{3}{4}$ dell'altezza
- nodi non interamente confinati: quando non appartenenti alla categoria precedente

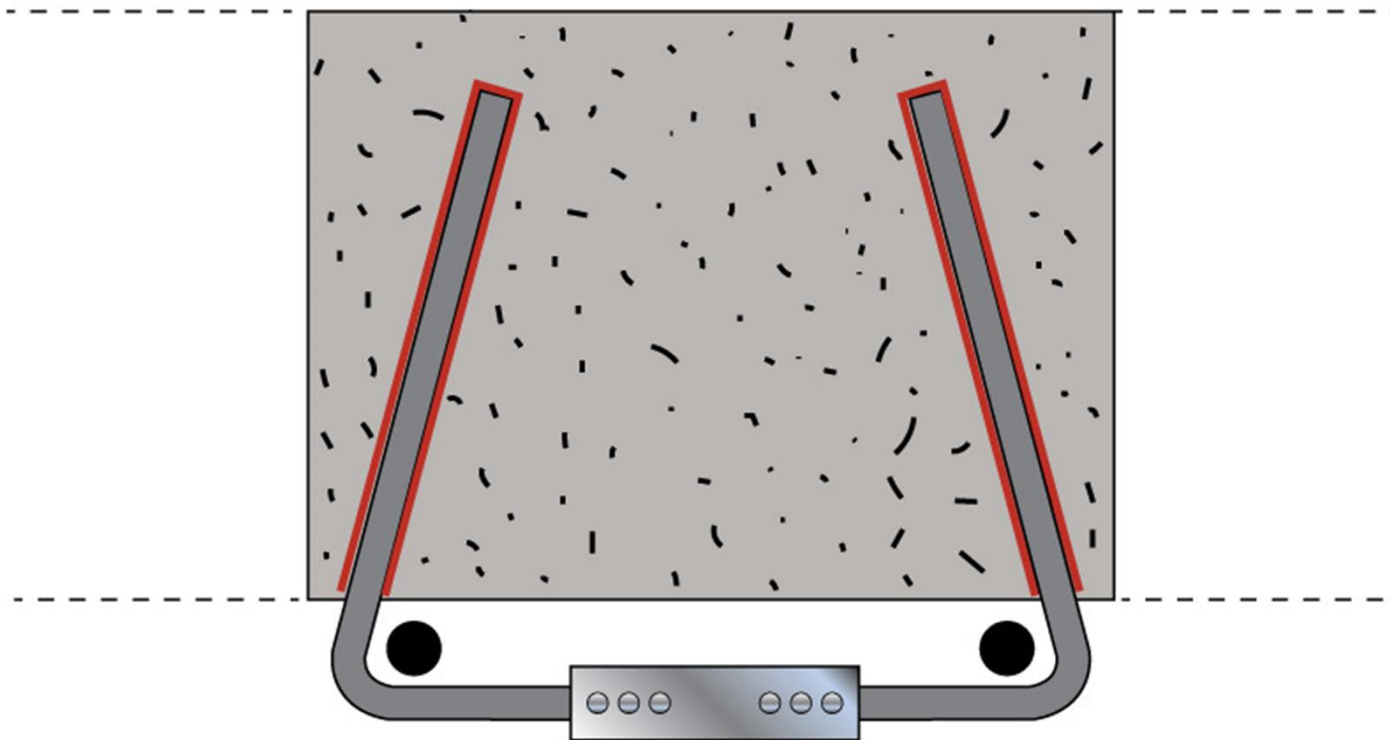


Esempio nodo non confinato

RINFORZO DEI NODI TRAVE-PILASTRO

Il rinforzo del nodo non confinato mediante giunzione GTS

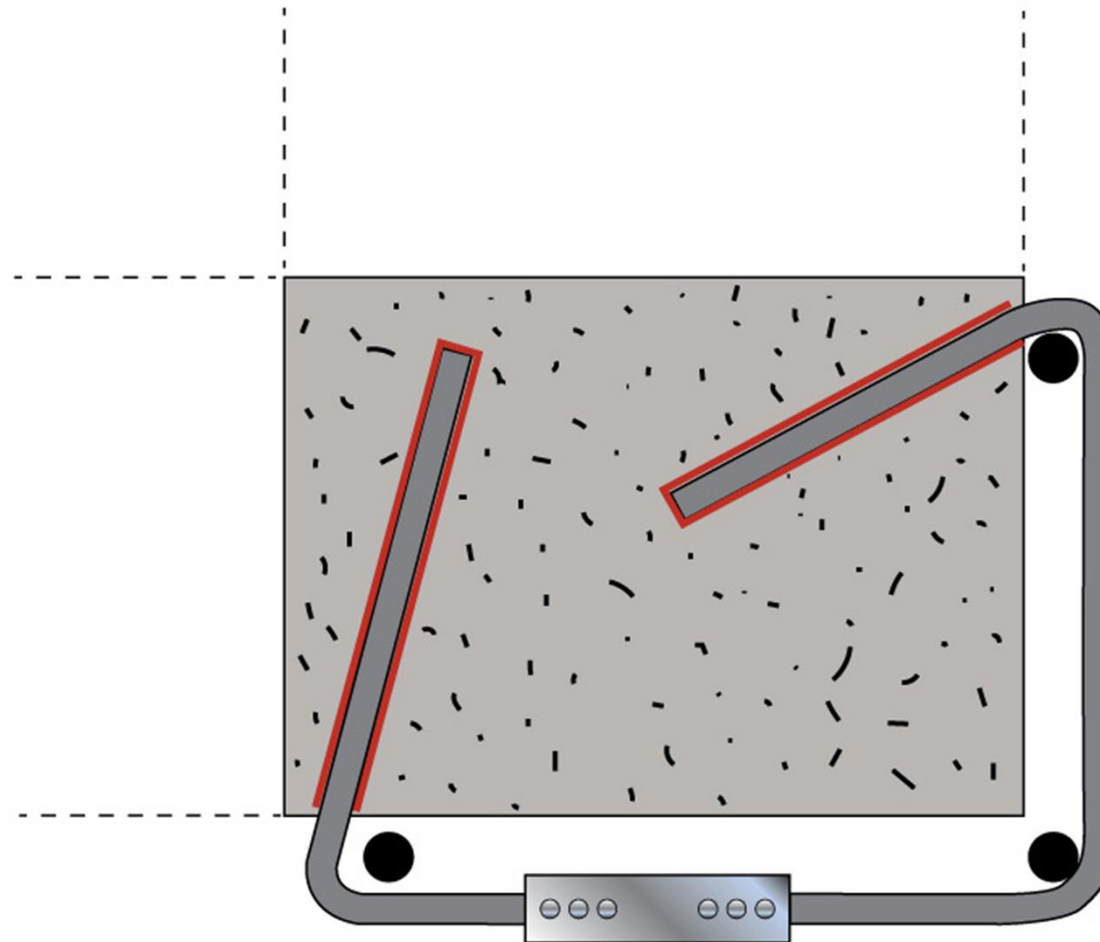
Il rinforzo del pannello di nodo non confinato dei pilastri di facciata e d'angolo si può ottenere anche con i manicotti a serraggio meccanico GTS.



