

INDICE

PREMESSE	4
1. L'IMPORTANZA DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI NELLE VERIFICHE SISMICHE	6
1.1 I principi base del cemento armato	7
1.2 Gli insegnamenti dei terremoti del recente passato	9
1.3 Il confinamento del calcestruzzo negli elementi compresi	13
1.4 Le vecchie disposizioni normative sui dettagli costruttivi del c.a.	19
1.4.1 La distanza tra le staffe nei pilastri	19
1.4.2 L'assenza delle staffe nel pilastro nel tratto di nodo	23
1.4.3 La sagomatura delle staffe	24
1.4.4 Lo spessore del copriferro	28
1.5 La capacità dissipativa delle strutture in c.a. nel calcolo convenzionale	29
1.6 La modellazione dei dettagli costruttivi nelle verifiche sismiche	32
1.7 Il ruolo dei dettagli costruttivi in una simulazione di calcolo.....	40
1.8 Il piano di indagini per gli edifici in c.a.	42
1.9 La responsabilità del progettista nella valutazione della sicurezza di un edificio esistente in c.a.	47
2. LA TECNICA DEL JACKETING IN C.A.	49
2.1 I principi della corretta progettazione degli interventi di rinforzo	49
2.2 La scelta delle tecniche di intervento	51
2.2.1 Gli interventi sulle travi.....	52
2.2.2 Le tecniche di intervento sui pilastri	58
2.3 L'incamiciatura in betoncino armato	62
2.3.1 Considerazioni generali.....	62
2.3.2 Dimensionamento della camicia di rinforzo in c.a.	65
2.4 La chiusura delle staffe della camicia di rinforzo in c.a.	82
2.4.1 Chiusura delle staffe per piegatura.....	82
2.4.2 Chiusura delle staffe per saldatura	83

2.4.3	La chiusura delle staffe mediante giunzione meccanica Tecnaria GTS	90
2.5	La giunzione Tecnaria GTS per il confinamento del nodo.....	98
2.6	Il connettore Tecnaria Mini-CEM per collegare la camicia al pilastro esistente	102
2.7	Le fasi esecutive del ringrosso dei pilastri con camicia in betoncino armato	103
2.8	Confronto tra le tecniche di intervento sui pilastri.....	110
2.8.1	Incamiciatura con profili di acciaio	110
2.8.2	Rinforzo con materiali composit	115
2.8.3	Confronto prestazionale tra le tecniche di intervento sui pilastri	120
3.	CONCLUSIONI.....	123
	BIBLIOGRAFIA	125

PREMESSE

È molto diffusa l'opinione secondo cui la più o meno elevata vulnerabilità del patrimonio edilizio italiano in c.a. realizzato nel secolo scorso sia da legare al fatto che gli edifici siano stati costruiti senza criteri antisismici perché situati in zone non classificate sismiche o comunque ritenute a bassa pericolosità sismica.

Tuttavia questa assunzione non è propriamente condivisibile su un piano generale per almeno due motivi sui quali vale la pena di riflettere.

Il motivo principale per cui la maggioranza degli edifici realizzati in c.a. tra l'inizio e la fine del Novecento sono molto vulnerabili ad eventi sismici risiede piuttosto nel fatto che la teoria e le norme di costruzione non si sono divulgate subito in maniera completa. Infatti tecnici e maestranze hanno inizialmente ben assimilato i concetti generali della nuova tecnica costruttiva, ma non si sono sempre preoccupati di approfondire con il giusto spirito critico i motivi di alcune indicazioni normative sugli aspetti di dettaglio.

Si noti a proposito che i cosiddetti criteri antisismici non sono altro che criteri di buona prassi costruttiva e, a riguardo del cemento armato, le stesse normative tecniche, a partire dalle prime apparse ad inizio Novecento, prevedevano di adottare dispositivi costruttivi sulle armature (ancoraggi delle barre longitudinali e staffe) tali da garantire il concepimento di una struttura con un buon comportamento antisismico e ciò indiscriminatamente se la costruzione si trovasse o meno in zona dichiarata sismica.

Infatti le disposizioni relative ai dettagli esecutivi delle costruzioni in c.a. erano contenute già nelle norme tecniche generali, per intenderci quelle obbligatorie già per edifici in zona non sismica.

Ad esempio da una lettura attenta delle varie norme italiane sulle costruzioni in c.a. succedutesi dal 1907 al 1996, in relazione ai dettagli costruttivi, l'unica differenza sostanziale riguarda i quantitativi minimi delle armature, mentre non cambiano le disposizioni sulla manifattura, intesa come sagomatura e disposizione, delle armature longitudinali e trasversali.

Per comprendere quanto appena detto nel seguito saranno richiamate alcune delle regole costruttive presenti nelle vecchie norme, troppo spesso disattese, ma che avrebbero permesso di ottenere costruzioni dotate di una discreta capacità dissipativa.

Ed anche riguardo ai quantitativi minimi di armatura bisogna chiarire che non sono questi i fattori che incidono significativamente sul comportamento di un

telaio in c.a. durante un terremoto: resisterà molto meglio un telaio laddove i pilastri ed i nodi dei pilastri esterni siano dotati di staffe ben ancorate, pur se dimensionati con l'armatura derivante dai soli carichi verticali, piuttosto di uno nel quale tutta l'intera pilastrata presenti una armatura longitudinale anche molto maggiore ma senza staffe nel nodo e con staffe mal realizzate nelle estremità del piede e della testa del pilastro.

Accanto a questo primo motivo bisogna poi anche considerare una seconda ragione di carattere sociale: l'avvento delle due guerre mondiali ha in qualche maniera interrotto quel naturale processo di apprendimento graduale che accompagna sempre l'introduzione di una novità tecnologica, e la successiva fase di ricostruzione partita di fatto negli anni Cinquanta è stata basata sul criterio della velocità e non della qualità, qualità intesa come estetica, statica e confort generale.

Ed invece il comportamento degli edifici in cemento armato in occasione di eventi sismici è influenzato in maniera significativa dalla qualità dei dettagli costruttivi, intendendo con tale espressione la manifattura delle staffe, le dimensioni del coprifero e le lunghezze di ancoraggio, oltre in generale la quantità delle barre di armatura presenti nel nucleo di calcestruzzo.

Tra questi il ruolo primario è assunto dalle staffe, la cui esecuzione tuttavia non sempre in passato è stata eseguita seguendo la buona regola dell'arte.

E per tale ragione negli interventi di rinforzo si devono prevedere interventi correttivi dei dettagli costruttivi esistenti nell'ossatura in cemento armato.

In particolare gli interventi sull'edilizia in cemento armato fanno largo uso della tecnica del cosiddetto "*jacketing*" dei pilastri per migliorare le prestazioni generali dell'intero organismo strutturale.

Questa tecnica consiste nell'avvolgere un pilastro lungo l'intera sezione, preferibilmente senza discontinuità, mediante un materiale aggiuntivo addossato intorno al pilastro, laddove il materiale aggiuntivo può essere un sistema di profili in acciaio disposti a traliccio, una fasciatura perimetrale di materiali compositi fibrosi oppure una camicia di calcestruzzo supplementare dotata di un'armatura integrativa.

La scelta dell'intervento dipende in generale dagli obiettivi che si devono raggiungere e per ciascuna delle tre tecniche suddette l'esito del funzionamento in opera è strettamente legato, anche in questo caso, alla qualità dei dettagli costruttivi.

Lo scopo principale del testo è fornire un contributo alla divulgazione dello stato dell'arte relativo alla tecnica del rinforzo dei pilastri in cemento armato mediante il ringrosso della sezione originaria con una camicia di calcestruzzo armato.

Tale sistema di intervento sta in effetti divenendo sempre più diffuso in quanto permette di ottenere contemporaneamente una serie di benefici, ovvero l'aumento della rigidezza, l'incremento delle resistenze a flessione e taglio, l'accrescimento della duttilità e anche il miglioramento generale della qualità di tutti i dettagli costruttivi, non tutti perseguitibili con le altre due tecniche disponibili, pur valide, ma limitate ad ottenere solo alcuni dei benefici dell'incamiciatura in c.a.

Nella prima parte del testo si è ritenuto utile analizzare le cause della vulnerabilità degli edifici in cemento armato, approfondire l'influenza dei dettagli costruttivi sull'esito della verifica sismica di una costruzione esistente in cemento armato e studiare quali fossero le disposizioni normative del passato proprio a riguardo dei dettagli costruttivi.

La seconda parte focalizza l'attenzione sulla tecnica del jacketing in c.a. dei pilastri esistenti, illustrando quali siano i corretti dettagli costruttivi da adottare perché risultino realmente efficaci quando necessario.

In particolare viene presentato un sistema innovativo di giunzione meccanica per chiudere le staffe dei pilastri e realizzare il rinforzo dei nodi non confinati.

1. L'IMPORTANZA DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI NELLE VERIFICHE SISMICHE

I terremoti del recente passato, a partire da quelli della seconda metà del secolo scorso fino agli ultimi episodi, hanno sistematicamente messo in luce il diretto legame tra la vulnerabilità degli edifici in c.a. e la scarsa qualità dei dettagli costruttivi.

In particolare le staffe risultano frequentemente realizzate in maniera non idonea a svolgere correttamente il proprio ruolo di elemento di confinamento del nucleo interno e pertanto i pilastri hanno scarse capacità dissipative ed entrano in crisi prematuramente.

Ed anche se è frequente riscontrare la errata disposizione delle armature all'interno del nucleo di calcestruzzo, tuttavia, come vedremo, le vecchie norme, pur se non con la dovizia di informazioni di quelle attuali, già

prevedevano gli opportuni accorgimenti tecnici per ottenere costruzioni dotate di dettagli costruttivi di buona qualità, sufficiente a garantire il buon funzionamento in opera durante i terremoti.

Gli usuali metodi di analisi in campo non lineare, come l'analisi statica push over, utilizzati per la valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio esistente in c.a. permettono di tenere in debito conto la reale qualità dei dettagli costruttivi e quindi di pervenire ad una valutazione abbastanza verosimile del comportamento globale di una costruzione in c.a.

Per comodità sarà illustrato anche un caso di studio a titolo di esempio per comprendere quali siano i parametri che incidono maggiormente sull'esito delle verifiche sismiche.

Per le ragioni dette, prima di eseguire la verifica sismica di un edificio in c.a. è necessario approfondire la conoscenza, oltre che delle caratteristiche dei materiali costitutivi, anche e soprattutto della qualità dei dettagli costruttivi, altrimenti l'esito della verifica sarebbe viziato da carenza di informazioni sull'elemento determinante della verifica stessa.

Ed a tale proposito saranno forniti alcuni cenni sulle modalità di esecuzione delle indagini sui dettagli costruttivi.

1.1 I principi base del cemento armato

La tecnica del cemento armato nasce nella seconda metà del 19° secolo e riscuote da subito un grande successo tanto da soppiantare in poco tempo i sistemi costruttivi tradizionali (strutture in muratura ed in legno) ed anche quelli all'epoca più innovativi (strutture in carpenteria metallica).

Le ragioni tecniche di questo successo sono dovute principalmente alla elevata resistenza al fuoco garantita dalla protezione delle barre di armatura offerta dal calcestruzzo ed alla grande versatilità d'uso tale da consentire di realizzare geometrie fino ad allora impensabili.

Le prime applicazioni empiriche del 19° secolo si devono ad alcuni studiosi i quali intuiscono che il calcestruzzo e l'acciaio avrebbero potuto costituire un materiale composto di elevate proprietà meccaniche sfruttando le notevoli resistenze a compressione del primo ed a trazione del secondo, grazie al fatto che entrambi i materiali presentano lo stesso coefficiente di dilatazione termica e quindi i normali fenomeni di ritiro o dilatazione volumetrica che un materiale da costruzione subisce durante i naturali cicli termici potevano essere facilmente assorbiti senza creare sconnessioni tra i due materiali.

A seguito di questa intuizione primaria, lo sforzo degli studiosi si concentra sull'individuazione delle soluzioni costruttive più opportune per assicurare che l'acciaio ed il calcestruzzo aderiscano bene tra loro cosicché il nuovo materiale composto si possa considerare come un qualcosa di realmente omogeneo e monolitico.

Infatti appare chiaro fin dal principio che il funzionamento strutturale del cemento armato dipende essenzialmente dal fatto che le barre di armatura, per poter esplicare efficacemente il proprio ruolo, devono essere completamente immerse all'interno della massa di calcestruzzo in maniera tale da poter trasmettere per aderenza tutti gli sforzi lungo la superficie di contatto tra calcestruzzo ed acciaio.

Continuità delle barre di armatura e loro protezione sono requisiti fondamentali delle strutture in cemento armato, tanto è vero che già le norme tecniche del primo decennio del 20° secolo davano il giusto risalto ai dettagli costruttivi e, a ben vedere, non soltanto le norme, ma anche la manualistica dell'epoca evidenziava la corretta posa delle armature.

Ad esempio l'ing. Emil Mörsch, figura rilevante tra i padri della teoria del cemento armato, già nel suo noto trattato "Teoria e Pratica del Cemento Armato" a proposito del dettaglio legato all'ancoraggio delle barre evidenziava la differenza di portata tra una trave nella quale le barre longitudinali vengono ancorate correttamente con uncino all'appoggio (trave IV della figura seguente) ed una trave nella quale, a parità di tutte le condizioni, l'unica modifica riguardi il fatto che le barre inferiori non siano sagomate ad uncino alle due estremità (trave VI): la trave IV presenta un carico di rottura maggiore di circa il 13% della trave gemella VI.

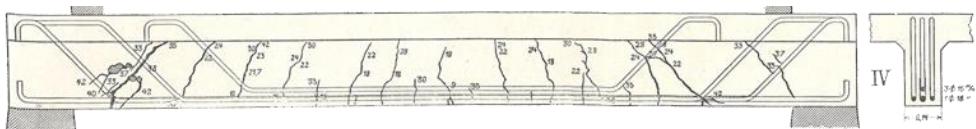


Fig. 147.7—Trave IV, carico di rottura 42 t.

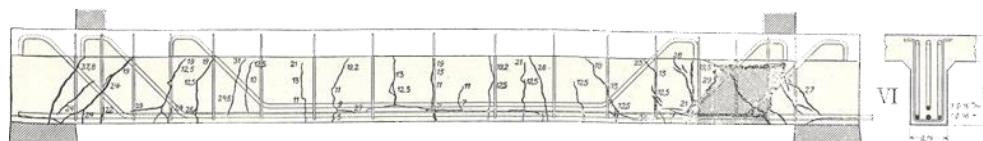


Fig. 148.5—Trave VI, carico di rottura 37,8 t.

Figura 1 – Esempio tratto da "Teoria e pratica del cemento armato, E. Mörsch – Hoepli - Milano 1910"

Del resto già le prime “*Prescrizioni normali per l'esecuzione delle opere in cemento armato*” approvate dal Ministero dei Lavori Pubblici italiano con D.M. del 10.01.1907 sottolineavano l'importanza del corretto ancoraggio delle barre di armatura e richiedevano di ripristinare la continuità delle barre per sovrapposizione per un tratto pari ad almeno 30 volte il diametro (comunque sagomandole ad uncino alle estremità) o mediante manicotti, mentre riguardo alla possibilità di ricorrere alla saldatura questa veniva consentita soltanto nelle zone dove l'acciaio è sollecitato a non più del 25% del carico ammissibile e comunque si richiedeva che la qualità della saldatura doveva essere testata con prove sperimentali in ragione di minimo tre ogni cento saldature.

Questi e gli altri dettagli costruttivi saranno passati in rassegna nel seguito con lo scopo di chiarire che già le prime norme tecniche ponevano particolare attenzione su tali aspetti.

1.2 Gli insegnamenti dei terremoti del recente passato

Gli edifici in cemento armato realizzati fino all'avvento delle moderne norme antisismiche nate alla fine del secolo scorso presentano generalmente un comportamento molto simile tra loro evidenziando le medesime vulnerabilità in caso di sisma.

Nello specifico le più frequenti cause della crisi locale di un edificio in cemento armato costruito prima degli anni Novanta sono riconducibili alla scarsa qualità dei seguenti dettagli costruttivi: lunghezze di ancoraggio insufficienti, disposizione delle estremità uncinate errata, sagomatura delle staffe senza conseguirne l'ancoraggio delle estremità verso il nucleo interno, carenza di staffe nei nodi trave-pilastro e nelle regioni critiche, strato di ricoprimento insufficiente, scelta erronea della sezione di ripresa dei getti.

La scarsa qualità dei dettagli costruttivi ha quindi una immediata ricaduta sul comportamento dei singoli elementi e dei nodi trave-pilastro che tende ad assumere una natura fragile favorendo l'insorgere di meccanismi locali quali la rottura localizzata per taglio alle estremità dei pilastri e delle travi e la crisi dei nodi nei quali convergono due o più elementi.

La crisi nei nodi si manifesta mediante l'apertura delle staffe e la conseguente espulsione del calcestruzzo, lo svergolamento delle barre longitudinali per carico di punta, il cedimento per eccessivo spostamento relativo laterale tra le due estremità della colonna.

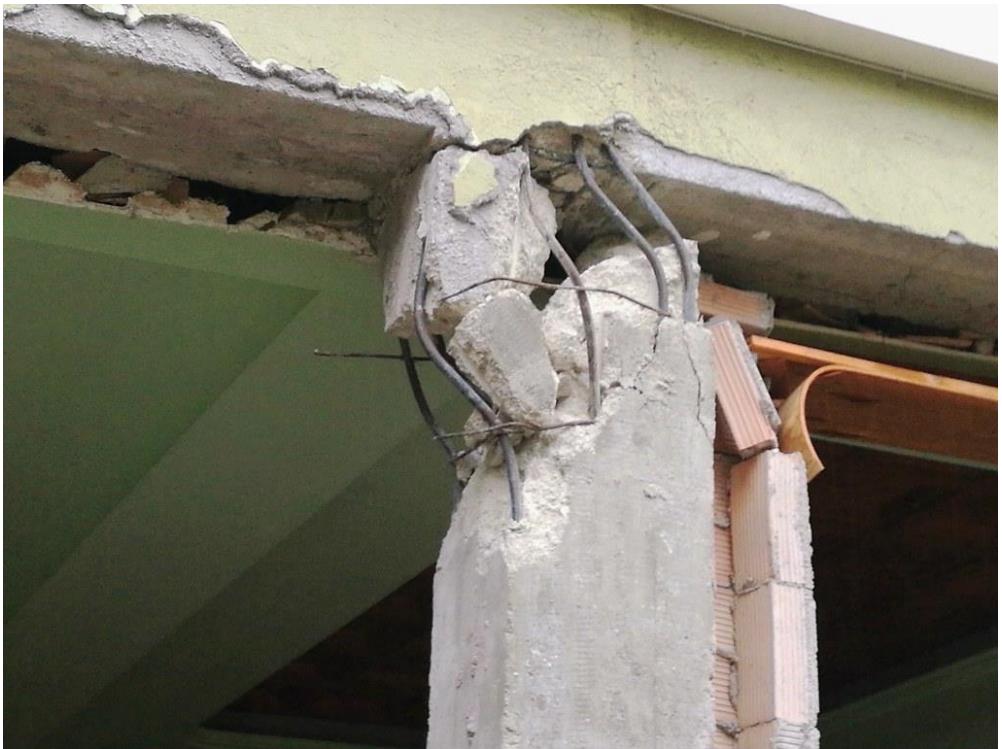


Figura 2 - Esempio di crisi per carenza di staffe in edificio danneggiato dal terremoto (archivio Tecnaria).

Nel caso poi in cui i fenomeni di crisi locale interessino più punti del telaio resistente, allora questi finiscono prima o poi per incidere anche sul comportamento globale dell'edificio in maniera significativa potendone causarne il collasso generale o comunque di intere porzioni. Infatti nel momento in cui le crisi localizzate siano tante quanti i gradi di iperstaticità del telaio allora il sistema diviene isostatico e le successive crisi lo rendono labile.

Il collasso globale può poi verificarsi anche per la presenza di un piano soffice (strutture a pilotis) o, meno frequentemente, per problemi in fondazione (liquefazione dei sottostanti terreni, piani di posa sfalsati, stratigrafie dei terreni fortemente irregolari).

E comunque l'osservazione dei danni provocati dai terremoti sugli edifici in cemento armato ha puntualmente confermato che in genere la vulnerabilità è dovuta proprio alla scarsa qualità dei dettagli costruttivi.