Rinforzo nodo di facciata mediante barre in acciaio unite con manicotto Tecnaria

RINFORZO DEI NODI TRAVE-PILASTRO

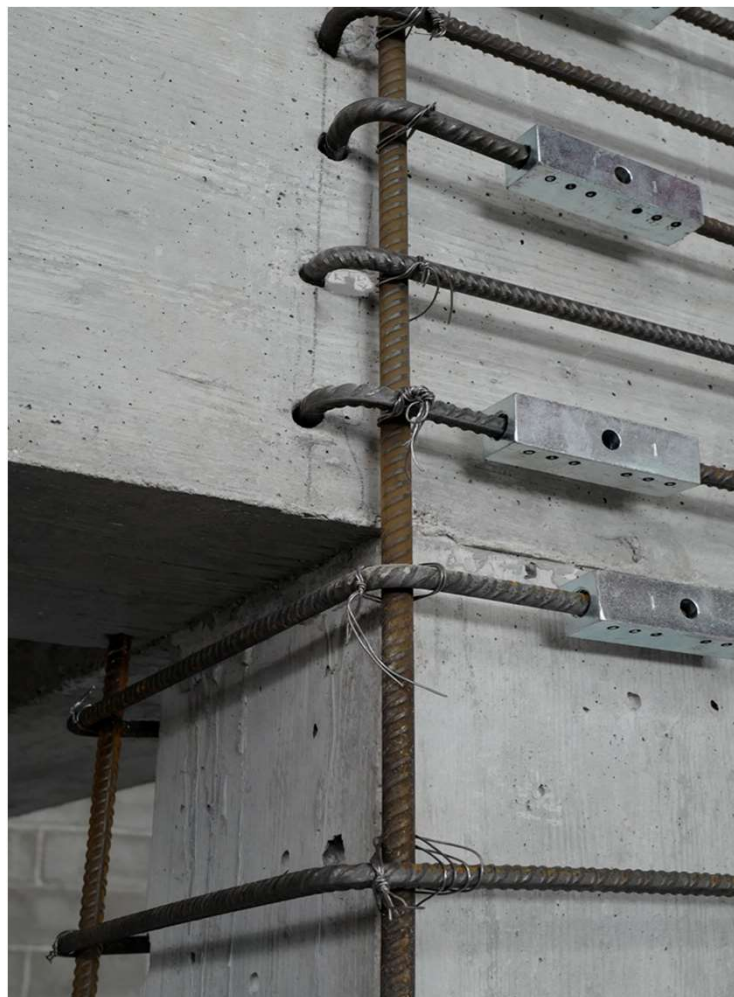
Il rinforzo del nodo non confinato mediante giunzione GTS



Rinforzo nodo d'angolo mediante barre in acciaio unite con manicotto Tecnaria

RINFORZO DEI NODI TRAVE-PILASTRO

Il rinforzo del nodo non confinato mediante giunzione GTS



Esempio di rinforzo del pannello non confinato con giunzione GTS TECNARIA

PROGRAMMA DELL'INTERVENTO

FUNZIONAMENTO DEGLI EDIFICI A TELAIO IN C.A.

RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

RINGROSSO DEI PILASTRI CON CAMICIA DI BETONCINO

RINFORZO DEI NODI TRAVE-PILASTRO

VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

RESPONSABILITÀ NELL'ANALISI DI STRUTTURE ESISTENTI

CONCLUSIONI

VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

Esempio: ripristino della continuità staffe travi di bordo cavalcavia



VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

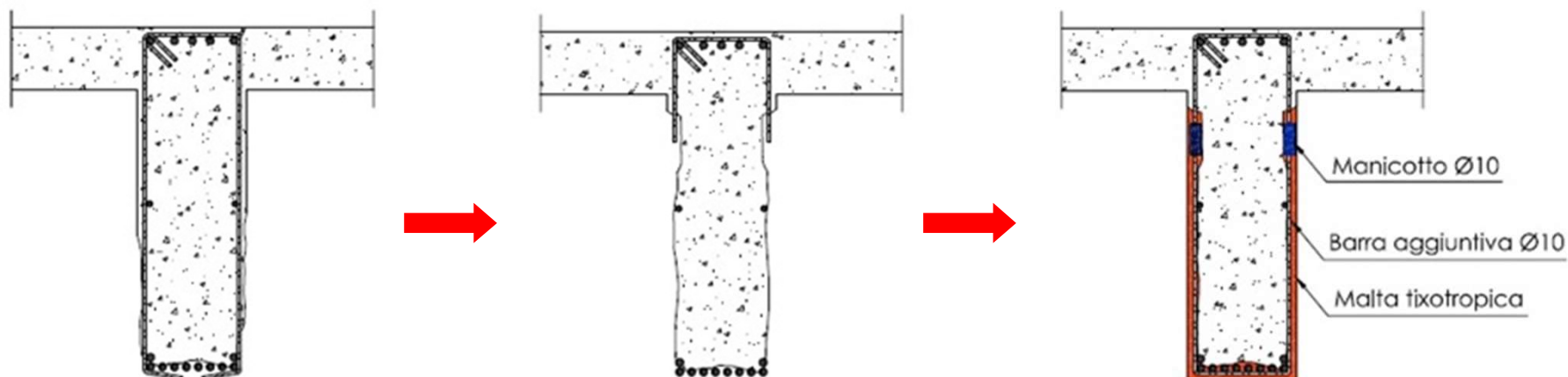
Esempio: ripristino della continuità staffe travi di bordo cavalcavia

Le staffe delle travi di bordo sono interrotte e quindi il contributo alla resistenza a taglio delle stesse è nullo.



VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

Esempio: ripristino della continuità staffe travi di bordo cavalcavia



VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

Esempio: confronto manicotti con bloccaggio a pioli



VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

Esempio: ripristino della armature sacrificate per le indagini



VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

Esempio: ripristino della armature sacrificate per le indagini



VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

Esempio: ripristino della armature sacrificate per le indagini



VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

Esempio: continuità barre di ancoraggio per cordoli in c.a. in edifici murari



VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

Esempio: continuità barre di ancoraggio per cordoli in c.a. in edifici murari



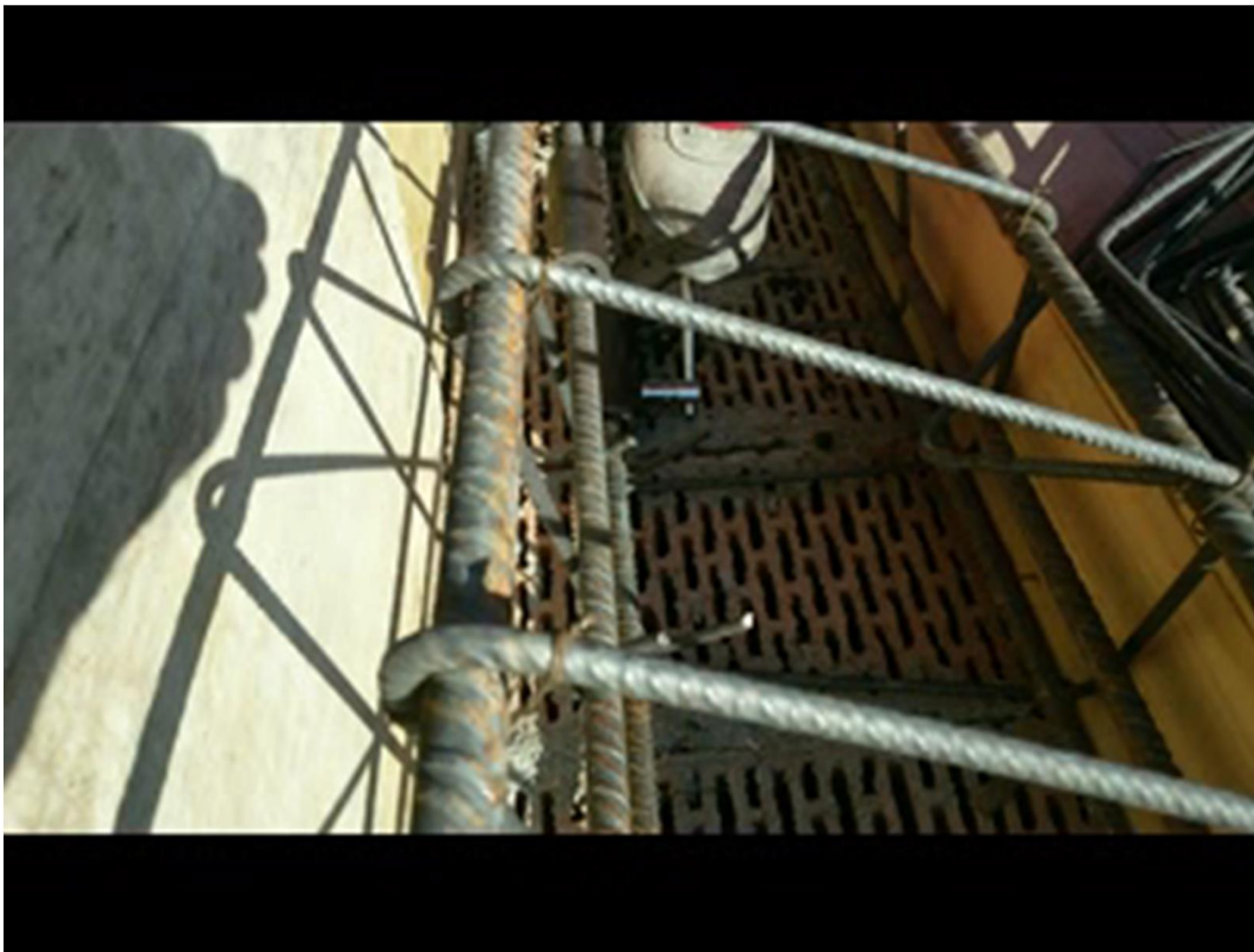
VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

Esempio: continuità barre di ancoraggio per cordoli in c.a. in edifici murari



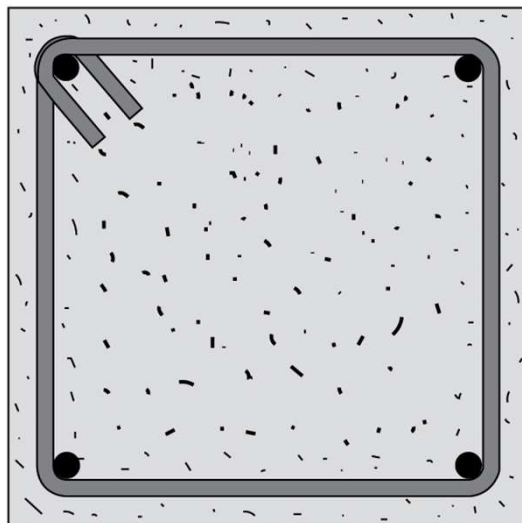
VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

Esempio: continuità barre di ancoraggio per cordoli in c.a. in edifici murari



VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

Esempio: la chiusura della staffe nelle nuove costruzioni



Piegatura a 135°

**N.B. lunghezza piegatura 10 ϕ staffa
(per barre longitudinali 40 ϕ)**

**Modalità di crisi fragile
sfilamento della barra**



Chiusura con manicotto

**Modalità di crisi duttile
snervamento della barra**

NTC 2018 e EC8: nelle zone dissipative non è possibile eseguire ancoraggi e saldature (crisi fragile), ma è possibile soltanto usare manicotti (crisi duttile)

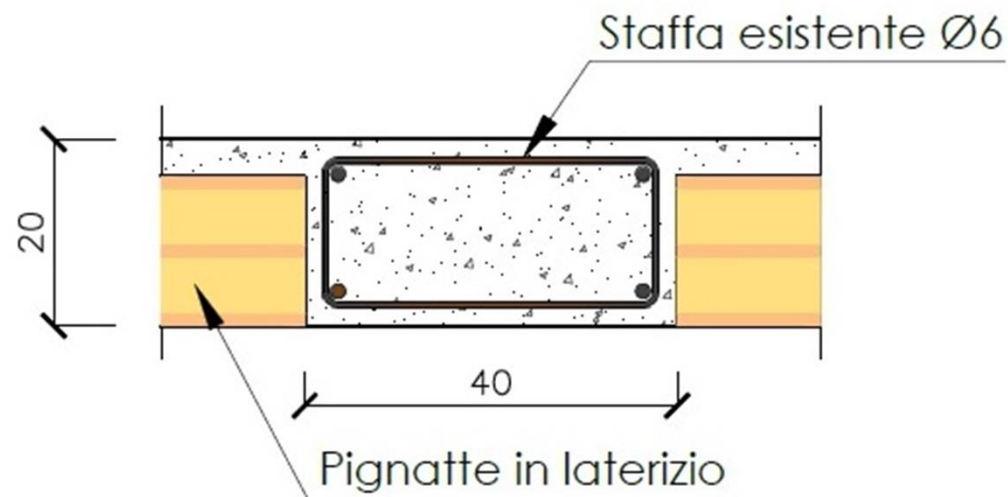
VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

Esempio: il rinforzo a taglio delle travi a spessore

Per le travi a spessore l'utilizzo di materiali FRP e FRCM è possibile soltanto in corrispondenza dell'intradosso e quindi per ottenere il rinforzo a flessione.