Riferendoci all'Italia, già i terremoti di epoca moderna del Belice (1968), del Friuli (1976), dell'Irpinia (1980), avvenuti quando ormai la tecnica costruttiva del c.a. aveva preso il sopravvento sulle tecniche tradizionali, hanno

permesso di studiare in maniera approfondita il comportamento degli edifici in cemento armato quando sollecitati da azioni sismiche.

La figura seguente mostra il caso più frequente di crisi che si verifica in edifici in cemento armato realizzati prima degli anni Novanta del secolo scorso, ovvero la rottura localizzata in corrispondenza del tratto di nodo non confinato dei pilastri perimetrali con il manifestarsi in breve sequenza temporale dei seguenti cinematismi: espulsione dello strato di copriferro, instabilità delle barre per carico di punta, lesioni nel calcestruzzo per schiacciamento.

La causa di tutti questi fenomeni è riconducibile alla carenza delle staffe nel tratto del nodo e nelle regioni critiche, intendendo per regioni critiche proprio le estremità dei pilastri e delle travi presenti nei telai in cemento armato.

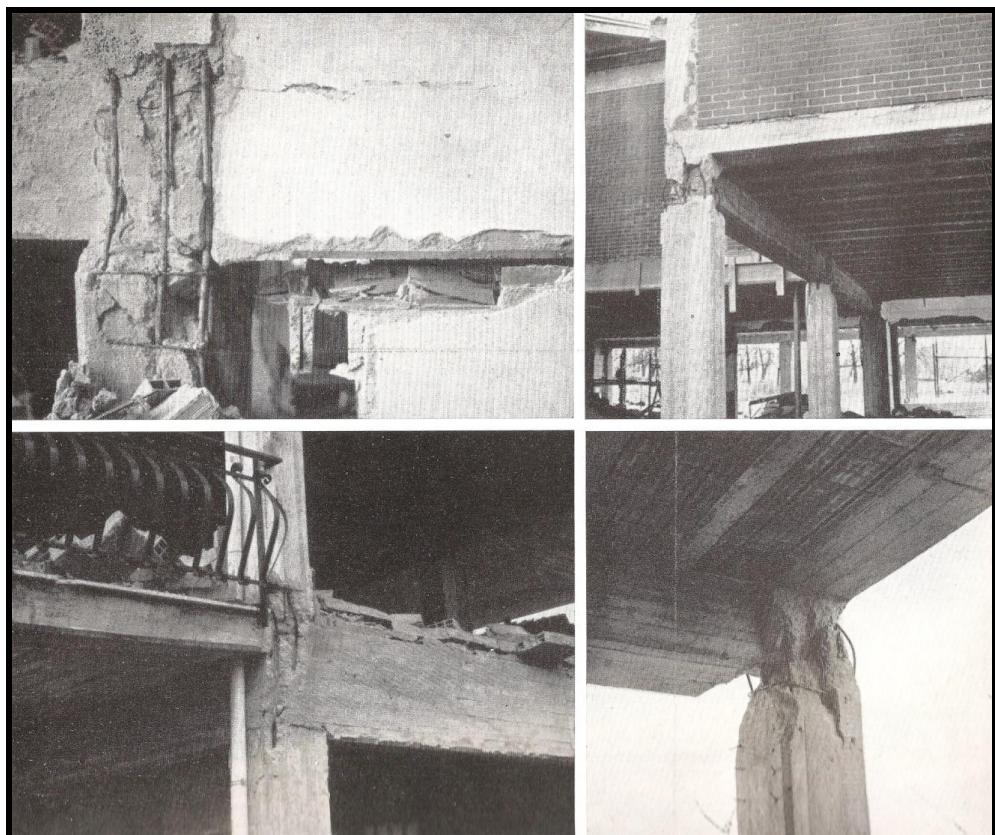


Figura 3 - Danni su edifici in c.a. in Irpinia da L'Industria Italiana del Cemento Anno LI, novembre 1981 (Fascicolo speciale "L'esperienza del terremoto del 23.11.1980 nel Meridione: criteri per costruire correttamente strutture in cemento armato resistenti all'azione sismica")

Nella figura seguente la rottura in testa al pilastro avviene, oltre che per mancanza di staffe nel nodo, anche perché la ripresa del getto è stata eseguita all'intradosso del solaio e non all'estradosso come vuole la buona pratica costruttiva per ottenere la massima monoliticità del telaio in c.a.



Figura 4 - Danni su edifici in c.a. nel Belice da "L'Industria Italiana del Cemento – Alcune osservazioni sul comportamento delle strutture in cemento armato durante il terremoto della Valle del Belice", Anno IXL, luglio-agosto 1969

La figura seguente illustra invece la crisi tipica degli edifici a pilotis che prevede la rottura dei pilastri del piano soffice con formazione di cerniera plastica al piede ed in sommità.

Questo esempio dimostra chiaramente come la scarsa qualità della disposizione delle armature nei tratti terminali dei pilastri fosse un fenomeno diffuso infatti tutti i pilastri del medesimo piano cedono contemporaneamente e portano al collasso dell'intera porzione di piano.

L'errore nella realizzazione dei dettagli costruttivi nel caso illustrato è quindi sistematico, e non episodico.

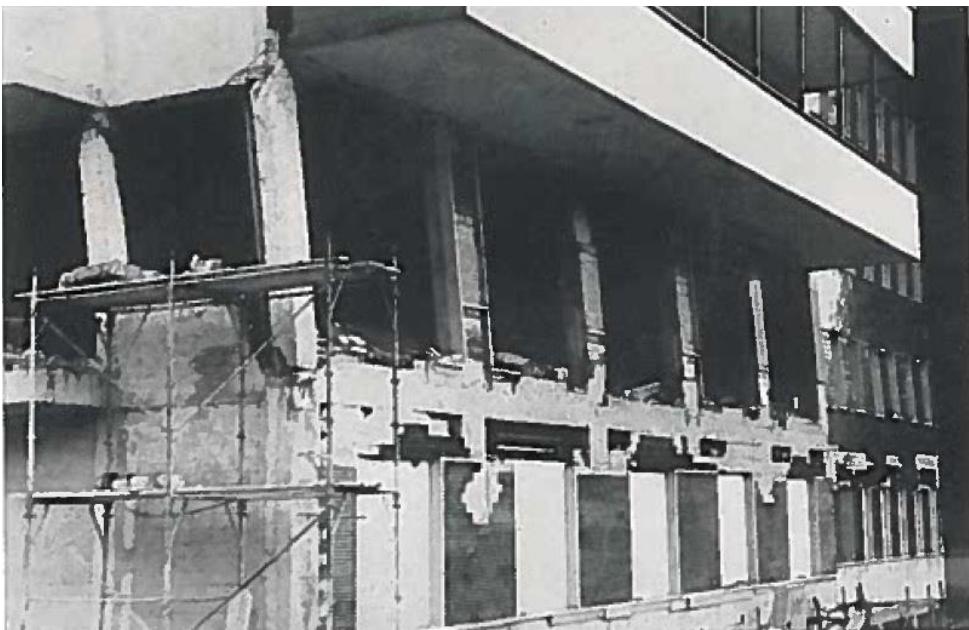


Figura 5 – Danni su edifici in c.a. in Friuli da “L’Industria Italiana del Cemento– Fascicolo monografico sul terremoto del Friuli”, Anno XLVI, luglio-agosto 1976.

1.3 Il confinamento del calcestruzzo negli elementi compresi

Come visto le staffe assumono dunque un ruolo molto significativo nel funzionamento di una struttura in c.a. a telaio soggetta ad azioni sismiche e ciò perché esercitano una benefica azione di confinamento del nucleo di calcestruzzo interno. Ed il calcestruzzo confinato dalle armature trasversali possiede proprietà molto migliori del calcestruzzo non confinato, in quanto, oltre ad avere una resistenza a compressione maggiore, raggiunge valori molto elevati della deformazione ultima, aspetto questo molto importante perché comporta un notevole aumento della duttilità dell’elemento in c.a.

Del resto il fatto che le staffe oltre a resistere al meccanismo del taglio abbiano anche la funzione di confinare il calcestruzzo era noto già in principio.

Infatti già le prime norme tecniche del c.a., le “*Instructions relatives à l’emploi du calcul de Béton Armé*” contenute nella circolare del Ministero dei Lavori Pubblici francese del 20.10.1906, riconoscevano l’importanza dell’uso di armature trasversali prevedendo un coefficiente amplificativo del valore di base della resistenza a compressione, laddove tale coefficiente era funzione proprio della quantità delle staffe presenti.

In particolare secondo le suddette norme francesi del 1906 la resistenza del calcestruzzo in opera confinato dalle staffe si poteva ottenere moltiplicando

la resistenza del calcestruzzo non armato (risultante dalle prove sui cubetti) per il seguente coefficiente amplificativo:

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

Nella formula precedente V' e V rappresentano rispettivamente il volume delle armature trasversali e del calcestruzzo riferiti ad una medesima striscia unitaria di elemento e m' dipende dal tipo di legatura trasversale (staffe rettangolari tra loro distanziate o fasciatura a spirale continua) e può variare da 8 a 32 a seconda del passo che intercorre tra le stesse.

Si noti che in seguito, il medesimo concetto del confinamento negli elementi in c.a. è stato ripreso dall'Eurocodice 8 introducendo il fattore di efficienza del confinamento α il quale esprime appunto l'apporto delle staffe sulle proprietà meccaniche del calcestruzzo.

Il fattore α è infatti un parametro adimensionale funzione delle armature trasversali, vale a dire della disposizione delle staffe e delle eventuali spille e del passo delle staffe nelle zone critiche (zone di estremità di un elemento in cemento armato nelle quali può formarsi la cerniera plastica) e sarà meglio descritto nel seguito.

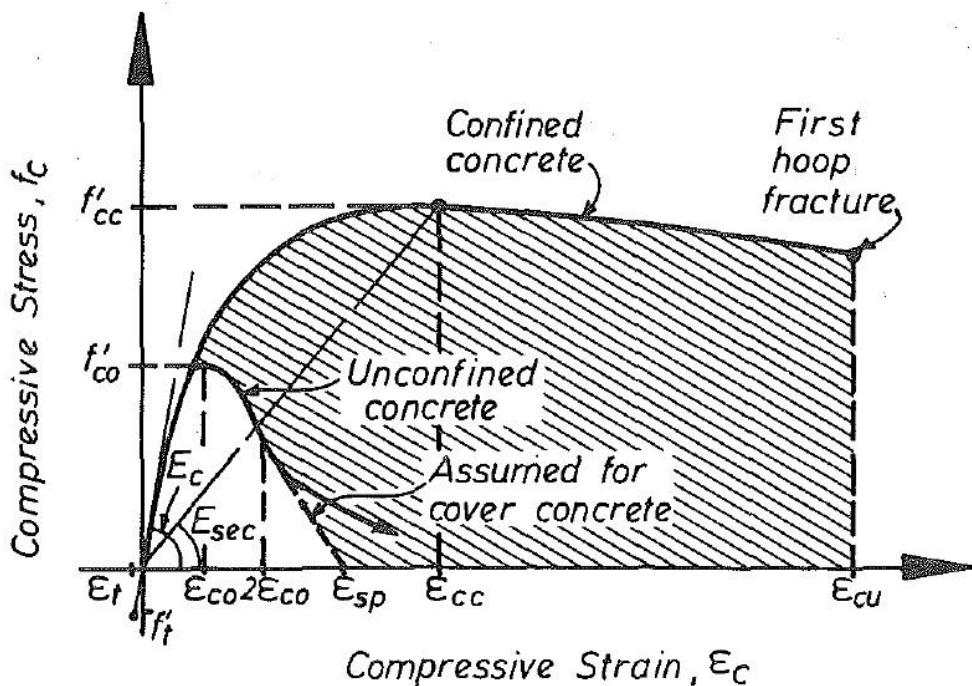


Figura 6 - Confronto grafico tensioni-deformazioni per calcestruzzo confinato e non confinato da "Theoretical stress-strain model for confined concrete", J.B. Mander, M.J.N. Priestley, R. Park, Fellow, ASCE, 1988

La trattazione dell'effetto di confinamento espressa dalle moderne norme tecniche, come l'Eurocodice 8 e le Norme Tecniche per le Costruzioni italiane del 2018, si basa sullo studio di J.B. Mander, M.J.N. Priestley, R. Park del 1988 (*"Theoretical stress-strain model for confined concrete"*) nel quale venivano proposte le leggi costitutive del calcestruzzo confinato.

Ed anche le recenti norme italiane del 2018, come si vedrà in seguito, riprendono il concetto dell'azione di confinamento esercitata dalle staffe sul calcestruzzo la quale permette di poter fare affidamento su valori della deformazione e della resistenza a compressione superiori rispetto a quelli del calcestruzzo non confinato.

Tornando agli albori del cemento armato dei primi anni del secolo scorso, anche altre fonti di letteratura tecnica evidenziavano l'importanza delle staffe distinguendone il diverso ruolo tra elementi inflessi ed elementi soggetti anche a sollecitazioni di compressione.

Ad esempio dalla lettura dei disegni di uno dei primi brevetti del cemento armato applicato all'edilizia, quello dell'imprenditore francese François Hennebique datato 1892, emerge che nell'autore era ben chiaro che le armature trasversali nei pilastri dovevano essere chiuse efficacemente per poter svolgere il proprio ruolo di elemento resistente a taglio e di confinamento del nucleo interno.

Il sistema Hennebique consentiva di realizzare una struttura monolitica formata da travi e colonne in cemento armato.

E per ottenere la monoliticà era però già noto che fosse necessario disporre le armature, longitudinali e trasversali, in maniera conveniente.

La disposizione delle barre doveva cioè non soltanto accompagnare l'andamento delle isostatiche di trazione, ma anche essere tale da assicurare l'effettiva possibilità di sviluppare la massima resistenza a trazione senza entrare in crisi prematuramente. Per far ciò era quindi necessario prevedere alcuni accorgimenti costruttivi relativi all'ancoraggio delle barre di armatura al nucleo di calcestruzzo.

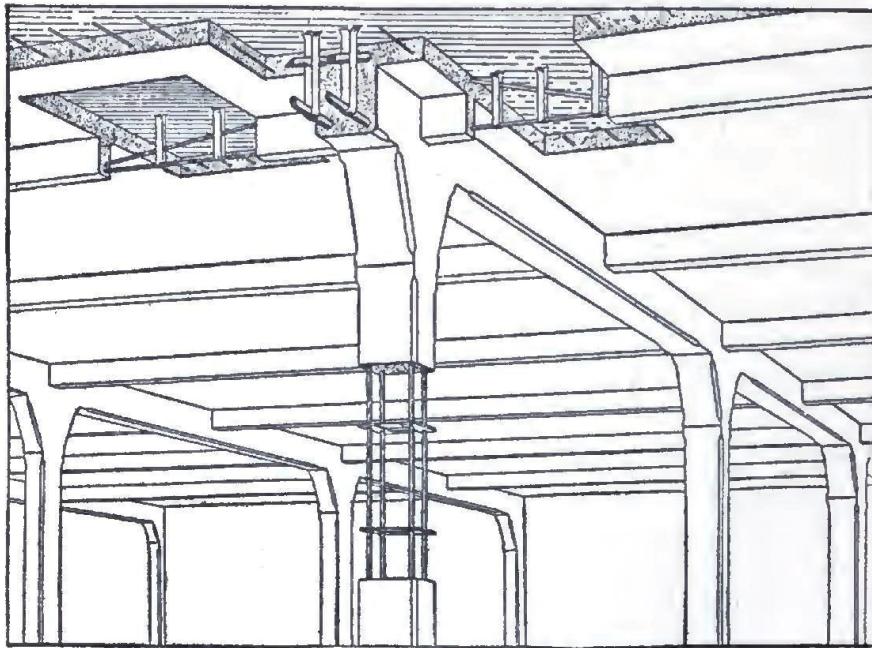


Figura 7- Configurazione del sistema Hennebique

Nel sistema Hennebique le travi, sottoposte prevalentemente a tensioni di trazione e tangenziali, erano dotate di armature longitudinali continue ed armature trasversali aperte in sommità e risvoltate nella soletta superiore.

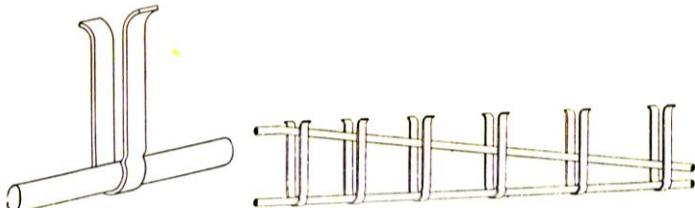


Figura 8 - Disposizione delle armature nelle travi nel sistema Hennebique

Differentemente nel pilastro le armature trasversali erano disposte in avvolgimento delle barre verticali e opportunamente chiuse con le estremità libere ancorate verso l'interno del nucleo di calcestruzzo, a conferma del fatto come già in principio fosse ritenuto importante curare la chiusura delle staffe intorno al nucleo di calcestruzzo degli elementi compressi ancorandone le estremità verso l'interno.

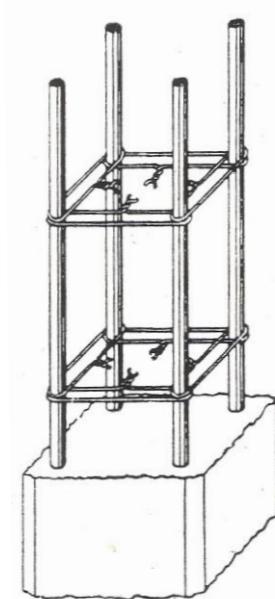


Figura 9 - Dettagli delle armature dei pilastri nel sistema Hennebique

Ancora più eloquenti sono le immagini del sistema di Paul Piketty, risalente sempre alla fine del diciannovesimo secolo.

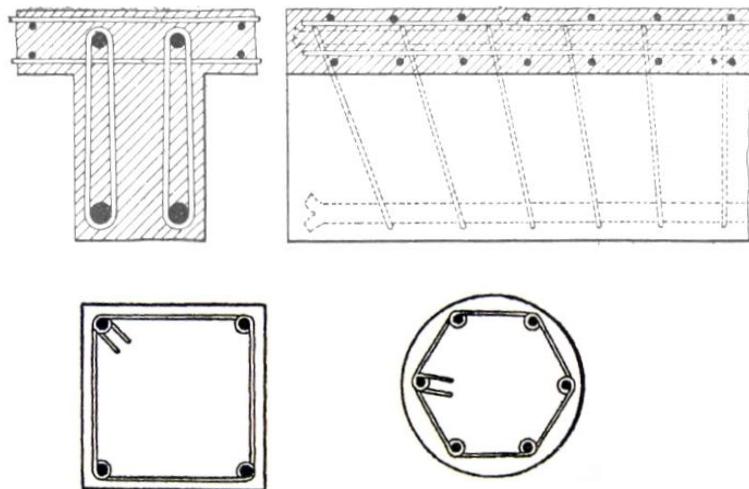


Figura 10 - Dettagli delle armature nel sistema di Piketty

Del resto la seguente rappresentazione grafica, già presente nel testo "*Hennebique Ferro-Concrete – Theory and Practise – A handbook for engineers and architects – Mouchel & Partners - London 1909*" distribuito dal concessionario del sistema Hennebique per la Gran Bretagna, testimonia come fosse nota da subito l'importanza dell'infittimento delle staffe in un pilastro per ridurre le deformazioni e quindi le tensioni di compressione, nel calcestruzzo, senza necessitare di ulteriori commenti.

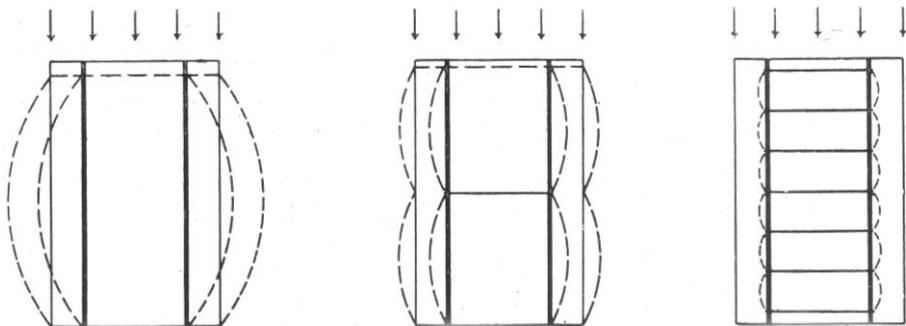


Figura 11 - Effetto del confinamento del calcestruzzo offerto dalle staffe al variare dell'interasse secondo il manuale di Hennebique.

Sempre alla fase iniziale della diffusione della tecnica del cemento armato risale l'invenzione dell'ingegnere francese Armand Considère del "béton fretté" brevettato dalla Wayss und Freitag, che prevede il ricorso ad una fasciatura elicoidale con spirali in acciaio che avvolgono in maniera continua il calcestruzzo finalizzata a garantire un elevato effetto di confinamento del nucleo interno.

L'esempio applicativo della figura seguente (riferito alla realizzazione dell'Orfanotrofio Regina Elena eseguita a Messina nel 1910 all'indomani del terremoto di Messina del 1908) mostra come già allora fossero stati compresi i benefici del beton fretté disponendo le fasciature elicoidali continue nei pilastri soltanto in corrispondenza della zona a cavallo del nodo per migliorarne la duttilità, essendo tali zone quelle più sollecitate in caso di sisma.

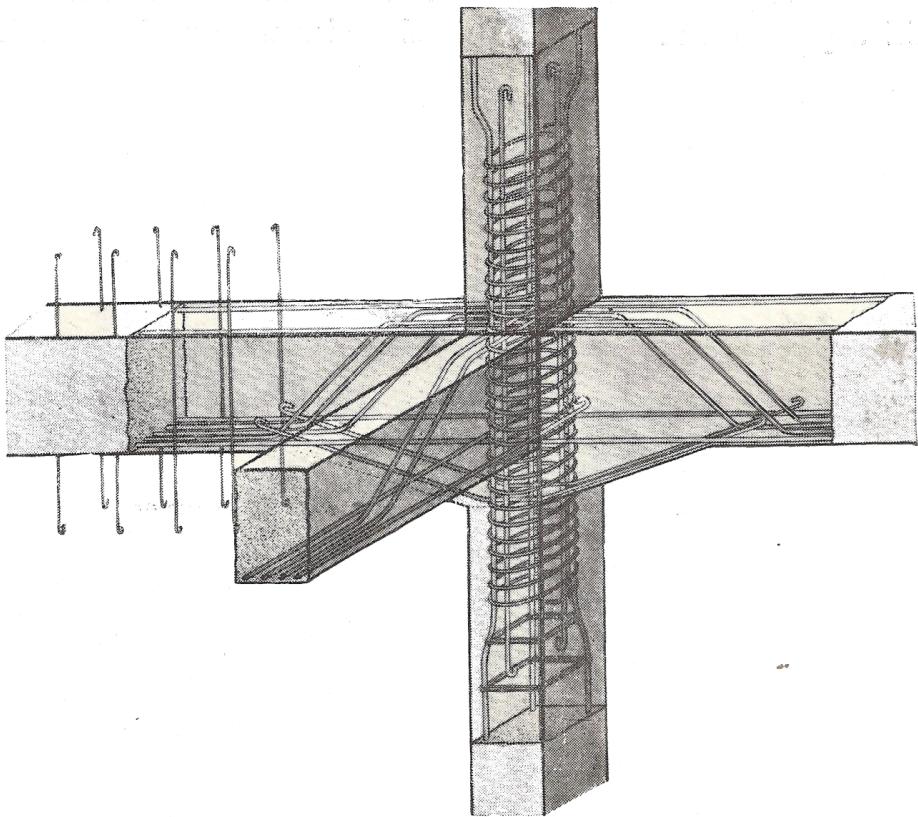


Figura 12 - Confinamento del pilastro mediante fasciatura elicoidale in zona sismica

1.4 Le vecchie disposizioni normative sui dettagli costruttivi del c.a.

La ragione del fatto che gli edifici in c.a. realizzati fino alla fine del secolo scorso evidenzino in maniera sistematica gli stessi elementi di vulnerabilità durante i terremoti è dovuta essenzialmente alle cattive usanze costruttive ed anche alla poca conoscenza dell'importanza dei dettagli costruttivi nel comportamento del telaio resistente quando sottoposto ad azioni orizzontali. Infatti a ben vedere, se si leggono attentamente le norme tecniche per le costruzioni in c.a. a partire dal primo regolamento (D.M. 1907), si comprende che già in principio fossero prescritti gli accorgimenti tecnici sufficienti a pervenire automaticamente a strutture dotate di buoni dettagli costruttivi.

1.4.1 La distanza tra le staffe nei pilastri

Un primo caso esemplare che dimostra come la bassa qualità dei dettagli costruttivi negli edifici in c.a. non sia tanto dovuta a lacune della normativa piuttosto semplicemente a cattive abitudini costruttive riguarda il massimo

interasse consentito tra le staffe: benché usualmente negli edifici esistenti si riscontrino distanze comprese tra 20 e 30 cm, il rispetto delle norme avrebbe portato ad avere interassi sensibilmente inferiori.

Se guardiamo le “*Prescrizioni normali per l'esecuzione delle opere in cemento armato*” approvate dal Ministero dei Lavori Pubblici italiano con D.M. del 10.01.1907, che costituiscono il primo regolamento italiano per il cemento armato, queste richiedevano che “*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.*”.

Quindi, per elementi compressi quali i pilastri, l'interasse massimo da adottare per le staffe è quindi, già con le prime norme, il valore minimo tra quello risultante dal calcolo per il soddisfacimento della verifica a taglio e quello derivante dalle indicazioni volte a prevenire il collasso per instabilità delle barre longitudinali.

Per evitare l'instabilità delle barre longitudinali, in pratica le norme richiedevano di verificare che la forza N_y corrispondente al raggiungimento del limite elastico (tensione di snervamento) dell'acciaio della barra longitudinale fosse inferiore alla forza N_E (carico euleriano) che provoca la crisi per instabilità per carico di punta della barra stessa.

In termini analitici la verifica è espressa dalla disuguaglianza seguente:

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

dove:

- 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

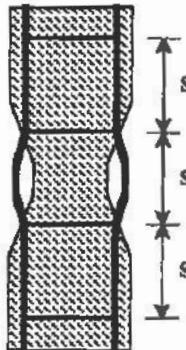


Figura 13 - Barre in crisi per carenza di staffe

Dalla disuguaglianza precedente si ottiene proprio il passo minimo delle staffe "s" necessario ad evitare la crisi di instabilità per carico di punta della barra:

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

Con gli usuali valori delle grandezze in gioco tipiche dell'epoca, si otterrebbe che il passo "s" avrebbe dovuto essere inferiore almeno a circa 30-40 cm, ciò però senza voler adottare alcun coefficiente di sicurezza.

Tuttavia, l'approccio delle norme tecniche già allora prevedeva l'uso dei coefficienti di sicurezza, in segno di continuità con gli insegnamenti dei trattatisti delle costruzioni dei secoli precedenti.

Come ad esempio Jean-Baptiste Rondelet, autore di uno dei trattati più diffusi, il *"Traité theorique et pratique de l'Art de Bâtir"* pubblicato intorno al 1800, prescriveva che le tensioni di lavoro nel legno e nella muratura dovevano essere inferiori a 5 volte la tensione di rottura, di fatto assumendo un coefficiente di sicurezza pari a 5, analogamente per il cemento armato le stesse prime norme tecniche del 1907 richiedevano che *"il carico di sicurezza per il conglomerato, a compressione semplice, non supererà un quinto del carico di schiacciamento a 28 giorni di maturazione, da indicarsi nel progetto e a richiesta, da comprovarsi con certificato di un laboratorio ufficiale"*.

E tale coefficiente di sicurezza pari a 5 restò in vigore fino alle norme del 1925 quando viene ridotto a 4, per poi essere ulteriormente ridotto a 3 con le norme del Regio Decreto Legge n°2229 del 16 novembre 1939.

Tornando quindi alla disposizione normativa che richiedeva di evitare l'instabilità delle barre longitudinali compresse attraverso staffe sufficientemente ravvicinate, si comprende che il dettame era comunque sintetico e non veniva chiarito esplicitamente che anche per il meccanismo del collasso delle barre compresse per carico di punta bisognava assumere un coefficiente di sicurezza.

Ed infatti, le successive "Prescrizioni per l'accettazione degli agglomerati idraulici e per le costruzioni in conglomerato cementizio semplice od armato approvate dal C.S.L.P. nella sua Adunanza del 14 novembre 1924 n°3227" (rese obbligatorie con D.P. del 15 maggio 1925) per i pilastri stabilivano che "le legature trasversali dei ferri che armano il pilastro devono essere efficaci e trovarsi a distanza notevolmente inferiore a quella per la quale potrebbe avvenire la flessione laterale dei detti ferri, considerati come isolati".

Quindi già con il primo aggiornamento delle norme tecniche, al fine di evitare interpretazioni errate, si chiariva che il margine di sicurezza rispetto alla condizione limite che soddisfa il rispetto della precedenza diseguaglianza doveva essere notevole.

Se poi consideriamo che il coefficiente di sicurezza per il fenomeno della instabilità per carico di punta di elementi compresi d'uso all'epoca era pari a circa 2-3, allora ne deriva che un ragionevole interesse tra le staffe nei pilastri doveva essere circa 15-20 cm.

Ad ogni modo, tralasciando le modifiche che si sono succedute relativamente alla massima distanza ammessa tra le staffe di un elemento compresso tra le norme del 1925 e quelle del 1933 in quanto poco significative, è utile soffermarsi direttamente sulle "Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato" contenute nel Regio Decreto 16 novembre 1939, n°2229 le quali richiedevano che le membrature compresse fossero 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".

Di fatto, riferendoci alla dimensione minima della sezione dei pilastri tipicamente pari a 25-30 cm, allora l'interesse tra le staffe sarebbe dovuto risultare inferiore a 12-15 cm, circostanza questa frequentemente disattesa negli edifici esistenti.

È bene tener presente che le norme del 1939 restarono in auge fino al 1972, quando furono emesse le successive nuove norme tecniche con il Decreto Ministeriale del 30 maggio 1972.

E se consideriamo che la maggior parte degli edifici residenziali e pubblici attualmente utilizzati in Italia è stata costruita nella fase di ricostruzione del Paese, quindi dagli anni '40 agli anni '70, e presenta generalmente interasse tra le staffe dei pilastri non minore di 20 cm, allora è evidente che molti edifici presentano già una vulnerabilità di base che si può manifestare in caso di eventi sismici, dovuta al fatto che l'interasse tra le staffe dei pilastri non rispetti nemmeno le disposizioni normative dell'epoca di costruzione.

1.4.2 L'assenza delle staffe nel pilastro nel tratto di nodo

Nella maggioranza dei casi degli edifici esistenti realizzati fino alla fine del secolo scorso, si riscontra l'assenza di staffe nel pilastro in corrispondenza della regione di intersezione con la trave, dovendo osservare che nel caso specifico dei pilastri esterni le travi perimetrali della maglia strutturale presentano comunemente altezza compresa tra 40 e 60 cm.

L'assenza di staffe nel pilastro nella zona comune alle travi contrasta tuttavia con il fatto che, a seconda delle varie modifiche normative susseguitesi nel corso del tempo, il passo delle staffe nei pilastri non avrebbe mai potuto essere comunque superiore a 15-20 cm.

È bene inoltre porre la giusta attenzione al fatto che, a proposito delle disposizioni sul massimo interasse delle staffe nei pilastri, le norme non hanno mai fatto distinzioni tra il tratto del nodo ed i tratti liberi superiore ed inferiore; pertanto le staffe dovevano essere comunque disposte lungo tutto lo sviluppo della pilastrata e quindi anche nel tratto di nodo con le travi.

Come le armature longitudinali dei pilastri sono sempre state realizzate attraversando il nodo, così anche le armature trasversali avrebbero dovuto essere disposte nel nodo, perché le sollecitazioni di momento flettente e di taglio sono presenti sempre insieme.

1.4.3 La sagomatura delle staffe

Un'altra prassi costruttiva errata, anche essa causa della vulnerabilità sismica degli elementi in c.a., è quella che ha visto per lungo tempo realizzare la sagomatura delle staffe piegando la barra per semplice sovrapposizione in corrispondenza di uno spigolo e ciò malgrado non fosse propriamente consentito dalle norme costruttive.

Infatti le già citate prime *"Prescrizioni normali per l'esecuzione delle opere in cemento armato"* contenute nel D.M. del 10.01.1907 sottolineavano l'importanza del corretto ancoraggio delle barre di armatura e in particolare richiedevano che *"nei punti di interruzione i ferri devono essere sovrapposti per una lunghezza di 30 diametri, ripiegandoli ad uncino alle estremità, oppure verranno riuniti con manicotto filettato. Tali interruzioni devono essere sfalsate e capitare nelle regioni di minore sollecitazione. Bolliture e saldature saranno tollerate soltanto in quei punti dove il ferro è cimentato a non più del 25% dello sforzo che con tutta sicurezza può sopportare, purché prove sperimentali fatte su 3 campioni ogni 100, o frazione di centinaio a scelta diano buon risultato".*

È utile innanzitutto osservare che le norme non facevano alcuna distinzione tra ferri longitudinali (barre resistenti a flessione) e trasversali (staffe resistenti a taglio).

Pertanto, nel caso specifico delle staffe, l'applicazione rigorosa della norma avrebbe dovuto comportare ad esempio per le staffe comunemente utilizzate di diametro 6 e 8 mm rispettivamente lunghezze di sovrapposizione di $30 \times 6 \text{ mm} = 180 \text{ mm}$ e di $30 \times 8 \text{ mm} = 240 \text{ mm}$; ed inoltre le estremità avrebbero dovuto essere sagomate ad uncino, cioè piegate a 180° intorno alle barre longitudinali del pilastro.

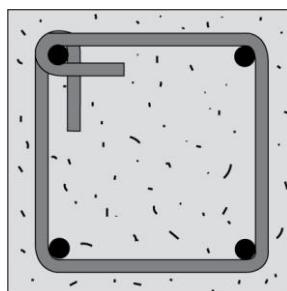


Figura 14 - Staffa con piegature ad uncino

Nella realtà invece la prassi costruttiva ha sempre visto realizzare staffe con lunghezze di ancoraggio di circa poco più di 50 mm a cavallo di uno degli spigoli del pilastro e con la semplice piegatura a 90° delle estremità intorno allo spigolo del pilastro.

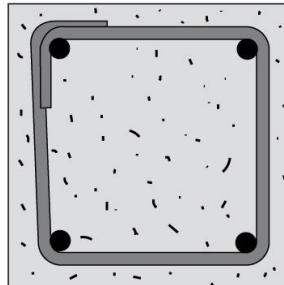


Figura 15 - Staffa aperta

La sagomatura delle staffe in corrispondenza delle due estremità assume però un ruolo molto importante: il comportamento della staffa è infatti diverso se le due estremità della barra siano piegate a 135° potendo considerare quella che comunemente viene chiamata staffa chiusa (fig. 15), rispetto al caso frequente che invece vede le estremità delle staffe semplicemente risvoltate a 90° intorno ad uno spigolo della sezione del pilastro (fig. 14), ottenendo in quest'ultimo caso piuttosto una staffa aperta.

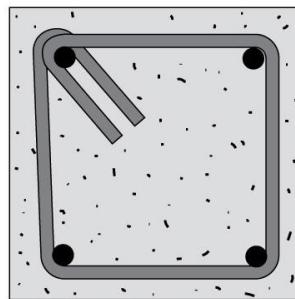


Figura 16 - Staffa chiusa

Negli aggiornamenti seguenti non si registrano modifiche sostanziali (a parte che con Regio Decreto 4 settembre 1927, n°1981 si disponeva che “*non si tollerano bolliture e saldature*”) fino al Regio Decreto 16 novembre 1939, n°2229 “Norme per l’esecuzione delle opere *in conglomerato cementizio semplice od armato*” il cui art. 37 disponeva che “*nei punti di interruzione i ferri devono essere sovrapposti per una lunghezza di almeno 40 diametri, ripiegandoli ad uncino alle estremità, oppure riuniti con manicotto filettato o con saldatura elettrica. Tali interruzioni devono essere sfalsate e trovarsi*

nelle regioni di minore sollecitazione: é necessario che la maggior parte delle armature principali raggiunga la zona degli appoggi e sia convenientemente ancorata nella zona compressa. Nelle membrature tese le giunzioni devono essere fatte soltanto col manicotto filettato. Le barre devono essere piegate all'estremità ad uncino a semicerchio con una luce interna uguale a cinque volte il diametro del tondino”.

Le successive “*Norme tecniche alle quali devono uniformarsi le costruzioni in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica*” del Decreto Ministeriale 30 maggio 1972, disponevano (vedi 2.12) poi che a proposito delle modalità di sagomatura delle armature trasversali nei pilastri “*le staffe devono essere chiuse e conformate in modo da contrastare efficacemente, lavorando a trazione, gli spostamenti dei ferri longitudinali verso l'esterno*”.

Mentre, in generale, per qualsiasi tipo di armature (barre longitudinali e staffe) le giunzioni dei ferri in zona tesa, se inevitabili, possono ottersi mediante saldature o manicotti filettati o per sovrapposizione.

Le disposizioni delle norme del 1972 restarono immutate nei successivi aggiornamenti delle norme generali sulle strutture in cemento armato (valide cioè sia in zona sismica che in zona non sismica), mentre nella circolare n°65 del 10 aprile 1997 relativa alle costruzioni in zona sismica si introduce per la prima volta la dicitura di “*staffa di contenimento*” per le quali si intende una staffa dotata di ganci a 135° alle due estremità prolungate ciascuna per almeno 10 diametri.

È bene osservare che la novità normativa riguarda in tale caso l'indicazione dell'angolo di piegatura delle estremità, nelle precedenti versioni delle norme pari a 180° (uncino) e la lunghezza minima della piegatura, prima non definita con un valore minimo.

Mentre comunque, adottando le disposizioni delle precedenti norme, già era chiaro che le staffe dovevano essere chiuse e le estremità ancorate verso l'interno del nucleo.

Il concetto delle staffe di contenimento sarà poi mantenuto anche nelle successive norme tecniche fino al recente D.M. 17.01.2018.

In conclusione, come visto, già agli albori del cemento armato le norme richiedevano particolari accorgimenti tecnici volti a pervenire a staffe con comportamento assimilabile a staffe chiuse e non a staffe aperte.

Tuttavia fino alla fine del secolo scorso le staffe dei pilastri sono state spesso realizzate aperte un po' per mera semplicità costruttiva ed anche perché l'effetto negativo delle staffe aperte in caso di eventi sismici non era sufficientemente conosciuto da tutti gli addetti ai lavori.

A proposito del concetto di staffa chiusa è utile fare una considerazione di carattere generale valida per le nuove costruzioni: ciò che viene definita una staffa chiusa non è tanto una barra anulare continua, bensì una barra che perimetra il nucleo di calcestruzzo e le cui estremità sono ripiegate a 135° intorno alla medesima barra longitudinale d'angolo e prolungate verso l'interno del nucleo di calcestruzzo per un tratto di circa 10 volte il diametro della staffa stessa.

In effetti la staffa così realizzata non è propriamente chiusa in senso letterale, piuttosto si considera chiusa perché si fa affidamento sul fatto che le estremità della barra sono convenientemente ancorate in una zona soggetta ad uno stato di sollecitazione con prevalenza di tensioni di compressione invece che di trazione rispetto alle zone esterne della sezione laddove in uno dei due lembi opposti si registrano le massime tensioni di trazione. Pertanto in questa maniera le estremità delle staffe possono trovarsi in una regione "*di minore sollecitazione*" dove l'ancoraggio è migliore.

Comunque l'estensione della piegatura a 135° per una lunghezza pari a 10 volte il diametro della staffa non assicura di ricadere automaticamente in zona compressa e ciò perché bisognerebbe verificare di ritrovarsi ben al di là dell'asse neutro della sezione dalla parte della zona compressa. Tuttavia si può facilmente intuire che questa evenienza è praticamente impossibile che si verifichi per il semplice fatto che non è noto in partenza quale sarà il lembo esterno teso e quale quello compresso visto che non può essere nota a priori la direzione dell'azione sismica.

L'uso di una lunghezza di ancoraggio pari a 10 volte il diametro della staffa rappresenta piuttosto un compromesso accettabile tra l'esigenza di ancorare verso l'interno la barra e la necessità, parimenti importante, di evitare un eccessivo congestionamento di armature che complicherebbe la fase del getto del calcestruzzo a discapito della sua buona costipazione.