Per il rinforzo a taglio è possibile utilizzare le giunzioni meccaniche GTS.

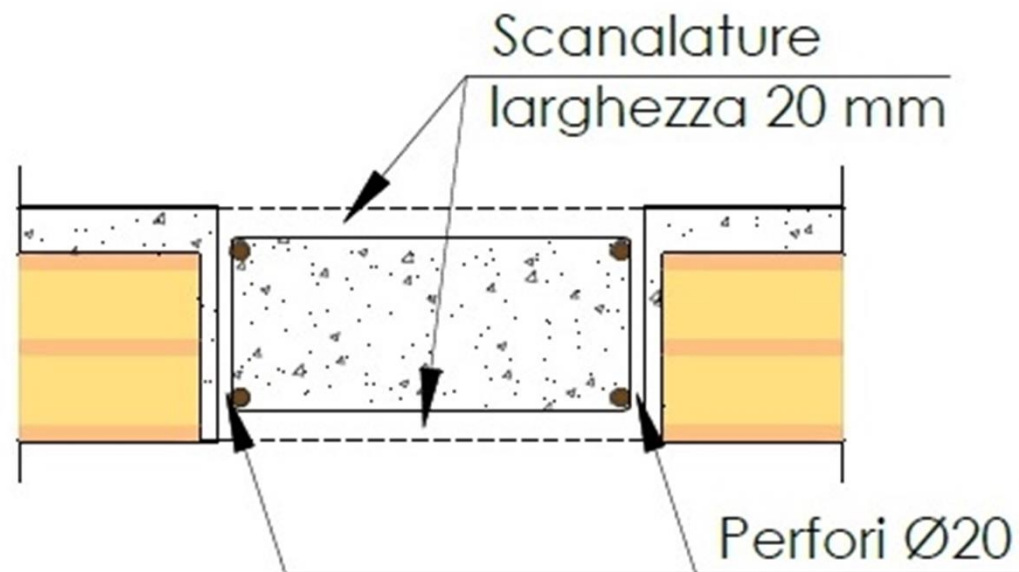
FASE 1: Rimozione dell'intonaco all'intradosso del solaio e della pavimentazione e del massetto all'estradosso



VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

Esempio: il rinforzo a taglio delle travi a spessore

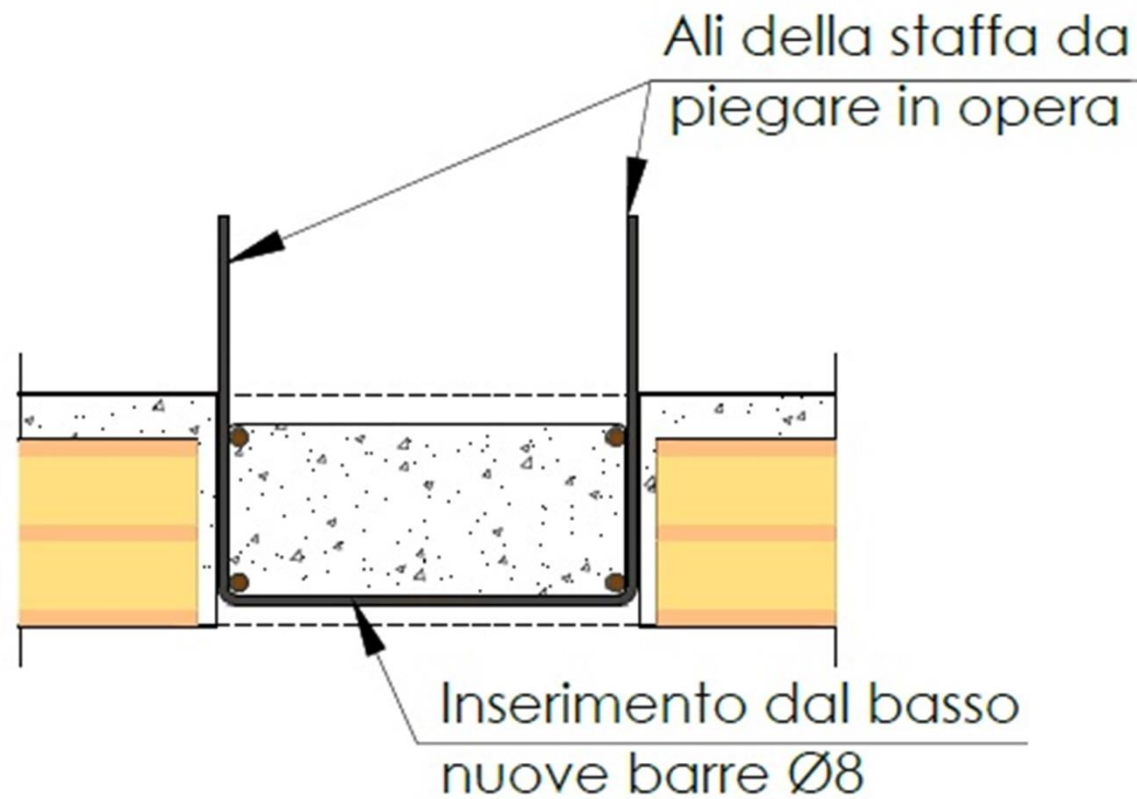
FASE 2: Realizzazione di scanalature all'intradosso ed all'estradosso della trave e di forature per il successivo alloggiamento delle nuove staffe



VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

Esempio: il rinforzo a taglio delle travi a spessore

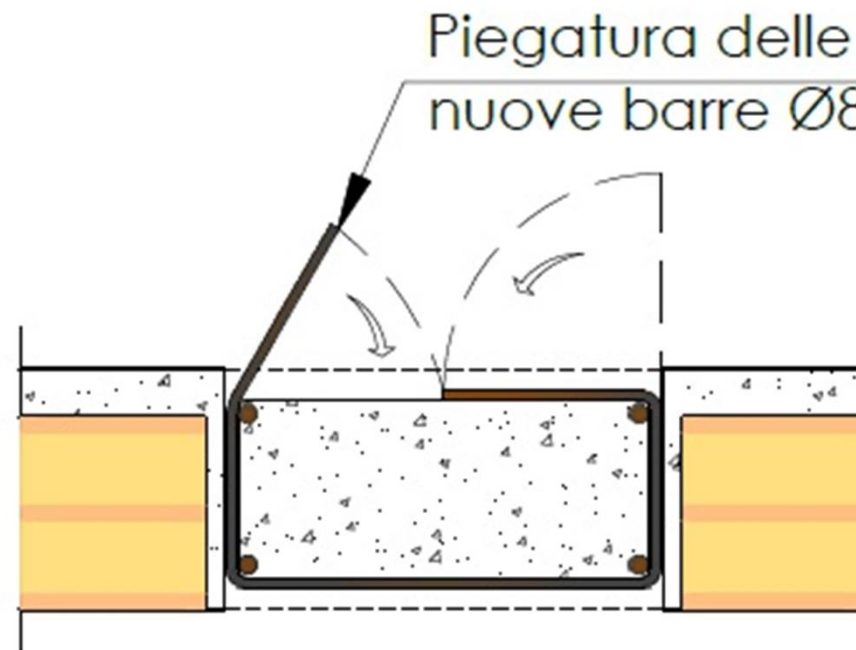
FASE 3: Posizionamento dal basso di barre Ø8 sagomate ad U nei fori realizzati



VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

Esempio: il rinforzo a taglio delle travi a spessore

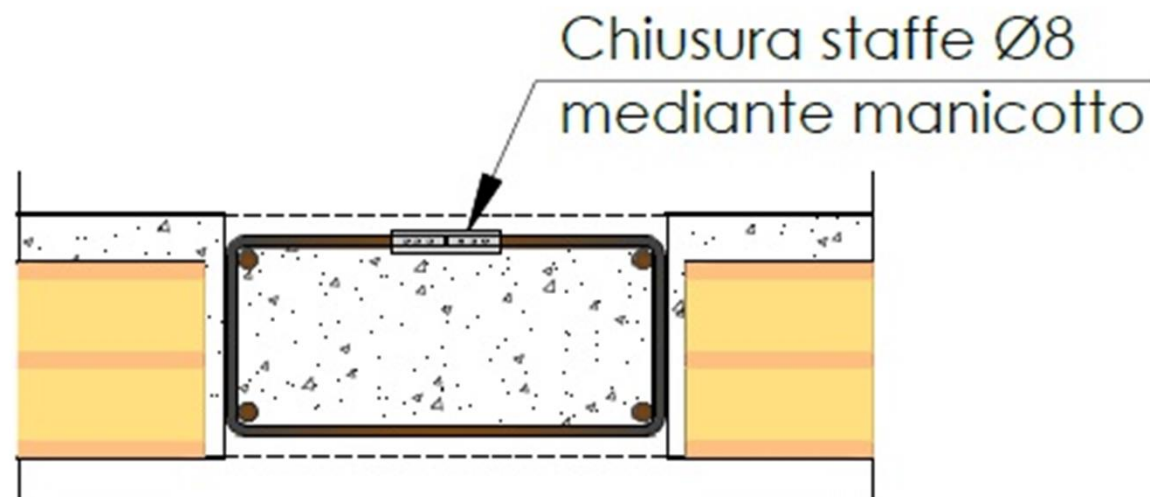
FASE 4: Piegature delle estremità superiori delle barre $\varnothing 8$ per realizzare le nuove staffe



VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

Esempio: il rinforzo a taglio delle travi a spessore

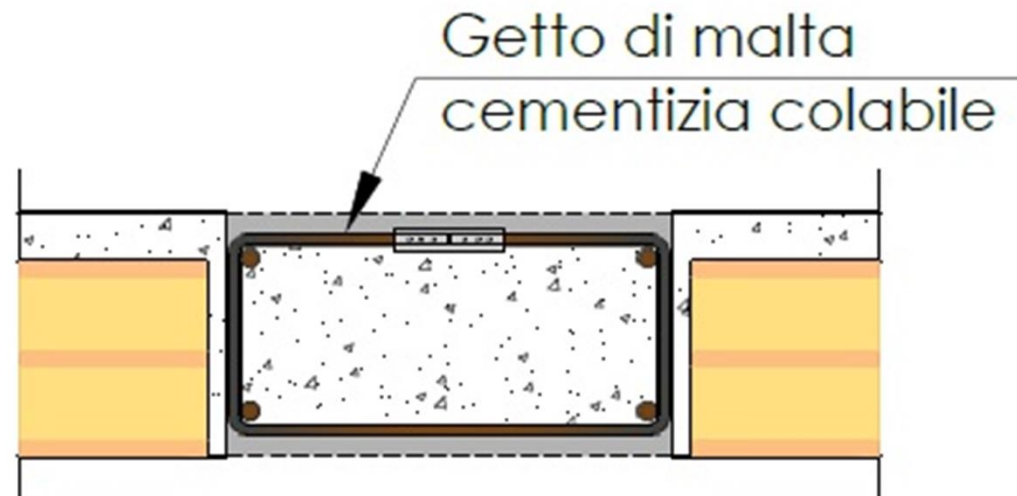
FASE 5: Bloccaggio delle estremità delle barre mediante manicotto in acciaio



VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

Esempio: il rinforzo a taglio delle travi a spessore

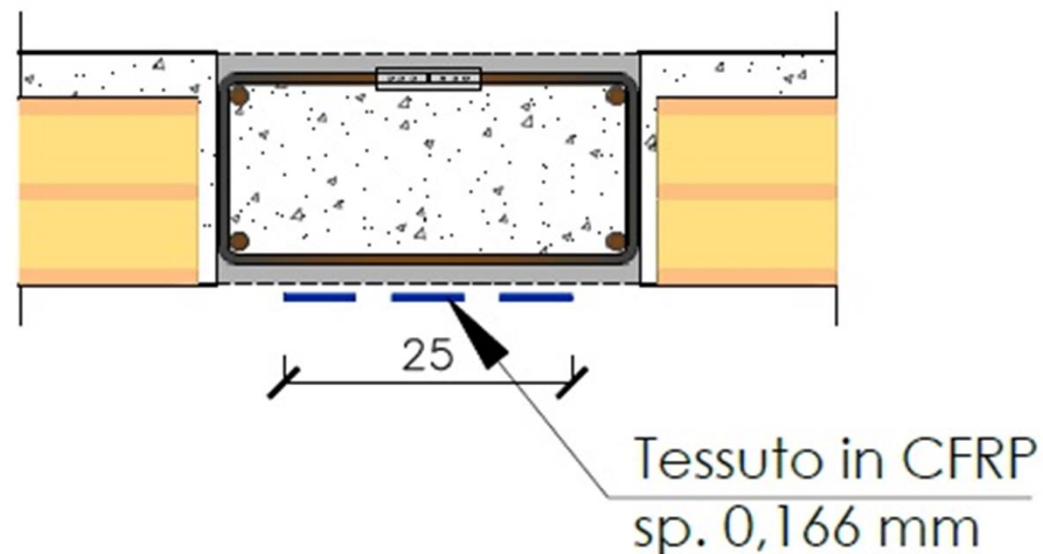
FASE 6: Casseratura e sigillatura dei fori e delle scanalature mediante malta cementizia colabile



VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

Esempio: il rinforzo a taglio delle travi a spessore

FASE 7: Posa in opera del rinforzo intradossale con CFRP in fibre di carbonio e resina epossidica dopo la stagionatura della malta colabile



PROGRAMMA DELL'INTERVENTO

FUNZIONAMENTO DEGLI EDIFICI A TELAIO IN C.A.

RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

RINGROSSO DEI PILASTRI CON CAMICIA DI BETONCINO

RINFORZO DEI NODI TRAVE-PILASTRO

VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

RESPONSABILITÀ NELL'ANALISI DI STRUTTURE ESISTENTI

CONCLUSIONI

RESPONSABILITÀ NELL'ANALISI DI STRUTTURE ESISTENTI

Aspetti giuridici generali

Concetto di prevedibilità dei terremoti per la giurisprudenza

Se è vero che non è prevedibile l'istante nel quale si manifesta un terremoto, tuttavia è prevedibile se una costruzione sarà soggetta ad un terremoto: se ricade in zona sismica è automatico che sarà soggetta ad eventi sismici e quindi tutte le figure che parteciperanno alla realizzazione saranno obbligati a rispettare **tutte le conoscenze tecniche note nello stato dell'arte al momento della realizzazione dell'intervento**, ed inoltre in fase di studio i tecnici per valutare lo stato del manufatto devono analizzarne la corrispondenza con le norme dell'epoca di costruzione.