Tale soluzione costruttiva è confortata anche dall'evidenza che in occasione dei terremoti gli edifici in c.a. realizzati con le estremità delle staffe piegate a 135° presentano un comportamento notevolmente migliore rispetto a quelli nei quali le staffe sono risvoltate a 90°.

Per ultimo è da notare che i tradizionali manicotti in acciaio filettati che permettono di giuntare barre di armatura collegandone le due estremità, a loro volta filettate, vanno bene per il caso generale di barre longitudinali ma non per le staffe, in quanto per la loro posa in opera è necessario dover ruotare almeno una delle due estremità da collegare.

Per cui nel caso delle staffe non è possibile realizzare la continuità della barra con manicotti filettati, che rappresentano il tipo di giunzione meccanica da sempre presente in commercio e quindi il ricorso alla piegatura a 135° dei tratti terminali rappresenta l'unica soluzione pratica possibile.

Come vedremo in seguito, la possibilità di ottenere una staffa realmente chiusa, quindi conformata come una barra anulare, diviene possibile soltanto con un manico a serraggio meccanico nel quale il bloccaggio della barra non fa affidamento sulla filettatura ma invece su chiodi in acciaio.

Un'altra valida alternativa è quella di ricorrere ad una staffatura elicoidale, rinunciando quindi ad avere staffe ortogonali all'asse del pilastro e soprattutto dovendo comunque prevedere fasi esecutive più laboriose.

1.4.4 Lo spessore del copriferro

La tecnica del cemento armato nasce, come già scritto, dall'intuizione di accoppiare un materiale resistente a trazione (acciaio) ad uno resistente a compressione (calcestruzzo) e per tanto l'esito del buon funzionamento dipende prima di tutto dal fatto che le barre di armatura per poter esplicare efficacemente il proprio ruolo devono essere completamente immerse all'interno della massa di calcestruzzo in maniera tale da poter trasmettere per aderenza tutti gli sforzi lungo la superficie di contatto tra calcestruzzo ed acciaio.

Risulta quindi fondamentale che le armature metalliche siano completamente rivestite dal calcestruzzo e lo spessore di ricoprimento, detto copriferro, svolge quindi la doppia funzione di protezione delle barre dalla corrosione cui sarebbero esposte se direttamente a contatto con l'aria e di costituire uno strato di calcestruzzo che favorisca la trasmissione delle forze dal calcestruzzo alle barre per aderenza in maniera corretta ed uniforme.

Già le prime "*Instructions relatives a l'emploi du calcul de Béton Armé*" contenute nella circolare del Ministero dei Lavori Pubblici francese del 20.10.1906 richiedevano che lo spessore del copriferro fosse almeno pari a 15 mm.

In Germania il “*Regolamento per l'esecuzione di strutture in cemento armato*” del Ministero Prussiano dei Lavori Pubblici del 24 maggio 1907 richiedeva che per travi e pilastri si adottasse un copriferro minimo di 20 mm, mentre per solette era sufficiente un copriferro pari a 10 mm.

In Italia invece le prime norme tecniche sul c.a. del D.M. 10.01.1907 richiedono semplicemente che “*il conglomerato dovrà avvolgere completamente i ferri ed a tale scopo si farà attorno ad essi una scialatura di cemento immediatamente prima del getto*”, senza però indicare lo spessore minimo della scialatura di ricoprimento.

Mentre in seguito, già con il primo aggiornamento delle norme di cui al già citato D.P. del 15 maggio 1925, nella parte VI all'art. 35 si disponeva che “*qualsiasi superficie metallica disterà dalle facce esterne del conglomerato di almeno cm 0,8 se si tratta di soletta e di cm 2 se trattasi di nervatura*”.

Nella realtà dei casi della pratica professionale, anche a proposito delle disposizioni sullo spessore del copriferro è frequente verificare che spesso le disposizioni normative sono state disattese, registrando spessori di ricoprimento della staffa di circa 10 mm, e quindi in questi casi non è garantito il corretto funzionamento del sistema composto cemento armato.

1.5 La capacità dissipativa delle strutture in c.a. nel calcolo convenzionale

Per entrare nell'argomento è bene fare una premessa e ricordare che il calcolo analitico di una costruzione rappresenta la migliore interpretazione teorica di un fenomeno fisico reale e quindi assume inevitabilmente un forte carattere di convenzionalità, dovendo accettare una serie di compromessi per poter procedere nell'iter dei calcoli.

Ad esempio, come noto, la verifica di una sezione in c.a. si esegue accettando una serie di ipotesi di lavoro, non proprio esatte nella realtà, ma comunque verosimili visto che non cambiano di molto la sostanza delle cose.

Una di queste ipotesi di lavoro prevede di assumere che il calcestruzzo non abbia alcuna resistenza a sforzi di trazione, circostanza chiaramente non vera nella realtà, in quanto il calcestruzzo, come qualsiasi materiale di origine lapidea, presenta una resistenza a trazione pari circa 1/10 della resistenza a compressione; tuttavia, poiché la resistenza a trazione del calcestruzzo è in effetti molto bassa rispetto a quella a compressione e visto che trascurarla significa comunque agire a vantaggio di sicurezza, allora nella verifica di un elemento in c.a. risulta comodo assumere direttamente

che il calcestruzzo abbia resistenza a trazione nulla snellendo di molto le fasi di calcolo.

E se la verifica statica di un elemento in c.a. risente di una certa convenzionalità, ancora di più lo è la verifica sismica di una costruzione, basti solo pensare all'astrazione primaria di rappresentare uno spostamento del terreno con una forza equivalente, peraltro disposta direttamente ai diversi piani dell'edificio.

Questa premessa risulta utile per inquadrare l'aspetto fondamentale che regola l'ingegneria delle costruzioni ed anche l'ingegneria sismica: le ipotesi di lavoro sulle quali si fondono le fasi di calcolo di una costruzione devono avere la migliore corrispondenza possibile nella realtà, altrimenti la stessa verifica non ha alcuna valenza.

Il riferimento dell'affermazione precedente riguarda la scelta più appropriata delle forze sismiche in fase di progettazione.

Le norme sismiche più moderne, ad esempio l'Eurocodice 8, risalente agli anni Novanta, la cui impostazione è ricalcata anche dalle norme tecniche per le costruzioni attualmente cogenti in Italia di cui al D.M. 17.01.2018, prevedono che l'azione sismica di progetto (spettro di progetto) da considerare per il dimensionamento di una nuova costruzione si calcoli dividendo l'azione sismica di base (spettro elastico) per un opportuno fattore riduttivo q , detto fattore di struttura, il quale dipende dalla capacità dissipativa della struttura crescendo all'aumentare della duttilità.

In particolare, per costruzioni in c.a., il fattore di struttura q è estremamente variabile, partendo da valori prossimi a 1,50 (strutture a pendolo) fino ad arrivare al valore massimo di 5,85 (strutture a telaio multipiano a più campate che siano regolari in pianta ed in altezza progettate in alta duttilità). In altre parole se l'accelerazione di base del sito dove deve sorgere una nuova costruzione in c.a. risulta ad esempio pari a 0,27 g, allora il valore di progetto da utilizzare nel calcolo sismico dell'edificio può variare da $0,27/1,5$ $g = 0,18\text{ g}$, a $0,27/5,85\text{ g} = 0,046\text{ g}$, a seconda del tipo di struttura, premiando quindi scelte progettuali mirate a garantire una elevata duttilità dell'edificio.

Questo approccio è però in auge in Italia soltanto a partire dalle norme tecniche del D.M. 14.09.2005, mentre le precedenti norme tecniche per costruzioni in zona sismica fornivano, in maniera più semplificata, direttamente il valore dell'accelerazione di progetto a seconda della zona sismica di appartenenza del sito della costruzione, senza fare nessuna distinzione tra differenti tipologie strutturali, e per di più il concetto del fattore di struttura non era nemmeno esplicitato.

Tuttavia, ora come nel passato, perché una costruzione possa contare nella realtà su una elevata duttilità è fondamentale, oltre che abbia dimensioni geometriche adeguate a sopportare le sollecitazioni esterne, anche che venga realizzata curando con attenzione i dettagli costruttivi e quindi rispettando tutte le disposizioni normative sui quantitativi minimi delle armature longitudinali e trasversali, sulle lunghezze di ancoraggio, sulla sagomatura delle staffe e anche sul coprifero.

La differenza sostanziale tra l'attuale approccio normativo al calcolo sismico e quello precedente risiede quindi soprattutto nel fatto che prima il calcolo sismico di una costruzione avveniva considerando direttamente un valore dell'accelerazione sismica di progetto ridotto (spettro di progetto) rispetto a quello reale del terreno (spettro elastico) ammettendo implicitamente che una struttura in cemento armato possedesse una sua naturale intrinseca capacità di dissipare energia e dando così per scontato che i dettagli costruttivi fossero realizzati seguendo le disposizioni costruttive delle norme. In particolare nel recente passato le azioni sismiche di progetto fornite dalle norme derivavano dall'assumere un valore del fattore di struttura elevato, pari a circa 5, per cui il dimensionamento avveniva con un valore dell'accelerazione sismica cinque volte minore del valore delle azioni sismiche dello spettro elastico e ciò a prescindere dalla tipologia strutturale, dal sistema costruttivo adottato (cemento armato, strutture in acciaio, muratura, strutture in legno) e soprattutto dalla qualità della sua manifattura.

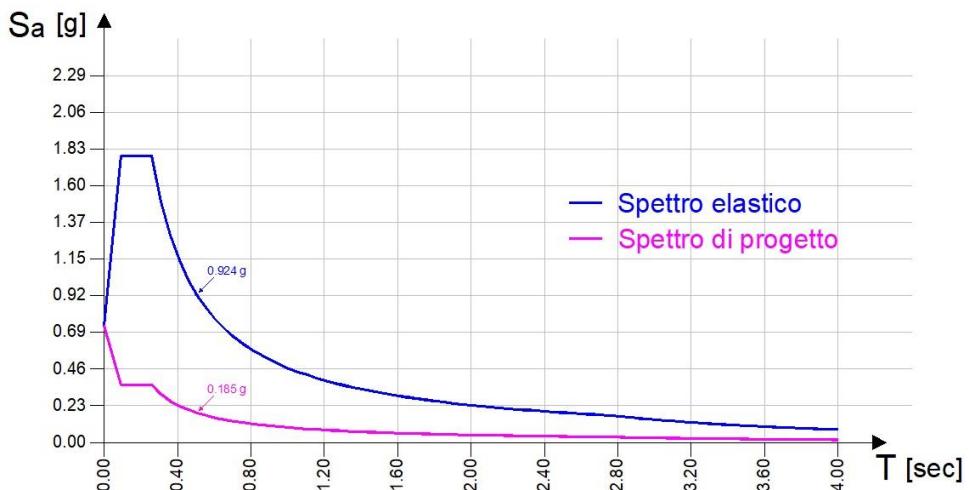


Figura 17 – Confronto tra spettro elastico e di progetto per un edificio ad alta duttilità

Tuttavia perché un edificio in cemento armato abbia realmente un'elevata capacità dissipativa è necessario che sia sufficientemente regolare da

sfruttare al massimo le risorse dissipative di tutti i suoi elementi con particolare riferimento ai pilastri e poi, di parimenti importanza, è necessario che i dettagli costruttivi siano stati realizzati con cura dalle maestranze, rispettando le disposizioni normative sulle modalità costruttive che già in passato erano ben delineate come visto in precedenza.

A tale proposito bisogna invece constatare che nella maggioranza dei casi i sistemi strutturali in cemento armato degli edifici esistenti realizzati fino alla fine del secolo in corso presentano sistematicamente una elevata carenza di dettagli costruttivi.

Infatti in questi edifici, oltre a riscontrare quantitativi di armatura limitati almeno rispetto alle richieste delle attuali norme, e con spessori di coprifero esigui, le stesse armature presenti non sono adeguatamente ancorate nel nucleo di calcestruzzo e, riguardo poi alle staffe, oltre a trovarsi a distanze superiori a quelle massime regolamentari, non risultano comunque chiuse e pertanto non è assicurato il corretto svolgimento della loro funzione di confinamento dell'elemento strutturale; in aggiunta a ciò i nodi trave-pilastro sono generalmente privi di staffe e quindi risultano molto vulnerabili in caso di eventi sismici in occasione dei quali è frequente che si verifichi l'espulsione del pannello non confinato dei nodi esterni degli edifici.

1.6 La modellazione dei dettagli costruttivi nelle verifiche sismiche

Fino ad un paio di decenni fa, le norme tecniche prescrivevano che l'analisi sismica di un edificio fosse eseguita in campo elastico, riconducendo le azioni sismiche a forze orizzontali applicate lungo lo sviluppo verticale dell'edificio con distribuzioni verosimili.

La capacità dissipativa degli elementi strutturali legata alla qualità dei dettagli costruttivi veniva tenuta in conto assumendo, come detto, un valore delle azioni sismiche di progetto abbattuto proprio in virtù di una prestabilita capacità dissipativa delle costruzioni.

Attualmente la valutazione della sicurezza sismica globale delle strutture esistenti viene invece valutata mediante analisi condotte in campo non lineare e quindi sfruttando le reali risorse di duttilità della struttura e ciò anche perché si è potuto constatare che nella realtà le costruzioni esistenti, con particolare riferimento a quelle in c.a., sono state realizzate senza curare i dettagli costruttivi seppur previsti dalle vecchie norme.

Nelle analisi non lineari, che possono essere di tipo statico o dinamico, si considerano i meccanismi locali e quelli globali, individuando le rotture possibili con modalità fragili (meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e

nodi) e quelle con modalità duttili (travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale).

Le attuali norme, per semplicità operativa, indirizzano comunque i tecnici ad eseguire la verifica di un edificio esistente in zona sismica mediante l'analisi statica non lineare, nota in letteratura come analisi push-over, nella quale il calcolo viene eseguito utilizzando forze gravitazionali costanti e forze orizzontali crescenti applicate in corrispondenza delle masse.

Il metodo dell'analisi push-over tiene conto dell'evolversi dei fenomeni di plasticizzazione negli elementi strutturali e quindi descrive l'andamento dei danni strutturali in funzione dei carichi orizzontali imposti e dei relativi spostamenti orizzontali.

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

Naturalmente, per definizione, l'analisi push-over non tiene conto della componente verticale dell'azione sismica.

È innanzitutto utile chiarire che l'analisi push-over è un metodo sviluppatisi di recente negli Stati Uniti e pertanto la sua affidabilità è direttamente legata alle tipologie costruttive del contesto in cui è stata calibrata.

Ad esempio bisogna ricordare che l'edilizia statunitense prevede edifici con altezze interpiano ridotte (circa 3 m) almeno rispetto agli standard abitativi di gran parte dell'edilizia corrente italiana.

Inoltre gli edifici in cemento armato statunitensi presentano una generale forte regolarità in pianta ed in elevazione, condizione non sempre verificata per buona parte dell'edilizia sulla quale si interviene nel nostro paese.

Infine, aspetto che può essere molto rilevante, gli edifici in c.a. realizzati negli Stati Uniti presentano altezze mediamente significative e quindi hanno periodi propri alti, frequentemente oltre 1,5-2,0 sec, per cui assorbono sollecitazioni sismiche contenute come facilmente rilevabile dalle forme degli spettri di risposta più comuni disponibili in letteratura.

Ed a riguardo di tale ultima osservazione è chiaro che per edifici in cemento armato con periodi propri dell'ordine di 0,6-1,2 sec, come la maggioranza di quelli presenti nel territorio italiano, assume un ruolo molto importante la qualità dei dettagli costruttivi.

Infatti per edifici aventi periodi propri di 0,6-1,2 sec le forze sismiche derivanti dallo spettro di risposta elastico possono essere anche il doppio di

quelle di cui tener conto per edifici aventi periodi propri maggior dell'ordine di 1,5-2 sec. Da ciò discende, come ovvio, che le sollecitazioni presenti negli elementi strutturali sono sensibilmente maggiori e le regioni critiche ed il nodo trave-pilastro sono chiamati a trasmettere forze più impegnative tra le travi di piano ed i pilastri che le sorreggono e tra pilastri superiori ed inferiori, per cui la qualità dei dettagli costruttivi incide maggiormente sul buon comportamento strutturale, anche se l'analisi push-over tratta nella stessa maniera edifici con periodi propri alti e più contenuti.

Laddove si registrano carenza di staffe, ancoraggi insufficienti, errata chiusura delle staffe, allora la modellazione del comportamento dell'organismo strutturale mediante analisi push-over potrebbe non cogliere pienamente gli aspetti legati a cinematismi locali nei nodi e nelle regioni critiche favoriti da azioni sismiche più importanti.

Ad ogni modo allo stato attuale, il metodo di verifica con l'analisi statica non lineare rappresenta la procedura più utilizzata anche per la sua semplicità ed immediatezza e se l'ingegnere che la utilizza tiene in debito conto le ipotesi iniziali a base del metodo, svolgendo parallelamente anche verifiche locali semplificate soprattutto nei casi di strutture distanti da quelle standard, allora è comunque uno strumento più che affidabile per valutare la sicurezza sismica di un edificio esistente.

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 una tra le due adottate 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 le deformazioni ultime del calcestruzzo e dell'acciaio
- ϕ_y = curvatura al limite elastico corrispondente allo snervamento dell'acciaio

- L_{pl} = lunghezza della cerniera plastica

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

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

dove:

- 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

Riguardo alle proprietà meccaniche del calcestruzzo, deformazione e resistenza a compressione, bisogna considerare quelle del calcestruzzo confinato, superiori a quelle del calcestruzzo non confinato, sempre che le armature trasversali, vale a dire le staffe, siano ancorate efficacemente nel nucleo di calcestruzzo e possano quindi esercitare l'azione di confinamento.

Secondo l'Eurocodice 8 (parte 3 “*Valutazione e adeguamento degli edifici*”) la deformazione ultima del calcestruzzo confinato ε_{cu}^* si può esprimere con la seguente formula:

$$\varepsilon_{cu}^* = \varepsilon_{cu} + 0,5 \cdot \alpha \cdot \rho_s \cdot \frac{f_y}{f_{cc}}$$

- ε_{cu}^* = deformazione ultima calcestruzzo confinato
- ε_{cu} = deformazione ultima del calcestruzzo (0,0035 per le norme italiane)

- $\rho_s = n_b \cdot \frac{A_{staffe}}{b_0 \cdot s_h} =$ percentuale di armatura trasversale
- s_h = interasse staffe nella zona critica
- n_b = numero braccia delle staffe

- A_{staffe} = area delle staffe
- $\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot h_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0}\right)$ = fattore di efficienza del confinamento (ipotizzando staffe ben ancorate)
- b_0 ed h_0 rispettivamente base ed altezza del nucleo confinato
- b_i = distanze tra barre longitudinali trattenute da staffe lungo il perimetro
- f_y = limite elastico dell'acciaio delle staffe
- f_{cc} = resistenza cilindrica del calcestruzzo del nucleo confinato

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

Come anticipato, tra le novità introdotte nelle norme tecniche per le costruzioni del D.M. 17.01.2018 figura anche la possibilità di considerare le proprietà del calcestruzzo confinato dalle staffe laddove (4.1.2.1.2) si chiarisce che *“il confinamento del calcestruzzo è normalmente generato da staffe chiuse e legature interne che possono raggiungere la tensione di snervamento a causa della dilatazione laterale del calcestruzzo stesso a cui tendono ad opporsi. Il confinamento consente al calcestruzzo di raggiungere tensioni e deformazioni più elevate di quelle proprie del calcestruzzo non confinato”*.

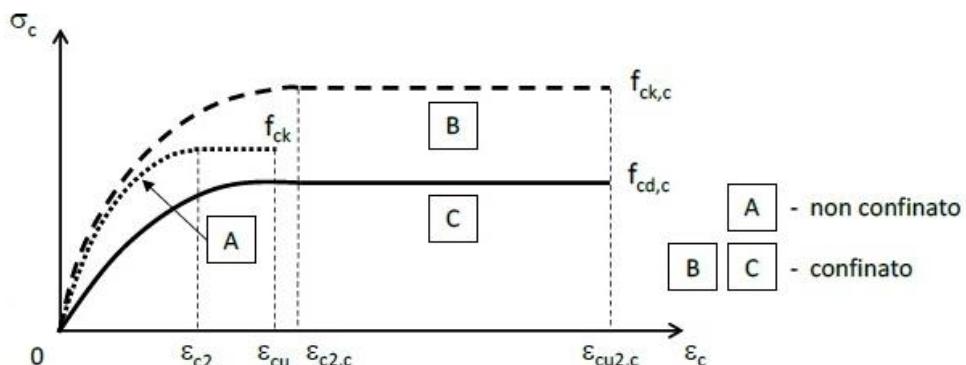


Figura 18 - Modello per calcestruzzo confinato adottato da NTC 2018

Le formule adottate dalle norme tecniche italiane sono riportate di seguito.

La resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo confinato si può determinare secondo:

$$\begin{cases} f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,00 + 5,00 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) & se \quad \sigma_2 < 0,05 \cdot f_{ck} \\ f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,125 + 2,5 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) & se \quad \sigma_2 > 0,05 \cdot f_{ck} \end{cases}$$

La deformazione del calcestruzzo confinato al termine del tratto a parabola si calcola mediante la seguente espressione:

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot (f_{ck,c} / f_{ck})^2$$

La deformazione ultima del calcestruzzo confinato vale:

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu} + 0,2 \cdot \sigma_2 / f_{ck}$$

Dove:

$$\sigma_2 = \alpha \cdot \sigma_l$$

$$\sigma_l = \frac{A_{st} \cdot f_{yk,stl}}{b \cdot s}$$

Riguardo alla verifica allo stato limite di salvaguardia della vita, usualmente indicato come stato limite di danno severo nei codici internazionali, la circolare n°7 del 2019 suggerisce la limitazione della rotazione ultima in corrispondenza di tale stato limite al valore di $\frac{3}{4}$ della rotazione ultima riferita allo stato limite di collasso, mentre il Documento Tecnico n°212 del 2013 del CNR *"Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti"* suggerisce di assumere il medesimo valore della rotazione ultima sia allo stato limite di collasso che in corrispondenza dello stato limite della salvaguardia della vita.

È poi possibile valutare la sicurezza dell'edificio anche in condizioni di esercizio e quindi in presenza di eventi sismici frequenti relativi allo stato limite di esercizio, per controllare i danni lievi e per tale scopo si valuta la rotazione allo stato limite di esercizio θ_{SD} :

$$\triangleright \text{ travi e pilastri } \theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v}{3} + 0,0013 \cdot \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}}$$

$$\triangleright \text{ pareti } \theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v}{3} + 0,002 \cdot \left(1 + 1,125 \cdot \frac{L_v}{h} \right) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}}$$

- L_v = luce di taglio
- ϕ_y = curvatura al limite elastico della sezione terminale
- f_y = tensione di snervamento dell'acciaio
- f_c = resistenza a compressione del calcestruzzo
- h = altezza della sezione
- d_b = diametro medio delle barre longitudinali

Le verifiche sopra dette relative alla rotazione massima degli elementi in c.a. sono naturalmente verifiche di meccanismi duttili nei quali si tiene in conto la reale capacità dissipativa di una trave o di una colonna.

Riguardo ai meccanismi fragili invece una prima verifica consiste nel valutare la resistenza a taglio di travi e pilastri assicurandosi che questa si manifesti soltanto dopo che si attiva la crisi per flessione nell'elemento, essendo la rottura per flessione un tipo di crisi duttile che sfrutta la deformabilità dell'acciaio anche dopo il campo elastico.

È inoltre poi utile assicurarsi che la resistenza a flessione delle sezioni di estremità delle travi si attivi prima di quella delle estremità del pilastro nel quale convergono.

Una ulteriore importante verifica riguarda la rottura del pannello di nodo non confinato che avviene in modalità fragile e deve quindi essere scongiurata almeno fino a che non si abbiano rotture duttili.

La verifica di resistenza del nodo a trazione diagonale si esegue mediante la condizione:

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

E poi si verifica anche la resistenza del nodo a compressione diagonale con l'espressione:

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

- N_{pil} = sforzo normale nel pilastro superiore
- V_{nodo} = taglio totale agente nel nodo (somma taglio alla base del pilastro superiore e forza di trazione delle barre longitudinali superiori della trave)
- A_g = sezione orizzontale del nodo

Le formule appena viste rappresentano il fenomeno fisico osservabile in occasione di azioni sismiche nel nodo trave-pilastro laddove 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.

Le immagini seguenti schematizzano il funzionamento del pannello di nodo durante l'azione del sisma.

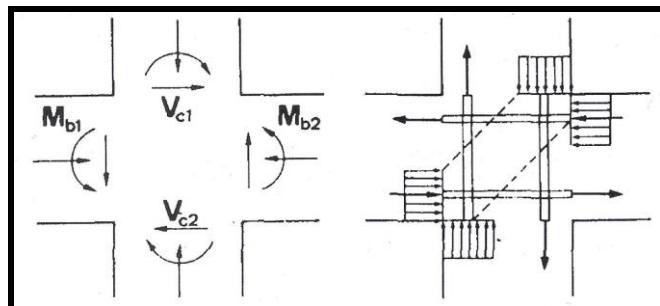


Figura 19 – Da “Progettazione di strutture antisismiche”, Wakabayashi – 1989

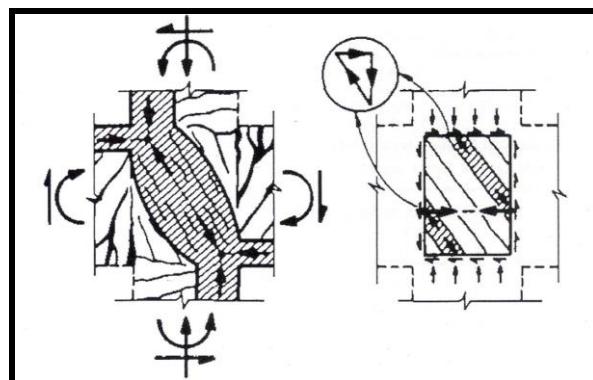


Figura 20 – Da “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings”, Paulay and Priestley – 1992

1.7 Il ruolo dei dettagli costruttivi in una simulazione di calcolo

Per comprendere l'importanza della ricaduta della qualità dei dettagli costruttivi nella verifica sismica in campo non lineare di un edificio in cemento armato può essere utile fare riferimento all'esempio concreto di seguito illustrato.

Nell'immagine seguente è raffigurato un edificio in c.a. ipotizzato realizzato a metà del secolo scorso, per il quale nella verifica sismica con analisi push-over si possono assumere valori della resistenza del calcestruzzo prossimi a 20 N/mm^2 e per l'acciaio un limite elastico pari a 320 N/mm^2 con quantitativi usuali per l'epoca desumibili, per il nostro scopo, anche dalla lettura delle norme al tempo cogenti.

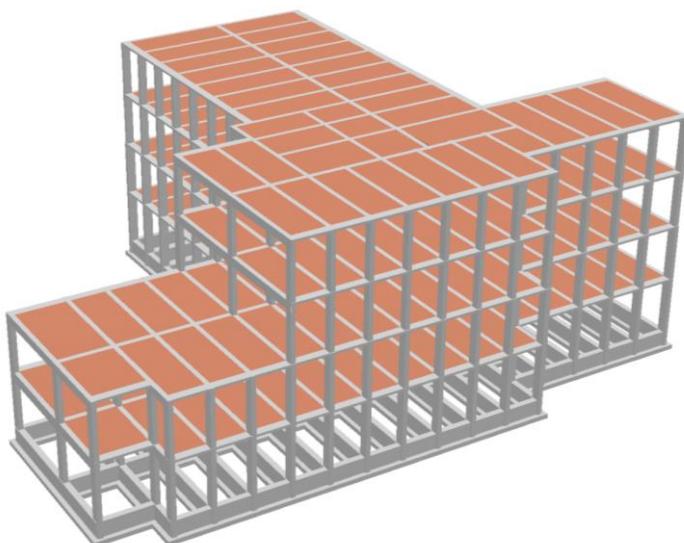


Figura 21 – Caso di studio edificio in c.a.

Supponiamo in prima ipotesi che i dettagli costruttivi siano stati eseguiti non rispettando la regola d'arte prevista dalle disposizioni normative ed in particolare che le staffe non siano state correttamente chiuse verso l'interno del nucleo confinato ma piuttosto risultino ripiegate semplicemente a 90° .

In questo caso l'analisi statica non lineare fornisce valori delle accelerazioni sismiche di capacità del tipo della tabella seguente, dalla quale si evince che per i due stati limite ultimi le verifiche non sono soddisfatte.

In particolare la verifica allo stato limite di salvaguardia della vita SLV indica che l'accelerazione sismica sopportabile è pari al 38% di quella attesa,

mentre per lo stato limite di collasso SLC il rapporto capacità/domanda risulta pari al 40%.

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

Tabella 1 – Sintesi verifiche push-over con Rck 20, barre con $f_y = 320 \text{ N/mm}^2$, e staffe aperte

Supponiamo ora che il calcestruzzo fosse stato confezionato in maniera tale da possedere una resistenza a compressione pari a 35 N/mm^2 , sempre però con poca cura dei dettagli costruttivi.

In questo caso l'esito delle verifiche sarebbe stato il seguente:

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

Tabella 2 – Sintesi verifiche push-over con Rck 35, barre con $f_y = 320 \text{ N/mm}^2$, e staffe aperte

Per cui in effetti una maggiore resistenza del calcestruzzo avrebbe garantito un livello di sicurezza più elevato, anche se non di molto, almeno nel caso della verifica allo SLV, potendo contare su un aumento di circa il 20%.

Molto diverso è il quadro delle verifiche di sicurezza se invece si considera che i dettagli costruttivi fossero stati eseguiti con opportuna cura.

Ipotizziamo infatti per lo stesso edificio, a parità delle condizioni, un valore della resistenza a compressione del calcestruzzo pari a 20 N/mm^2 , e che le staffe fossero state ben chiuse a 135° verso l'interno e gli ancoraggi delle armature longitudinali siano stati correttamente sviluppati e pertanto sia lecito assumere il valore del fattore di efficienza del confinamento $\alpha = 1$.

In questo caso il quadro delle verifiche che appare evidenzia che il rapporto capacità/domanda in corrispondenza di entrambi gli stati limite sarebbe stato molto più confortante:

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	0,306	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 Pga: capacità/domanda	1,665	1,215	0,876	1,107

Tabella 3 – Sintesi verifiche push-over con Rck 20, barre con $f_y = 320 \text{ N/mm}^2$, e staffe chiuse

Infatti la verifica allo stato limite di collasso sarebbe interamente soddisfatta e quella allo stato limite di salvaguardia della vita indicherebbe comunque valori più che doppi rispetto al caso in cui non siano stati apportati gli opportuni accorgimenti tecnici in fase costruttiva, registrando un aumento di circa il 130%.

1.8 Il piano di indagini per gli edifici in c.a.

Alla luce delle considerazioni precedenti, visto che la verifica di un edificio esistente in cemento armato dipende fortemente dalla qualità dei dettagli costruttivi, allora, prima di eseguire la verifica analitica con il metodo della push-over è necessario avere eseguito una campagna di indagini approfondita e completa che permetta, oltre che di determinare i valori delle resistenze meccaniche dell'acciaio e del calcestruzzo, anche di verificare la qualità dell'esecuzione dei dettagli costruttivi: lunghezze di ancoraggio, modalità di sagomatura delle staffe, disposizione delle staffe e delle barre longitudinali nelle regioni critiche, quantitativi delle armature longitudinali e trasversali, qualità dei getti nei nodi con individuazione della sezione di ripresa.

Eseguire una verifica push-over senza aver raggiunto un elevato grado di conoscenza del manufatto tale da individuare la presenza, la quantità e la qualità delle armature potrebbe infatti essere altamente fuorviante in quanto, come visto, la verifica dipende in misura sostanziale dalla duttilità reale dell'edificio e dei suoi elementi costitutivi e la duttilità non può essere un dato assunto come ipotetico ma invece determinato con precisione attraverso saggi visivi.

Eseguire la verifica statica non lineare senza conoscere le reali risorse di duttilità sarebbe piuttosto un semplice esercizio teorico senza alcuna valenza in termini di affidabilità, meglio a quel punto eseguire una tradizionale verifica in campo elastico lineare assumendo però le forze sismiche per intero dallo spettro di risposta elastico con fattore di struttura q pari ad 1.

Nelle figure che seguono si rappresentano le situazioni frequenti che possono emergere dai saggi sui dettagli costruttivi di elementi in cemento armato.

Le immagini seguenti mostrano rispettivamente un saggio dal quale emerge la sagomatura errata di una staffa in un pilastro ed un saggio dal quale si evince l'assenza di staffe nel pilastro esterno di un telaio lungo tutto il nodo.



Figura 22 - Chiusura staffe a 90° - NO

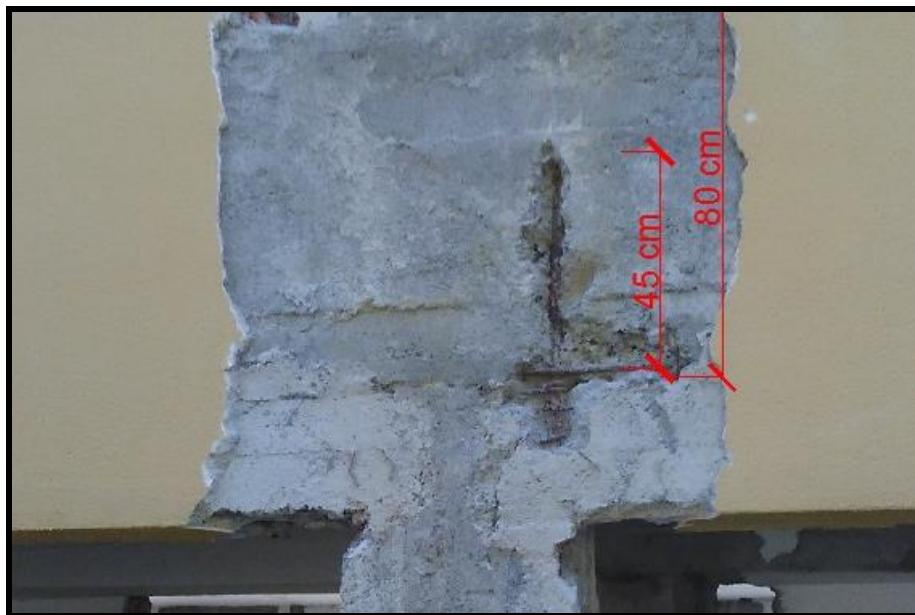


Figura 23 - Pannello di nodo non confinato privo di staffe



Figura 24 – Dettagli ancoraggi barre longitudinali

Esemplare è poi l'immagine precedente che rappresenta la parte inferiore di un pilastro. Dopo aver rimosso l'intonaco è stato possibile rilevare nello stesso elemento dettagli costruttivi ben realizzati ed anche dettagli errati. Infatti la lunghezza di sovrapposizione delle barre longitudinali pari a circa 140 cm risulta sufficiente visto che le barre hanno diametro 18 mm, così come l'estremità superiore della barra che arriva dal pilastro inferiore risvoltata ad uncino verso il nucleo interno di calcestruzzo permette un ancoraggio efficace. Mentre, viceversa, la barra longitudinale di ripresa presenta l'estremità inferiore con l'uncino praticamente parallelo alla faccia laterale del pilastro per cui di fatto l'uncino non garantisce alcuna forza di ancoraggio al calcestruzzo.

Nel piano delle indagini è quindi necessario prevedere saggi diretti per conoscere la qualità dei dettagli costruttivi con particolare riferimento alle staffe nei pilastri ed alle modalità di ancoraggio delle barre.

Inoltre, le indagini devono prevedere anche un certo numero di prove da realizzare su campioni di calcestruzzo e di barre prelevati dalla struttura da analizzare. Le prove consistono nell'estrarrre campioni di materiale da testare in laboratorio e pertanto bisogna prevedere nel piano delle indagini anche le fasi di ripristino.

In particolare per individuare la resistenza a compressione del calcestruzzo si eseguono prove a schiacciamento su carote di calcestruzzo prelevate dagli elementi esistenti, mentre per conoscere la resistenza a trazione dell'acciaio delle barre si eseguono prove a trazione su monconi di armatura estratti in sito. Queste prove vengono eseguite in laboratorio seguendo procedure standardizzate in apposite norme.

Riguardo ai ripristini delle barre, dovrebbe sempre essere evitato l'uso delle saldature, piuttosto risulta più appropriato ricorrere all'uso di manicotti che possano garantire il reale ripristino della continuità delle barre dalle quali sono stati prelevati i campioni di prova.



Figura 25 - Ripristino continuità barre in una trave mediante manicotto in acciaio



Figura 26 – Ripristino continuità barre in un pilastro mediante manicotto in acciaio

I manicotti da utilizzare dovranno essere del tipo a serraggio meccanico mediante chiodi e non filettati in quanto con questi ultimi la messa in opera non sarebbe possibile perché non è possibile ruotare le estremità delle barre da collegare.

Oltre alle prove dirette, è possibile anche ricorrere a prove non distruttive, quali quelle ultrasoniche, sclerometriche e pull-off per il calcestruzzo, o durometriche per l'acciaio. Questi tipi di prove sono indirette nel senso che forniscono risultati correlabili alla resistenza a compressione del calcestruzzo o a quella a trazione dell'acciaio delle armature soltanto attraverso formule empiriche.

È importante comunque ricordare che non è possibile caratterizzare la qualità del calcestruzzo e dell'acciaio soltanto mediante prove indirette, in quanto tali prove consentono di valutare l'omogeneità del materiale in sito, delimitare zone con caratteristiche più scadenti rispetto all'insieme, stimare le variazioni nel tempo delle proprietà del calcestruzzo, ma non sono sufficienti a determinare la resistenza del calcestruzzo in assenza di specifiche correlazioni sperimentali con valori delle resistenze desunti da carote estratte da elementi del calcestruzzo oggetto di indagine.

1.9 La responsabilità del progettista nella valutazione della sicurezza di un edificio esistente in c.a.

Per circa un secolo in Italia le costruzioni in cemento armato sono state realizzate disattendendo in buona parte le disposizioni normative sulle modalità di esecuzione dei dettagli realizzativi.

Ciò è dovuto al fatto che evidentemente era sottovalutata l'importanza della qualità dei particolari costruttivi durante il terremoto.

Soltanto a partire dalla fine del secolo scorso, quando ormai tutte le regole dell'arte contenute nelle norme sono state assimilate da completamente dai tecnici e dalle maestranze, le costruzioni in c.a. risultano, generalmente, realizzate curando con la dovuta attenzione la qualità dei particolari costruttivi.

Per tale ragione sarebbe opportuno valutare la sicurezza delle costruzioni esistenti realizzate prima di circa 25 anni fa, e predisporre un intervento correttivo. Del resto le cogenti norme tecniche per le costruzioni esistenti obbligano ad una valutazione della sicurezza nel caso di *"provati gravi errori di progetto o di costruzione"* e ad eseguire interventi atti a ripristinare la capacità portante a meno di declassare l'edificio limitandone l'uso.

Senza considerare che il mancato rispetto delle disposizioni normative vigenti all'epoca di costruzione di un edificio, siano essere relative all'interasse tra le staffe nei pilastri, alle modalità di sagomatura delle barre longitudinali e trasversali, allo spessore del copriferro, o ad altri dei dettagli costruttivi precedentemente commentati, costituisce di per sé una inosservanza che dovrebbe essere sanata.

Si deve poi ricordare che l'operato del tecnico dovrebbe sempre essere guidato dalla conoscenza dello stato dell'arte presente nell'epoca in cui si opera e dovrebbe perseguire l'obbligo del risultato.

Per cui chi opera in zone sismiche dovrebbe sempre tener presente le conoscenze del comportamento sismico degli edifici in c.a. ed anche le usanze costruttive dell'area geografica nella quale opera.

Senza considerare che comunque il tecnico dovrebbe eseguire le necessarie indagini sugli elementi strutturali così come avviene per le caratteristiche dei terreni fondali, in modo da avere un quadro conoscitivo completo dell'edificio da analizzare.

Ciò vuol dire che se, in caso di lavori che prevedano anche soltanto il rifacimento degli intonaci delle facciate di un edificio, ci si dovesse imbattere in situazioni tipo quella rappresentata nella immagine seguente con staffe assenti per lunghi tratti, non si può pensare che sia sufficiente intervenire soltanto proteggendo le armature mediante una vernice passivante e lasciare invariato l'uso del manufatto soltanto perché l'oggetto originario dell'incarico non prevedeva opere di rinforzo delle strutture, piuttosto, una volta scoperta la grave deficienza, bisogna prevedere un piano di interventi atti a ripristinare almeno il livello di sicurezza teorico iniziale.