Concetto di pericolo legato alla sicurezza

Analogamente, in generale, qualsiasi valutazione della sicurezza di una struttura esistente deve essere svolta eseguendo mediante una preliminare fase conoscitiva del manufatto che delinei in maniera chiara il sistema strutturale oggetto della verifica statica, prevedendo quali carenze possano emergere (non visibili ad occhio nudo ma ipotizzabili mediante l'esperienza pregressa sugli interventi sul costruito). Come per le indagini geognostiche, anche per quelle sulle strutture esistenti il responsabile è soltanto il progettista.

RESPONSABILITÀ NELL'ANALISI DI STRUTTURE ESISTENTI

Conoscenza delle norme sulle costruzioni del passato

Esempio:

se da un saggio effettuato dal basso di un solaio emerge una manifattura di scarsa qualità, allora è necessario approfondire anche dall'alto, anche perché siamo venuti a conoscenza che il livello di sicurezza reale è già minore di quello teorico.



RESPONSABILITÀ NELL'ANALISI DI STRUTTURE ESISTENTI

Conoscenza delle norme sulle costruzioni del passato

Esempio:

anche in caso di interventi non dichiaratamente strutturali (rifacimento finiture esterne) su edifici esistenti in c.a. se rimuovendo l'intonaco emerge l'assenza di staffe per ampi tratti nei nodi, o la chiusura a 90° , allora, prima di qualsiasi intervento di finitura, è necessario fare una valutazione globale che tenga conto di quanto visto e non è sufficiente il ripristino dell'intonaco, piuttosto **bisogna prevedere un rinforzo tale da perseguire almeno il funzionamento atteso dalla corretta applicazione delle norme cogenti all'epoca della costruzione.**

Il proprietario deve essere avvisato dei rischi connessi.



RESPONSABILITÀ NELL'ANALISI DI STRUTTURE ESISTENTI

Conoscenza delle norme sulle costruzioni del passato

Importanza analisi storico-critica per conoscere le disposizioni normative sulle staffe.

ESEMPIO

Regio Decreto 16 novembre 1939, n° 2229 “*Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato*” richiedevano all'art. 30 che le membrature compresse siano dotate “*di conveniente **staffatura** continua o discontinua **con passo o distanza non superiore alla metà della dimensione minima della sezione** né a 10 volte il diametro dei ferri dell'armatura longitudinale*”.



RESPONSABILITÀ NELL'ANALISI DI STRUTTURE ESISTENTI

Conoscenza delle norme sulle costruzioni del passato

NTC 2018 (cap. 8 - costruzioni esistenti): “**la valutazione della sicurezza DEVE effettuarsi** quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione, danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni), o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;
- **provati gravi errori** di progetto o **di costruzione**;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d'uso della costruzione;
- esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità o ne modifichino la rigidezza;
- ogni qualvolta si eseguano gli interventi strutturali di cui al 8.4;
- opere realizzate in assenza o difformità dal titolo abitativo, ove necessario al momento della costruzione, o **in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione**”.

RESPONSABILITÀ NELL'ANALISI DI STRUTTURE ESISTENTI

Conoscenza delle norme sulle costruzioni del passato

È sufficiente la bonifica dei materiali o bisogna prevedere un intervento di rinforzo locale del nodo e delle regioni critiche?



PROGRAMMA DELL'INTERVENTO

FUNZIONAMENTO DEGLI EDIFICI A TELAIO IN C.A.

RUOLO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

TECNICHE DI INTERVENTO SUGLI ELEMENTI IN C.A.

RINGROSSO DEI PILASTRI CON CAMICIA DI BETONCINO

RINFORZO DEI NODI TRAVE-PILASTRO

VERSATILITÀ D'USO DELLA GIUNZIONE NON FILETTATA

RESPONSABILITÀ NELL'ANALISI DI STRUTTURE ESISTENTI

CONCLUSIONI

CONCLUSIONI

Il cemento armato è un materiale che nasce da una attività di sperimentazione.

Le verifiche analitiche hanno sempre un valore **convenzionale**.

Le norme tecniche da sempre contengono i criteri base da seguire nella realizzazione dell'opera.

Il rispetto della regola dell'arte relativa ai dettagli costruttivi è di primaria importanza perché la struttura progettata si comporti in opera come previsto in sede di calcolo.

Tra i dettagli costruttivi delle opere in c.a. quello che riveste maggiore importanza è la **staffa**, in particolar modo **negli elementi compressi** (pilastri).

Naturalmente, **anche negli interventi di rinforzo** deve essere osservata la massima cura in fase esecutiva.

La tecnica della **incamiciatura in c.a.** permette di intervenire in **maniera uniforme** incrementando le prestazioni in termini di resistenza, rigidezza e duttilità.

Nell'incamiciatura in c.a. le staffe devono essere ben realizzate per poter svolgere una efficace azione di confinamento del calcestruzzo interno.

Tale obiettivo si può conseguire soltanto con una **giunzione meccanica**, peraltro **obbligatoria nelle zone critiche**.

Grazie per l'attenzione