Figura 27 – Zona critica di un nodo di facciata privo di staffe

2. LA TECNICA DEL JACKETING IN C.A.

Nel seguito, dopo aver discusso quali sono in generale i criteri di intervento sugli edifici in cemento armato, si focalizzerà l'attenzione sulla tecnica di rinforzo della incamiciatura in c.a. per i pilastri con l'obiettivo di fornire le maggiori indicazioni possibili anche relativamente ai dettagli costruttivi, per evitare di ripetere gli errori del passato.

In particolare verrà presentato un innovativo sistema di giunzione meccanica, costituito da un mancotto in acciaio, che si differenzia dai comuni manicotti esistenti in commercio di tipo filettato, perché la sua messa in opera non necessita di dover ruotare le estremità delle barre da collegare e ciò quindi permette di poter realizzare la corretta chiusura delle nuove staffe inserite nella camicia di rinforzo in betoncino armato.

Questo nuovo mancotto, che prende il nome commerciale di Giunzione Tecnaria GTS, consente quindi di risolvere il problema della chiusura delle staffe nella tecnica dell'incamiciatura dei pilastri esistenti ed inoltre, come vedremo, la sua versatilità d'uso rende possibile realizzare soluzioni tecniche che permettano di rinforzare anche il pannello non confinato dei nodi dei pilastri con le travi.

2.1 I principi della corretta progettazione degli interventi di rinforzo

Prima di commentare le tecniche di intervento più diffuse, risulta utile richiamare le buone regole da adottare nei provvedimenti di rinforzo quando si opera su costruzioni esistenti.

Il principio fondamentale sul quale si base l'ingegneria sismica per la progettazione delle nuove costruzioni è basato sul concetto di **regolarità**: gli edifici devono essere il più possibile regolari, in pianta ed in altezza e realizzati con elementi resistenti posizionati con la maggior **simmetria** possibile rispetto agli assi baricentrici principali e inoltre le masse degli elementi strutturali primari e secondari e quelle delle dotazioni impiantistiche quando rilevanti, devono essere distribuite anche esse con simmetria.

I requisiti della regolarità e della simmetria sono in effetti indispensabili per assicurare che l'edificio possa sfruttare al meglio tutte le risorse di resistenza e di deformabilità dei suoi elementi resistenti ed inoltre permettono che il comportamento reale di una struttura sia maggiormente coerente con il modello previsionale virtuale ottenuto mediante una analisi numerica.

Accanto ai requisiti della regolarità e della simmetria derivanti dalle buone regole costruttive diffuse e consolidate da secoli grazie ai numerosi trattati sulle costruzioni, le moderne normative sismiche, come anche le italiane "Norme Tecniche per le Costruzioni" già con il previgente D.M. 14.01.2008, hanno poi recepito il criterio progettuale noto in letteratura tecnica come "**capacity design**" volto a controllare la gerarchia delle resistenze.

Secondo i criteri del *capacity design* il dimensionamento di una singola unità strutturale trave o pilastro in c.a. deve essere mirato ad ottenere che in caso di sisma non si verifichino rotture fragili (meccanismi di taglio) ma piuttosto duttili (meccanismi di flessione) in modo da sfruttare in maniera ottimale le risorse deformative delle sezioni di calcestruzzo armato.

Inoltre, allo stesso tempo, il dimensionamento deve essere volto a perseguire lo schema **trave debole - pilastro forte** e cioè deve favorire il collasso di elementi orizzontali e quindi delle travi, piuttosto che di quelli verticali, ovvero pilastri e setti, in quanto, in generale, la crisi delle travi non provoca necessariamente il collasso globale del telaio resistente mentre al contrario la crisi dei pilastri incide fortemente sul comportamento globale dell'intera costruzione provocandone il collasso.

Il rispetto dei criteri del *capacity design* è obbligatorio quando si deve progettare una nuova struttura, mentre non è strettamente richiesto quando si opera su strutture esistenti. Tuttavia anche se non obbligatorio, naturalmente risulta particolarmente conveniente adottare i criteri del *capacity design* anche nell'approccio agli interventi sull'esistente.

Adottare i criteri del *capacity design* negli interventi sugli edifici in c.a. significa anche correggere le carenze legate ai dettagli costruttivi mal realizzati che, come visto, rappresentano il maggior elemento di vulnerabilità delle costruzioni esistenti in c.a.

Nel progetto del rinforzo devono quindi essere curati con molta attenzione i dettagli costruttivi che sono decisivi per garantire il corretto trasferimento degli sforzi tra travi e pilastri, anche in caso di sisma.

Riguardo poi ai principi della regolarità e della simmetria, le norme richiedono giustamente che gli interventi di rinforzo devono essere applicati in modo regolare ed uniforme su tutto l'edificio e specificano che quando ciò non sia possibile e si intervenga su porzioni limitate dell'edificio, bisogna comunque valutarne l'effetto sul comportamento globale attraverso un giudizio motivato.

La ragione di tali prescrizioni risiede nel fatto che un intervento locale limitato ad una specifica porzione dell'edificio può variare in misura significativa la distribuzione delle rigidezze e delle resistenze alterando la concezione strutturale originaria e potrebbe quindi anche peggiorare il comportamento globale dell'edificio nel caso in cui questo sia stato realizzato originariamente con un buon grado di regolarità.

2.2 La scelta delle tecniche di intervento

Alla luce di quanto detto è sempre opportuno, sia per quanto disposto dalle norme tecniche ma anche per una questione di buon senso, che le strategie di intervento che prevedano l'introduzione di nuovi elementi soltanto in determinate parti dell'edificio, quali ad esempio setti in cemento armato o dispositivi di isolamento alla base o elementi dissipativi in carpenteria metallica (controventi in acciaio), siano comunque accompagnate dall'adozione di interventi sistematici di rinforzo tesi a migliorare localmente tutti gli elementi strutturali esistenti che compongono il telaio resistente, con particolare riferimento ai meccanismi fragili.

Le tecniche per rinforzare elementi in cemento armato previste dalle norme cogenti in Italia (Eurocodice 8 e circolare n°7/2019) sono le tre seguenti:

- incamiciatura in c.a.
- incamiciatura in acciaio
- placcaggio con materiali compositi

È bene osservare che mentre per i pilastri è possibile intervenire con qualsiasi delle tre tecniche, al contrario per le travi l'unica tecnica di rinforzo attuabile è quella che prevede l'uso di materiali compositi.

La ragione del fatto che sulle travi non è ammissibile eseguire un intervento di incamiciatura in c.a. o in acciaio è prima di tutto dovuta al fatto che un intervento del genere non permetterebbe di eseguire una camicia di rinforzo lungo tutto il perimetro della trave, a meno di demolire completamente il solaio adiacente da un lato e dall'altro altrimenti verrebbe meno il principio fondamentale della tecnica dell'incamiciatura che è basato sulla simmetria del rinforzo. Infatti lo stesso calcolo teorico dell'elemento rinforzato si può ritenere valido proprio per la simmetria della disposizione del rinforzo.

Inoltre è bene osservare che un intervento di ringrosso limitato soltanto ai lati liberi, quindi non riconducibile all'incamiciatura, violerebbe il principio

della trave debole-pilastro forte in quanto aumenterebbe notevolmente la rigidezza della trave a discapito del pilastro.

2.2.1 Gli interventi sulle travi

Riguardo alle tecniche di intervento sulle travi, tanto l'EC8 come anche la circolare n°7/2019 prevedono, come anticipato, esclusivamente la possibilità di utilizzare rinforzi realizzati con materiali compositi, mentre in generale non è possibile realizzare una camicia in c.a. o in acciaio continua lungo il perimetro di una trave a causa della presenza del solaio.

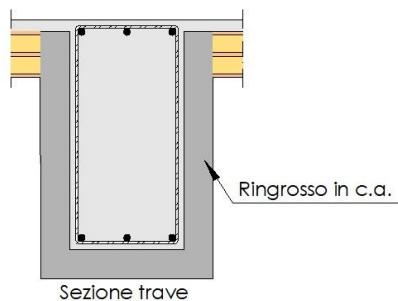


Figura 28 – Ringrosso sezione originaria



Figura 29 – Rinforzo con materiali compositi

Per una trave in cemento armato si possono disporre all'intradosso le armature fibrose dei materiali compositi allineate alle barre in acciaio esistenti per incrementare la resistenza a flessione, e poi sulle superfici verticali in direzione perpendicolare all'asse della trave, per ottenere il rinforzo a taglio.

Nel caso particolare delle travi a spessore di solaio, mentre il rinforzo a flessione con materiali compositi si persegue ancora disponendo le fibre di rinforzo sulla superficie intradossale, il rinforzo a taglio con tali materiali

risulta di non facile esecuzione e comunque l'estensione delle fibre lungo le pareti verticali della trave è molto contenuta.

Per ottenere quindi il rinforzo a taglio delle travi a spessore è possibile introdurre nuove staffe, senza aumentare la larghezza della trave, richiuse all'estremità con manicotti in acciaio, anche in questo caso del tipo con pioli in acciaio e non del tipo filettato.

Le nuove staffe saranno introdotte in fori verticali appositamente realizzati, alloggiando i tratti orizzontali inferiore e superiore in scanalature eseguite nello spessore del copriferro.

Nei casi in cui il calcestruzzo della parte superiore risulti molto compatto (tipicamente a causa di scarsa vibrazione in fase di getto con addensamento degli inerti nella parte bassa e del legante cementizio nella parte alta), può risultare preferibile evitare la realizzazione della scanalatura all'estradosso e addossare la nuova staffa direttamente sulla superficie della trave ricoprendola poi con uno strato di calcestruzzo colabile.

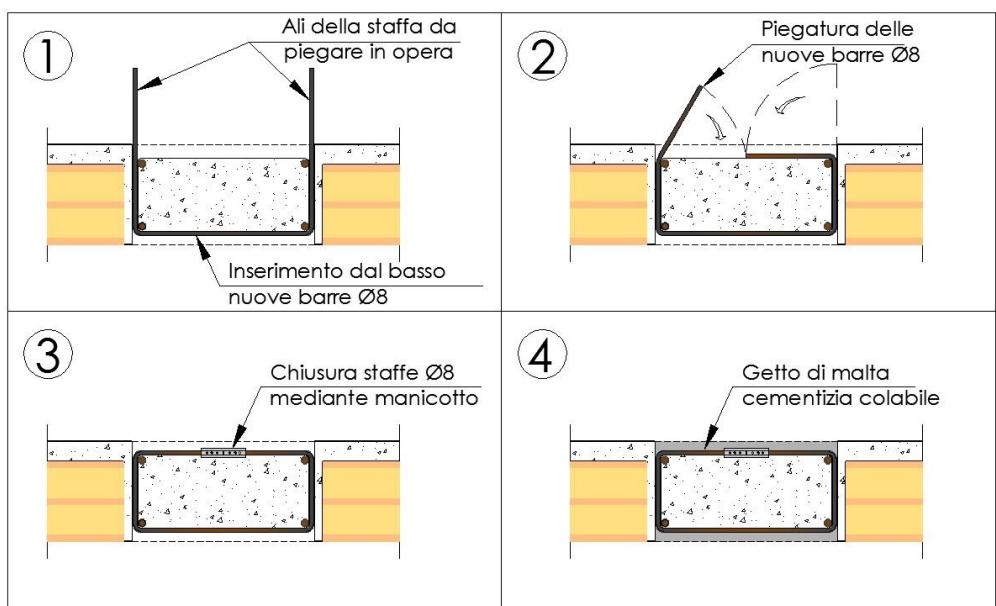


Figura 30 – Sequenze rinforzo a taglio di trave a spessore con staffe



Figura 31 – Inserimento dal basso delle nuove barre ϕ 8 nella trave a spessore



Figura 32 – Piegatura barre ϕ 8 per realizzare la chiusura delle staffe



Figura 33 – Messa in opera del manicotto per chiudere le nuove staffe

Materiali compositi per il rinforzo delle strutture in c.a.

I rinforzi con materiali compositi sono costituiti da fibre lunghe ad elevata resistenza a trazione annegate in una matrice e sono realizzabili con materiali FRP (*Fiber Reinforced Polymers*) o FRCM (*Fabric Reinforced Cementitious Matrix*) a seconda che la matrice sia polimerica (in genere resina epossidica) o idraulica (fibrorinforzata).

Le fibre lunghe da utilizzare per rinforzare un elemento in c.a. devono avere moduli elastici preferibilmente similari al modulo elastico delle barre di acciaio.

Per tale ragione generalmente negli interventi di rinforzi su strutture in c.a. si utilizzano fibre di carbonio, fibre di PBO o trefoli di acciaio.

Nel seguito si descrivono sommariamente i benefici connessi all'uso dei materiali compositi e le modalità di applicazione. Riguardo ai criteri di calcolo dei rinforzi con materiali compositi FRP e FRCM si rimanda alla letteratura tecnica specifica, non essendo tale argomento obiettivo del testo.

Benefici dei rinforzi con materiali compositi FRP e FRCM

I materiali compositi applicati esternamente su elementi in c.a. permettono di ottenere l'incremento della resistenza a taglio ed a flessione e l'aumento della duttilità di una sezione in c.a. e inoltre migliorano i meccanismi di ancoraggio delle armature in acciaio esistenti.

Per valutare analiticamente i benefici suddetti è possibile fare riferimento alle norme tecniche presenti in letteratura, così come previsto dalle norme tecniche italiane.

Attualmente in Italia i riferimenti normativi per i rinforzi con materiali FRP e FRCM sono i seguenti:

- le *"Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati"* contenute nel Documento Tecnico n°200 del CNR (prima stesura 2004, ultima revisione 2013);
- le *"Linee Guida per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo di interventi di rinforzo di strutture di c.a., c.a.p e murarie mediante sistemi FRP"* del 24.07.2009 dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- la *"Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti"*, pubblicato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con il Decreto del Presidente del C.S.L.P. n.220 del 9 luglio 2015;
- le *"Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica"* contenute nel Documento Tecnico n°215 del CNR (prima stesura 2019);
- la *"Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica (FRCM) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti"*, pubblicato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con il Decreto del Presidente del C.S.L.P. n.1 dell'8 gennaio 2019.

Possono altresì essere utilizzati documenti di comprovata validità quali codici internazionali che garantiscano livelli di sicurezza coerenti con quelli delle norme tecniche italiane.

Modalità di applicazione dei materiali compositi

Affinché il rinforzo sia realmente efficace in esercizio è molto importante curare le fasi esecutive dell'intervento le quali devono prevedere necessariamente la bonifica dello strato esterno della sezione di calcestruzzo sulla quale disporre il rinforzo composito FRP o FRCM.

Infatti le basi teoriche sulle quali si fondano gli algoritmi presenti nelle varie norme per dimensionare i rinforzi compositi sono sempre le medesime della tecnica delle costruzioni in c.a. e vale da dire conservazione delle sezioni piane, perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo, resistenza a trazione del calcestruzzo nulla, alle quali si aggiunge l'ulteriore ipotesi che ci sia perfetta aderenza tra rinforzo e calcestruzzo.

Nella maggioranza dei casi della pratica professionale, il calcestruzzo in effetti risulta già carbonatato nello strato superficiale di ricoprimento dell'armatura.

Quando il substrato di calcestruzzo risulta danneggiato a causa di un deterioramento fisico-chimico, fisico-mecanico o in conseguenza di un eventuale impatto, allora va rimosso da tutta la zona danneggiata.

La rimozione del calcestruzzo ammalorato consente di accettare poi lo stato delle armature metalliche e quindi di eseguire gli eventuali interventi preparativi prima di proteggerle dall'insorgere dei fenomeni di ossidazione, spesso responsabili del deterioramento dello stesso calcestruzzo.

Se è in corso un processo corrosivo a carico delle armature metalliche, è necessario rimuovere lo strato deteriorato mediante spazzolatura o sabbiatura e poi trattare la superficie con idonei inibitori di corrosione.

Una volta che il calcestruzzo deteriorato sia stato completamente rimosso e siano stati adottati i provvedimenti più opportuni per arrestare la corrosione delle armature metalliche, si può procedere al suo reintegro mediante l'utilizzo di betoncini reoplastici.

Soltanto dopo aver ricostruito la sezione originaria dell'elemento sul quale si interviene è possibile applicare il rinforzo composito.

È bene evidenziare che nel caso si utilizzino rinforzi FRP allora, prima dell'applicazione, è necessario attendere i tempi di stagionatura della malta reoplastica usata nella precedente fase di riprofilatura perché le matrici polimeriche degli FRP non garantiscono un buon comportamento adesivo su superfici umide.

Al contrario l'applicazione dei materiali FRCM può essere eseguita immediatamente dopo aver completato la riprofilatura con malta idraulica, senza rallentamenti delle operazioni di cantiere. Ed anzi è anche auspicabile che l'area dell'elemento sul quale si prevede di applicare i materiali FRCM presenti una superficie umida, nel caso si sia atteso troppo tempo dopo la riprofilatura.

Inoltre è sempre necessario verificare che sulla superficie di applicazione del rinforzo non siano presenti polveri, grassi, idrocarburi e tensioattivi.

Riguardo alla posa dei tessuti FRP ed FRCM, ogni qualvolta si presenti un cambio di direzione che potrebbe generare angoli a spigoli vivi o angoli di depressione bisogna avere cura, nel primo caso, di arrotondare l'angolo con un raggio di curvatura ≥ 20 mm, e nel secondo di riprofilare l'angolo con un raggio di curvatura ≥ 200 mm con malta strutturale di tipo tissotropico.

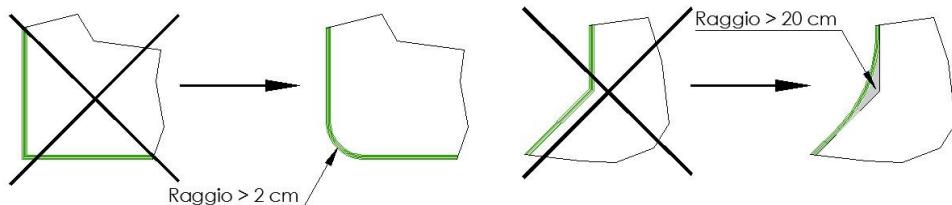


Figura 34 - Corretta applicazione dei materiali compositi nei cambi di direzione

Infine bisogna tener presente che quando i materiali compositi di rinforzo siano del tipo FRP è necessario prevedere una finitura protettiva dalle eventuali fonti di calore esterne perché la matrice polimerica degli FRP ha generalmente basse temperature di transizione vetrosa e può essere danneggiata se esposta a fonti di calore.

2.2.2 Le tecniche di intervento sui pilastri

Il rinforzo dei pilastri si può ottenere cerchiando la sezione in cemento armato lungo tutto o parte dello sviluppo verticale della pilastrata.

Il rinforzo di un pilastro può essere realizzato mediante 3 diverse tecniche:

1. ringrossando la sezione originaria mediante una camicia in betoncino armato di spessore contenuto;
2. cerchiando la sezione originaria mediante una struttura in profilati metallici angolari disposti agli angoli del pilastro e tra loro solidarizzati mediante opportuni calastrelli;

3. confinando la sezione originaria con armature aggiuntive costituite da materiali compositi a base di fibre lunghe quali FRP, FRCM o SRM.

Gli obiettivi che si possono raggiungere attraverso l'adozione di un intervento di cerchiatura dei pilastri sono molteplici:

- aumento della capacità portante a sforzo normale, a taglio ed a flessione
- aumento della capacità deformativa
- miglioramento delle giunzioni per sovrapposizione delle armature esistenti
- aumento della rigidezza dell'organismo a telaio.

È bene precisare però che non tutti questi risultati possono essere raggiunti con qualsiasi delle tecniche sopra citate, in particolare l'aumento della capacità resistente a flessione e della rigidezza globale dell'edificio possono essere ottenuti soltanto con l'introduzione di una camicia di betoncino armato.

Tale aspetto deve essere tenuto in debito conto quando si sceglie la tecnica di rinforzo sui pilastri, dovendo anche tener presente che i software usualmente utilizzati nella modellazione di un edificio in c.a. generalmente considerano i pilastri come elementi monodimensionali di lunghezza pari alla distanza tra l'asse baricentrico delle travi superiore ed inferiore e quindi non distinguono tra nodo, zone critiche e mezzeria del pilastro.

Per cui bisogna sempre verificare che il codice di calcolo utilizzato tenga conto dell'effetto benefico del rinforzo soltanto dove realmente è presente.

Le ipotesi di lavoro dei software utilizzati devono quindi essere verificate accuratamente dal progettista anche in relazione alle tecniche di intervento che si vogliono utilizzare, oltre che al modello generale come usualmente è prassi nel caso si progettino nuove costruzioni.

Tornando alle tre tecniche citate, il risultato comune che si riesce a raggiungere è dovuto al fatto che l'effetto di confinamento fa aumentare la resistenza a compressione del calcestruzzo ed inoltre ancor di più fa aumentare la sua duttilità e cioè la sua capacità di sopportare deformazioni plastiche nella fase post-elastica.

Naturalmente in termini numerici il contributo è differente tra le tre tecniche dette, dovendo sottolineare che la tecnica dell'incamiciatura in c.a. è quella che consente di ottenere i maggiori benefici anche sull'effetto di confinamento della sezione di calcestruzzo.

Per cogliere bene il beneficio ottenuto con l'intervento di rinforzo dei pilastri è utile innanzitutto distinguere tre zone differenti, soggette a stati tensionali differenti tra loro.

Si possono definire le seguenti diverse zone:

- nodo, inteso come il tratto del pilastro che si incrocia con le travi in esso concorrenti;
- regione critica intendendo per essa le due estremità della luce netta del pilastro;
- mezzeria, con ciò riferendoci alla parte centrale compresa le due regioni critiche di testa e piede del medesimo pilastro.

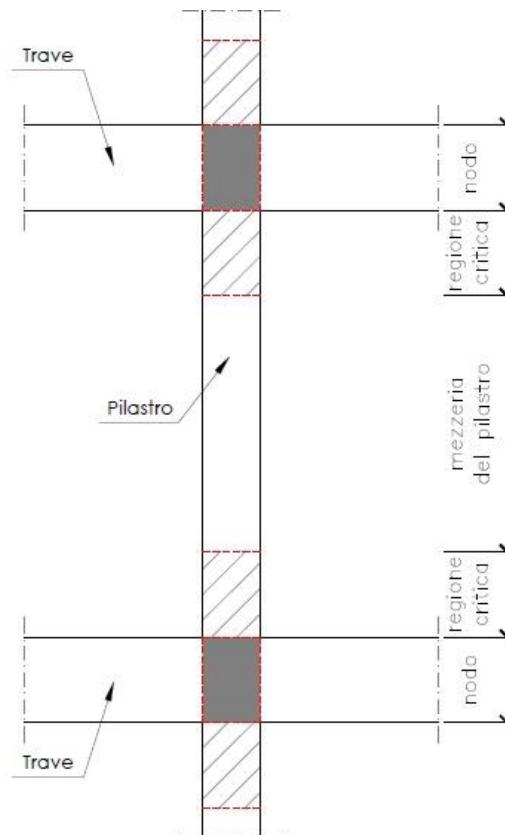


Figura 35 - Zone rappresentative dei pilastri

La regione critica è quella dove è attesa la formazione della cerniera plastica in condizioni ultime e in genere assume una estensione di circa 40-60 cm.

Riguardo al nodo è poi utile distinguere tra nodo confinato e nodo non confinato.

Un nodo per poter essere definito confinato deve rispettare tutte le seguenti condizioni:

- in ognuna delle quattro facce si innesta una trave;
- su ogni faccia del nodo la sezione della trave che la investe deve coprire per almeno i $\frac{3}{4}$ la larghezza del pilastro;
- su entrambe le coppie di facce opposte del nodo le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i $\frac{3}{4}$ dell'altezza.

Nel caso in cui non sia soddisfatta una soltanto delle precedenti condizioni allora il nodo deve ritenersi non confinato.

Nei nodi non confinati si definisce poi pannello di nodo non confinato la faccia in corrispondenza della quale non si intesta nessuna trave nel caso di pilastri esterni, o comunque sottostante alla trave nel caso di nodi non confinati interni alla maglia strutturale.

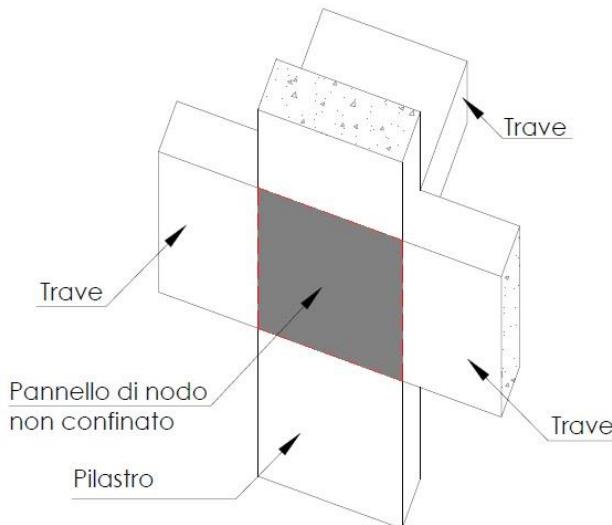


Figura 36 - Individuazione del pannello di nodo non confinato

Ad esempio tutti i nodi esterni di un edificio a telaio sono non confinati e possono presentare uno o due pannelli non confinati, a seconda che si tratti rispettivamente di un nodo di facciata o di un nodo d'angolo.

Ma anche per pilastre interne è possibile individuare nodi non confinati, soprattutto nei casi in cui si agisca su edifici realizzati con soli telai principali.

Nel seguito, per comodità, si tratterà per prima il rinforzo della zona di mezzeria e delle regioni critiche mediante le tecniche previste dalle norme e in un secondo momento il rinforzo del nodo.

2.3 L'incamiciatura in betoncino armato

2.3.1 Considerazioni generali

Tale tecnica consiste nel ringrossare i pilastri mediante una camicia esterna di cemento armato connessa al nucleo di calcestruzzo armato originario in modo da ottenere una sezione finale monolitica.

I criteri di dimensionamento dell'incamiciatura sono trattati nell'Eurocodice 8 “*Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici*” e nella circolare n°7 del 2019 delle “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” del D.M. 17.01.2018

Nello specifico le indicazioni progettuali contenute nei due riferimenti tecnici presentano alcune differenze, nel seguito si farà riferimento alla n°7/2019 confrontandola con l'Eurocodice 8.

È bene innanzitutto osservare che in entrambi i testi si utilizza la dicitura di incamiciatura in c.a., quindi sembrerebbe che la camicia potrebbe essere ottenuta con generici conglomerati cementizi.

In realtà i cementi tradizionali presentano una granulometria con inerti normalmente di circa 20-25 mm, valori questi incompatibili con gli spessori delle camicie di rinforzo usualmente pari a circa 55-65 mm e ciò per il fatto che al netto della gabbia di armatura di rinforzo gli interspazi utili non permetterebbero al conglomerato di penetrare in profondità occupando omogeneamente tutti gli spazi.

Infatti usualmente l'incamiciatura in c.a. si realizza mediante l'uso di speciali betoncini di classe almeno C35/45, colabili e autocompattanti (vista la impossibilità di vibrare in fase di getto) o anche tissotropici, che abbiano inerti inferiori a 5-8 mm e quindi riescano a penetrare in tutti gli spazi evitando che si formino zone vuote durante la posa in opera.

In generale l'intervento di rinforzo che prevede l'applicazione di camicie in betoncino armato permette di conseguire i 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;
- aumento della rigidezza dell'edificio e quindi abbattimento degli spostamenti.

Riguardo all'ultimo punto è bene osservare che già con una camicia di spessore 5 cm si ottiene un notevole incremento della rigidezza del pilastro visto che il momento d'inerzia è proporzionale al cubo della dimensione principale della sezione dell'elemento.

Infatti a seconda dello schema statico è noto che la rigidezza K_{pil} dei pilastri vale:

- per pilastri incastrati
$$K_{pil} = 12 \cdot \frac{E_{cls} \cdot J_{pil}}{H^3}$$
- per pilastri a mensola
$$K_{pil} = 3 \cdot \frac{E_{cls} \cdot J_{pil}}{H^3}$$

Nelle formule precedenti appare il momento d'inerzia che è una proprietà di massa riferita alla sezione del pilastro ed in particolare alle sue dimensioni geometriche, laddove per il caso frequente di pilastri di forma rettangolare avente lati b_1 e b_2 il momento d'inerzia riferito ad esempio alla direzione parallela al lato b_2 , vale:

$$J_{pil} = \frac{b_1 \cdot b_2^3}{12}$$

L'incremento della rigidezza dei pilastri di un edificio comporta naturalmente anche l'incremento della rigidezza totale dell'edificio e ciò ha due conseguenze e cioè che si diminuisce il periodo proprio della costruzione e poi si riducono gli spostamenti laterali in caso di sisma.

Infatti la rigidezza complessiva di una costruzione è inversamente proporzionale sia al periodo proprio che agli spostamenti, come si intuisce anche dalle seguenti equazioni che esprimono il rapporto tra le dette entità:

- rapporto tra periodo proprio T , rigidezza K e massa M :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

- rapporto tra rigidezza K , azione sismica E e spostamento δ :

$$K = \frac{E}{\delta}$$

La riduzione del periodo proprio della costruzione comporta che l'entità dell'azione sismica destinata alla costruzione potrebbe anche subire modifiche e ciò si coglie facilmente osservando la dipendenza delle azioni sismiche dal periodo proprio della costruzione, con il tratto orizzontale di picco che tipicamente si registra per periodi T tra 0,2-0,3 e 0,6-0,7 sec.

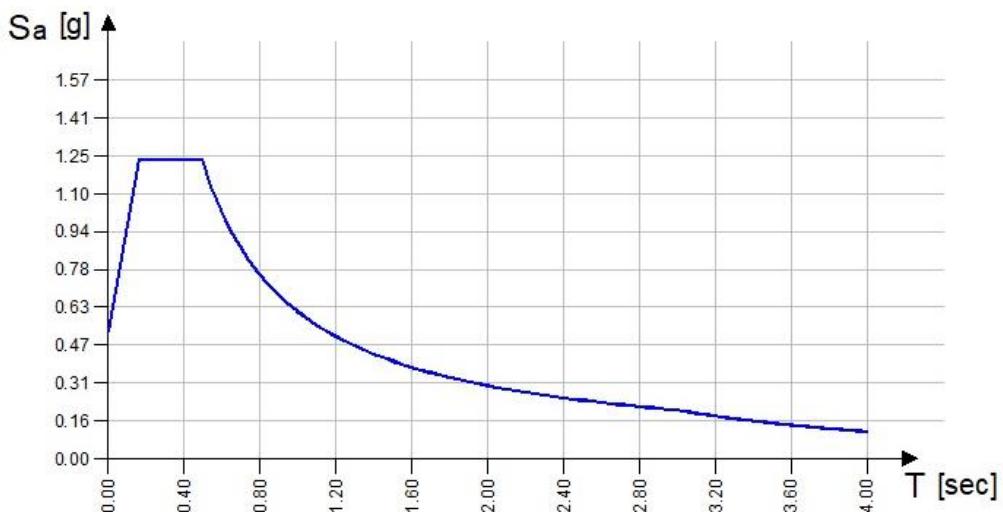


Figura 37 - Esempio spettro di risposta elastico

È bene comunque precisare che in generale le variazioni dell'entità dell'azione sismica per edifici con massimo 6 piani, per i quali con le usuali geometrie costruttive il periodo proprio assume valori di 0,5-0,6 sec, sono poco significative.

La riduzione degli spostamenti orizzontali ha sempre un effetto benefico in quanto si riducono anche gli spostamenti relativi tra i piani dell'edificio e quindi si abbattano anche le distorsioni nei nodi del telaio.

2.3.2 Dimensionamento della camicia di rinforzo in c.a.

Per la verifica degli elementi incamiciati la circolare n°7/2019 raccomanda di utilizzare le seguenti ipotesi di lavoro 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 per i soli carichi permanenti, all'intera sezione incamiciata per i carichi variabili e per le azioni sismiche;*
- *le proprietà meccaniche del calcestruzzo della camicia si considerano estese all'intera sezione se le differenze fra i due materiali non sono eccessive”.*

La prima ipotesi ha rispondenza nella realtà soprattutto se le superfici di calcestruzzo del pilastro vengono scarificate con cura rimuovendo lo strato di copriferro degradato, per cui l'adesione tra il betoncino della nuova camicia di rinforzo ed il vecchio calcestruzzo potrà essere efficace; inoltre è opportuno realizzare anche una connessione meccanica introducendo perni metallici nel nucleo del vecchio calcestruzzo lasciando libera un'estremità che sarà poi inglobata nel betoncino della nuova camicia.

La seconda ipotesi fonda la sua ragione sulla circostanza che il rinforzo entra comunque in gioco già per le azioni dovute ai carichi variabili.

Si osserva a tale proposito che secondo l'Eurocodice 8 la seconda ipotesi è enunciata diversamente: *“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”*.

Ed in effetti l'approccio semplificato dell'Eurocodice 8, condiviso nella circolare n°617/2009 riferita alle precedenti norme del 2008, è comunque giustificato dall'evidenza che nella maggioranza dei casi l'intervento è dettato dalla necessità di migliorare il funzionamento rispetto alle azioni sismiche, in corrispondenza delle quali si esalta il valore del momento flettente in testa ed al piede del pilastro.

L'ultima ipotesi trova giustificazione nel fatto che, come noto, le zone maggiormente sollecitate sono quelle esterne e viceversa verso il centro della sezione il calcestruzzo risulta molto meno impegnato e comunque anche se si volessero considerare due differenti tipi di calcestruzzo per la

camicia e per il nucleo interno allora il diagramma di interazione M_x - M_y non cambierebbe in misura significativa, mentre si appesantirebbe la fase di calcolo.

Si consideri a tale riguardo che l'Eurocodice 8, rispetto a quanto raccomandato dalla circolare n°7/2019, a proposito della terza ipotesi dispone semplicemente che "*le proprietà meccaniche del calcestruzzo della camicia si considerano estese all'intera sezione*", senza richiedere che le differenze tra i due materiali non siano significative.

I motivi per i quali la terza ipotesi non perde di valenza anche in caso di marcata differenza tra il betoncino della camicia e quello esistente sono molteplici: la parte esterna è comunque quella maggiormente sollecitata, la resistenza del calcestruzzo non incide in misura determinante sulle verifiche (cfr. esempio del paragrafo 1.7), e, ad ogni modo, soprattutto l'assunzione di ipotesi semplificative viene scontato con fattori riduttivi delle resistenze da adottare nel calcolo.

Dopo aver indicato le ipotesi semplificative assunte dalle norme tecniche, la prima fase del calcolo del rinforzo riguarda l'individuazione dei valori da impiegare nei calcoli per le resistenze dei materiali.

Per i materiali di nuovo apporto con i quali si realizza la camicia, calcestruzzo ed acciaio, si assumono i valori caratteristici delle resistenze esattamente come avviene per le nuove costruzioni.

Per l'acciaio delle armature esistenti invece si procede assumendo il valore medio derivante dalle indagini eseguite diviso per il fattore di confidenza corrispondente al livello di conoscenza raggiunto.

Inoltre nel caso della resistenza al taglio il valore così ottenuto per le staffe esistenti si divide per il coefficiente parziale dell'acciaio pari a 1,15 visto che il meccanismo di rottura per taglio avviene in modalità fragile e pertanto si richiede un maggior livello di sicurezza.

Infine soltanto quando si deve evitare l'insorgenza dei meccanismi fragili nei singoli elementi, quindi quando si deve dimensionare il rinforzo a taglio con l'obiettivo che in un elemento il meccanismo di rottura a taglio si innesci dopo quello a flessione, allora per calcolare la resistenza a flessione di riferimento si assume che il valore della resistenza a trazione dell'acciaio esistente sia pari al valore medio derivante dalle indagini moltiplicato per il fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza cui si è pervenuti.

Definiti i valori dei materiali, il secondo passo è quello del calcolo delle resistenze dei pilastri rinforzati con la camicia in c.a.

Secondo le norme tecniche italiane nelle verifiche analitiche si possono adottare i valori delle capacità resistenti espressi dalle seguenti espressioni:

- resistenza a momento \tilde{M} dell'elemento rinforzato $\tilde{M} = 0,9 \cdot M$
- resistenza a taglio \tilde{V} dell'elemento rinforzato $\tilde{V} = 0,9 \cdot V$
- rotazione elastica $\tilde{\vartheta}_y$ dell'elemento rinforzato $\tilde{\vartheta}_y = 0,9 \cdot \vartheta_y$
- rotazione ultima $\tilde{\vartheta}_u$ dell'elemento rinforzato $\tilde{\vartheta}_u = \vartheta_u$

È utile confrontare le corrispondenti indicazioni fornite dall'Eurocodice 8 a proposito dei valori da assumere per il momento ed il taglio resistenti e le rotazioni elastica ed ultima di un elemento in cemento armato rinforzato con camicia in betoncino armato.

L'Eurocodice 8 dispone che i valori delle capacità resistenti espressi dalle seguenti espressioni:

- resistenza a momento \tilde{M} dell'elemento rinforzato $\tilde{M} = M$
- resistenza a taglio \tilde{V} dell'elemento rinforzato $\tilde{V} = 0,9 \cdot V$
- rotazione elastica $\tilde{\vartheta}_y$ dell'elemento rinforzato $\tilde{\vartheta}_y = \begin{cases} 1,05 \cdot \vartheta_y & \text{scabrezza} \\ 1,20 \cdot \vartheta_y & \text{spinotti} \end{cases}$
- rotazione ultima $\tilde{\vartheta}_u$ dell'elemento rinforzato $\tilde{\vartheta}_u = \vartheta_u$

In effetti le disposizioni dell'EC8 sembrano più coerenti, infatti è più logico applicare la riduzione del 10% soltanto al taglio resistente e non anche al momento resistente, nello spirito di assecondare i principi del *capacity design*.

Si noti poi che l'EC8 distingue, più correttamente, tra il valore della rotazione elastica che si può assumere se la connessione tra vecchio calcestruzzo e nuovo betoncino venga affidata soltanto all'adozione di misure che aumentino la scabrezza dell'interfaccia tra i due materiali o anche a sistemi meccanici di collegamento, prevedendo per il primo caso un valore naturalmente minore del caso più affidabile in cui la connessione sia garantita anche da un sistema meccanico, quali degli opportuni connettori in acciaio.

È bene osservare che gli spinotti in acciaio dovrebbero essere disposti concentrandoli prevalentemente nelle zone di testa e piede del pilastro, laddove in caso di sisma i valori della forza di taglio sono maggiori e quindi le tensioni all'interfaccia tra nuova camicia e nucleo originario sono superiori rispetto alla mezzeria.

Per avere un ordine di grandezza del numero dei connettori da prevedere si può procedere in analogia a come si fa nel caso delle sezioni composte acciaio-calcestruzzo e quindi determinando la tensione di scorrimento sull'interfaccia tra nucleo originario e camicia di rinforzo ipotizzando, per assurdo, che il collegamento tra nuovo e vecchio calcestruzzo avvenga soltanto per mezzo dei connettori in acciaio.

Il numero di connettori che si ottiene in questa maniera potrà essere ridotto per tener conto dell'aderenza tra i due materiali, in misura più o meno significativa a seconda del grado di rugosità che ci si prefigge di ottenere sulla superficie del vecchio calcestruzzo mediante le fasi preparatorie dell'intervento.

In questo senso è importante curare con attenzione la fase di rimozione del calcestruzzo corticale che precede l'intervento di rinforzo vero e proprio.

Nel seguito per analizzare gli effetti dell'incamiciatura si farà riferimento alle indicazioni della circolare n°7 del 2019 italiana, perché più diffuse tra gli addetti ai lavori, anche se il ruolo delle circolari nella gerarchia delle fonti sarebbe da considerare secondario rispetto all'EC8, in quanto mentre le circolari non sono atti normativi e, pertanto, sono prive del potere di innovare l'ordinamento giuridico, al contrario gli Eurocodici sono norme europee regolarmente approvate in Italia mediante l'apposito Decreto 31 luglio 2012 “*Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici*”, pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 73 del 27.03.2013 (Supplemento ordinario n. 21).

Gli Eurocodici hanno quindi dal 27.03.2013 lo stesso valore legale e formale delle Norme Tecniche per le Costruzioni previste dalla legislazione italiana.

In aggiunta si osservi che le Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con il decreto ministeriale del 17.01.2018, stabiliscono già al primo capitolo che “*per quanto non espressamente specificato dalle stesse nuove norme tecniche per le costruzioni, ci si può riferire a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel Cap. 12. In particolare, quelle fornite dagli Eurocodici con le relative Appendici Nazionali costituiscono*

indicazioni di comprovata validità e forniscono il sistematico supporto applicativo delle medesime norme”.

Il citato Cap. 12 “*Riferimenti tecnici*” delle NTC 2018, al primo capoverso, stabilisce poi che “*si intendono coerenti con i principi alla base delle NTC le indicazioni riportate...negli Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali*”.

Momento resistente ultimo della sezione rinforzata

Per calcolare il momento resistente della sezione incamiciata si determina dapprima la posizione dell’asse neutro imponendo l’equilibrio alla traslazione delle forze presenti:

$$\psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} + A_{s4} \cdot \sigma_{s4} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} + A_{s3} \cdot \sigma_{s3}$$

Il valore del momento resistente della sezione rinforzata, \tilde{M} , può poi essere determinato dall’equazione di equilibrio alla rotazione intorno all’asse passante per il baricentro delle armature tese di nuovo apporto A_{s3} e parallelo all’asse neutro x:

$$\tilde{M} = 0,9 \cdot M = 0,9 \cdot [\psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd}(d - \lambda \cdot x) + A_{s1} \cdot \sigma_{s1}(d_1 - d_3) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2}(d - d_2) + A_{s4} \cdot \sigma_{s4}(d - d_4)]$$

Nella formula precedente i valori assumono il seguente significato:

- f_{cd} = valore di progetto della resistenza a compressione del betoncino utilizzato per la camicia di rinforzo;
- ψ = intensità della risultante degli sforzi di compressione rapportata a $b \cdot x \cdot f_{cd}$. In altri termini, ψ rappresenta il rapporto tra l’area effettiva del diagramma delle tensioni nel calcestruzzo e l’area del diagramma rettangolare fintizio che lo ingloba. Con buona approssimazione essere assunto $\psi = 0,80$.
- λ = distanza della risultante delle compressioni del calcestruzzo dall’estremo lembo compresso rapportata a x. Con buona approssimazione si assume $\lambda = 0,40$;
- x = distanza dell’asse neutro dall’estremo lembo compresso della sezione retta;
- A_{s1} = armatura esistente in zona tesa;

- A_{s2} = armatura esistente in zona compressa;
- A_{s3} = armatura di nuovo apporto in zona tesa;
- A_{s4} = armatura di nuovo apporto in zona compressa;
- d_1 = coprifero dell'armatura esistente in zona tesa;
- d_2 = coprifero dell'armatura esistente in zona compressa;
- d_3 = coprifero dell'armatura di nuovo apporto in zona tesa;
- d_4 = coprifero dell'armatura di nuovo apporto in zona compressa;
- d = altezza utile della sezione (altezza totale ridotta del coprifero dell'armatura tesa di nuovo apporto).

Taglio resistente ultimo della sezione rinforzata

Il taglio resistente ultimo della sezione rinforzata con la nuova camicia esterna di betoncino armato risulterà pari a:

$$\tilde{V}_{Rd} = 0,9 \cdot V_{Rd} = 0,9 \cdot \min[V_{Rds1}, V_{Rds2}, V_{Rdc}]$$

Dove V_{Rds1} e V_{Rds2} rappresentano rispettivamente la resistenza a "taglio trazione" offerta dalle staffe esistenti e da quelle aggiuntive, calcolate entrambe secondo quanto disposto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni con la formula:

$$V_{Rds} = \left[0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \right]$$

I valori presenti nell'espressione precedente hanno il seguente significato:

- d = altezza utile della sezione resistente;
- A_{sw} = area delle staffe;
- f_{yd} = limite elastico dell'acciaio delle staffe;
- α = angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse longitudinale del pilastro;
- θ = angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse longitudinale del pilastro.

Naturalmente i valori differiscono a seconda che si faccia riferimento alle staffe esistenti o a quelle di nuovo apporto integrate nella camicia di rinforzo.

Il termine V_{Rdc} rappresenta invece la resistenza di progetto a “taglio compressione” garantita dal calcestruzzo d’anima, vale a dire del nucleo confinato, da calcolare con la seguente formula:

$$V_{Rdc} = [0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg\theta)]$$

I valori che figurano nella formula precedente si riferiscono alle seguenti grandezze:

- b_w = area delle staffe;
- f_{cd} = resistenza di progetto del calcestruzzo;
- v = fattore riduttivo di f_{cd} per il calcestruzzo d’anima;
- α_c = coefficiente maggiorativo funzione del livello di compressione cui è soggetto l’elemento oggetto di verifica.

Resistenza ultima a carichi verticali

L’intervento di incamiciatura con betoncino armato permette anche di aumentare la resistenza ai carichi verticali la quale risulterà pari a:

$$\begin{cases} N_{Rcd} = A_c^1 \cdot f_{cd} + A_s^1 \cdot f_{yd}^1 & \text{carichi permanenti} \\ N_{Rcd} = A_c^2 \cdot f_{cd} + A_s^1 \cdot f_{yd}^1 + A_s^2 \cdot f_{yd}^2 & \text{carichi variabili/sismici} \end{cases}$$

dove:

- A_c^1 = area lorda della sezione del pilastro senza camicia
- A_c^2 = area lorda della sezione del pilastro incamiciata
- f_{cd} = resistenza a compressione del betoncino della camicia di rinforzo se le differenze delle proprietà meccaniche con il calcestruzzo di partenza non siano eccessive, altrimenti ridotto mediante un opportuno coefficiente di omogeneizzazione
- A_s^1 = area barre di armatura esistenti

- f_{yd}^1 = tensione di snervamento dell'acciaio delle barre esistenti
- A_s^2 = area barre di armatura aggiuntive della camicia
- f_{yd}^2 = tensione di snervamento dell'acciaio delle barre aggiuntive

Rotazione elastica della sezione rinforzata

Riguardo al valore della rotazione elastica, intesa come il non superamento della soglia del limite elastico delle armature longitudinali della sezione, può assumersi pari a:

- $\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v}{3} + 0,0013 \cdot \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}}$ per travi e pilastri
- $\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v}{3} + 0,002 \cdot \left(1 + 1,125 \cdot \frac{L_v}{h} \right) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}}$ per pareti

Per comodità, anche se già descritte in precedenza, si ricorda che le grandezze assumono il seguente significato:

- L_v = luce di taglio (pari alla metà della luce netta)
- θ_y = rotazione rispetto alla corda allo snervamento
- ϕ_y = curvatura al limite elastico corrispondente allo snervamento dell'acciaio
- 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

Dalle formule precedenti si può facilmente rilevare che grazie alla camicia di rinforzo in betoncino armato è possibile aumentare notevolmente il valore della rotazione elastica di un elemento in cemento armato e questo perché le barre d'armatura della camicia di rinforzo saranno di acciaio con limite elastico f_y pari a 450 N/mm^2 e quindi molto superiore rispetto a quello generalmente riscontrabile per le armature esistenti.

Infatti nello specifico, a meno che non si intervenga su edifici di recente costruzione aventi barre di acciaio con limite elastico pari a 430 N/ mm² (acciaio Feb44k), usualmente si interviene su edifici realizzati con acciaio per barre avente limite elastico contenuto tra 210 N/ mm² e 375 N/ mm².

Ed in definitiva, mentre le altre grandezze in gioco restano sostanzialmente immutate, il valore di f_y può risultare anche doppio rispetto a quello iniziale.

Per tale motivo con l'incamiciatura in betoncino armato aumenta anche il livello di sicurezza allo stato limite di esercizio in relazione alla rotazione elastica ammissibile.

Rotazione ultima della sezione rinforzata allo stato limite di collasso

Il valore della rotazione allo stato limite di collasso si può desumere da formule di comprovata validità tra quelle presenti in letteratura.

In particolare la circolare n°7/2009, in accordo con l'EC8, assume ad esempio la seguente espressione:

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

Le grandezze qui introdotte rappresentano:

- γ_{el} = fattore riduttivo di duttilità (1,5 elementi primari, 1,0 secondari)
- ϕ_u = curvatura ultima considerando la deformazione ultima del calcestruzzo
- L_{pl} = lunghezza della cerniera plastica (regione critica)

La lunghezza della cerniera plastica si determina mediante la formula seguente:

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

Si osserva che l'espressione precedente è adottata anche dall'EC8 con l'importante precisazione che vale soltanto a condizione che l'elemento in c.a. sia dotato di adeguati dettagli costruttivi e che non ci siano sovrapposizioni delle armature longitudinali nelle regioni critiche.

Per tale ragione la formula suddetta a rigore non sarebbe applicabile nel caso di strutture esistenti non rinforzate, essendo piuttosto le ipotesi di validità soddisfatte soltanto nel caso di strutture rinforzate preoccupandosi di rimuovere tutte le carenze legate ai dettagli costruttivi.

L'applicazione della formula porta, nei casi comuni, ad avere lunghezze della cerniera plastica di circa 40-70 cm.

E tale risultanza è sufficientemente coerente con le indicazioni della lunghezza della regione critica per strutture nuove fornite dalle Norme Tecniche per le Costruzioni e dallo stesso EC8.

Ad esempio per le norme italiane le zone critiche presenti in testa ed al piede dei pilastri nelle nuove costruzioni sono pari alla lunghezza maggiore tra l'altezza della sezione, 1/6 dell'altezza libera del pilastro, l'altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione.

Secondo l'Eurocodice 8 invece le zone critiche negli elementi in c.a. degli edifici di nuova realizzazione si individuano nella maniera seguente:

- per classe di duttilità alta il valore massimo tra: 1,5 volte la massima dimensione della sezione del pilastro o 600 m o ancora la luce libera del pilastro diviso 5;
- per classe di duttilità media e bassa il valore massimo tra: 1,5 volte la massima dimensione della sezione del pilastro o 450 mm o ancora la luce libera del pilastro diviso 6.

Tornando al valore della rotazione elastica si evidenzia che mentre la circolare per elementi in c.a. rinforzati con camicia in betoncino armato propone di ridurre del 10% il valore della rotazione elastica della sezione totale senza chiarire le fasi di preparazione, invece, come già accennato, l'EC8 dispone che il valore base della sezione totale si incrementi del 5% se prima della messa in opera della camicia la superficie del calcestruzzo originario venga trattata mediante scarifica aumentandone la scabrezza in modo da migliorarne l'aderenza, oppure del 20% se invece, oltre al trattamento di scarifica, si preveda l'inserimento di connettori in acciaio che colleghino il nucleo originario con la nuova camicia.

Rotazione allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (danno severo)

Riguardo al valore della rotazione θ_{SD} riferita al raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita (meglio definito come stato limite di danno severo) corrispondente al raggiungimento di uno stato di danno diffuso tale da rendere non più economica la riparazione, secondo la circolare n°7/2019 può assumersi θ_{SD} pari a $\frac{3}{4}$ del valore della rotazione ultima θ_u corrispondente al raggiungimento del collasso dell'elemento strutturale analizzato.

È bene ricordare che le più recenti “*Istruzioni per la valutazione affidabilistica della sicurezza sismica di edifici esistenti (maggio 2014)*” contenute del documento tecnico DT 212/2013 chiariscono che le capacità da adottare per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV devono essere assunte pari a quelle dello stato limite di collasso SLC.

In effetti quando si prevedono interventi di rinforzo volti a correggere le carenze legate ai dettagli costruttivi allora ha ancora più senso assumere un valore identico per la rotazione allo stato limite di salvaguardia della vita e per quella relativa alla condizione di collasso.

Deformazione ultima del calcestruzzo confinato dalla camicia

Dalla formula della rotazione ultima di un elemento in c.a. è facile osservare che l'incremento di tale grandezza dipende fortemente dalla differenza tra la curvatura ultima e quella elastica, oltre che dalla lunghezza del tratto di formazione della cerniera plastica:

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

Se consideriamo le espressioni della curvatura ultima ed elastica risulta subito chiaro che la deformazione ultima del calcestruzzo ha un ruolo molto importante in quanto può esaltare la differenza tra le curvature dette ed in definitiva esaltare l'incremento della rotazione ultima.

Questa differenza a sua volta dipende fortemente dal valore della deformazione ultima del calcestruzzo.

Le curvature ultima ed elastica di una sezione in cemento armato valgono:

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

- $\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}^*}{x}$ curvatura ultima

Nelle espressioni precedenti h ed x rappresentano rispettivamente l'altezza della sezione e la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso, mentre per ε_{cu}^* si deve assumere il valore della deformazione ultima del calcestruzzo che assume valori anche molto diversi a seconda che il calcestruzzo possa considerarsi confinato o non confinato dalle staffe.

Riguardo al valore della deformazione ultima del calcestruzzo ε_{cu}^* da assumere nelle verifiche degli elementi in c.a. in generale si ha:

$$\varepsilon_{cu}^* = \begin{cases} \varepsilon_{cu} & \text{calcestruzzo non confinato} \\ \varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cu} + 0,5 \cdot \alpha \cdot \rho_s \cdot \frac{f_y}{f_c} & \text{calcestruzzo confinato} \end{cases}$$

- ε_{cu}^* = deformazione ultima calcestruzzo
- ε_{cu} = deformazione ultima del calcestruzzo non confinato (0,0035 per le norme italiane)
- ε_{ccu} = deformazione ultima calcestruzzo confinato dalle staffe
- $\rho_s = n_b \cdot \frac{A_{staffe}}{b_0 \cdot s_h}$ = percentuale di armatura trasversale
- s_h = interasse staffe nella zona critica
- n_b = numero braccia delle staffe
- A_{staffe} = area delle staffe
- $\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot h_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0}\right)$ = fattore di efficienza del confinamento
- b_0 ed h_0 rispettivamente base ed altezza del nucleo confinato

- b_i = distanze tra barre longitudinali trattenute da staffe lungo il perimetro
- f_y = limite elastico dell'acciaio delle staffe
- f_c = resistenza cilindrica del calcestruzzo interno al nucleo confinato dalle staffe

È importante evidenziare che la circolare ministeriale n°7 del 21 gennaio 2019, esplicativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni, 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 0.

In pratica assumere un valore nullo per il parametro α equivale a considerare nullo l'effetto di duttilità prodotto dal confinamento delle staffe.

E nella maggioranza dei casi nei quali ci si imbatte nella pratica professionale le costruzioni in cemento armato esistenti realizzate fino alla fine dello scorso secolo presentano le staffe mal disposte, vale a dire chiuse a 90° , è pertanto non è possibile considerare alcuna loro azione di confinamento sul calcestruzzo.

In relazione a tale aspetto l'intervento di incamiciatura in betoncino armato, tra gli altri vantaggi, offre anche l'importante occasione di introdurre nuove staffe le quali, a patto che siano ben realizzate, esercitano una benefica azione di confinamento sul nucleo interno di calcestruzzo e ciò si traduce nella possibilità di assumere nelle verifiche la deformazione ultima del calcestruzzo confinato ε_{ccu} .

Il risultato finale è che la camicia di rinforzo permette di aumentare sia il valore di L_{pl} ed inoltre anche la differenza $(\phi_u - \phi_y)$, per cui in definitiva si ottiene un considerevole incremento del valore della rotazione ultima della sezione incamiciata.

Miglioramento delle giunzioni per sovrapposizione

L'intervento di incamiciatura in betoncino armato consente anche di sanare le carenze delle giunzioni per aderenza delle barre longitudinali esistenti a condizione che la camicia sia realizzata seguendo il criterio di confinare adeguatamente le regioni critiche ed il nodo trave-colonna.

Si sottolinea che il miglioramento è comunque riferito alle barre longitudinali già presenti nel nucleo di calcestruzzo del pilastro esistente, mentre riguardo alle nuove barre è la loro disposizione dovrà rispettare tutti i requisiti normativi richiesti per il buon funzionamento in opera e quindi dovranno essere sovrapposte in mezzeria o giuntate con manicotti se interrotte nelle regioni critiche.

Tale ultima osservazione sarà approfondita nel seguito.

Intanto è molto importante osservare che generalmente negli edifici esistenti le barre longitudinali dei pilastri risultano interrotte appena al di sopra del solaio e la continuità delle armature si ottiene mediante l'artificio della sovrapposizione in tale zona.

Tuttavia la sovrapposizione dovrebbe essere eseguita soltanto in zona compressa, e quindi nel caso del pilastro, a mezzaria e non in corrispondenza del piede del pilastro superiore.

In tal senso vale la pena ricordare quanto richiesto dalle *"Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale"* del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: *"la sovrapposizione deve essere calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra; in ogni caso la lunghezza di sovrapposizione, per le barre rette, deve essere non minore di 20 volte il diametro e la prosecuzione di ciascuna barra deve essere deviata verso la zona compressa"*, ribadendo uno dei concetti fondamentali espressi nelle norme tecniche dagli albori del cemento armato.



Figura 38 - Confronto tra ripresa delle barre di armatura con sovrapposizione o con manicotto



Figura 39 - Ripresa per sovrapposizione delle barre del pilastro sopra al solaio o con manicotto

E se già in condizioni di esercizio il pilastro presenta proprio in testa ed al piede le massime sollecitazioni flessionali, le quali impegnano a trazione le barre longitudinali del pilastro, ancora di più, in concomitanza con le azioni sismiche, tali sollecitazioni aumentano alle estremità del pilastro.

In queste zone, definite regioni critiche perché sono chiamate a dissipare energia in caso di sisma, non dovrebbero mai essere realizzate giunzioni per sovrapposizione, le quali dovrebbero essere eseguite lontano da tali zone.

Qualora poi si volesse realizzare l'interruzione delle barre longitudinali al piede del pilastro superiore allora si dovrebbero usare esclusivamente giunzioni di tipo meccanico.

Le stesse norme tecniche, come chiarito nel seguito, Eurocodice 8 (cfr. par. 5.6.3) e D.M. 17.01.2018 (cfr. par. 7.4.6.2), per costruzioni in zona sismica non contemplano l'uso delle giunzioni delle barre longitudinali per sovrapposizione nelle zone dissipative (estremità di travi e pilastri), mentre consentono l'uso di giunzioni meccaniche.

La ragione di tale disposizione normativa risiede nel fatto che, mentre nel caso delle giunzioni meccaniche gli sforzi di trazione delle barre hanno un percorso continuo, e inoltre non dipendono dalle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo, quando la continuità delle barre si ottiene ricorrendo all'artificio della sovrapposizione allora il trasferimento delle tensioni coinvolge necessariamente il calcestruzzo dipendendo dalla sua resistenza ed anche dallo spessore dello strato coprifero.

Infatti la lunghezza di ancoraggio teorica ℓ_d deve assicurare che lo sfilamento F_b avvenga dopo il raggiungimento del limite di snervamento F_y dell'acciaio della barra:

$$F_b = \pi \cdot \phi \cdot \ell_d \cdot f_{bd} \quad > \quad F_y = \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} \cdot f_y$$

Da cui si ottiene la lunghezza di ancoraggio minima in funzione del diametro della barra, della tensione di snervamento dell'acciaio f_y e della tensione tangenziale di aderenza f_{bd} tra acciaio e calcestruzzo:

$$\ell_d > \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_y}{f_{bd}}$$

da cui si comprende la dipendenza della giunzione per sovrapposizione dal calcestruzzo per tramite della tensione di aderenza.

Riguardo alla dipendenza poi dallo spessore del coprifero si ricorda che le stesse norme forniscono, da sempre, i valori minimi dello strato di ricoprimento atti ad assicurare sia la protezione delle barre in acciaio dagli agenti atmosferici ed anche la corretta trasmissione delle forze di trazione tra calcestruzzo ed acciaio.

Si noti poi che quando la sovrapposizione viene fatta in zona tesa perché risulta inevitabile, comunque il funzionamento della barra differisce da quello convenzionale che prevede lo snervamento dell'acciaio sfruttando la capacità deformativa del materiale.

Il grafico della figura seguente compara il diagramma forza-deformazione per barre in acciaio in zona tesa giunte mediante sovrapposizione (in rosso) o mediante manicotto (in azzurro): per barre sovrapposte la crisi avviene per sfilamento al raggiungimento del limite elastico e quindi con modalità fragile, quando invece si usa una giunzione meccanica si ottiene il

perfetto ripristino della continuità della barra e quindi l'acciaio può snervarsi garantendo il tipico comportamento duttile.

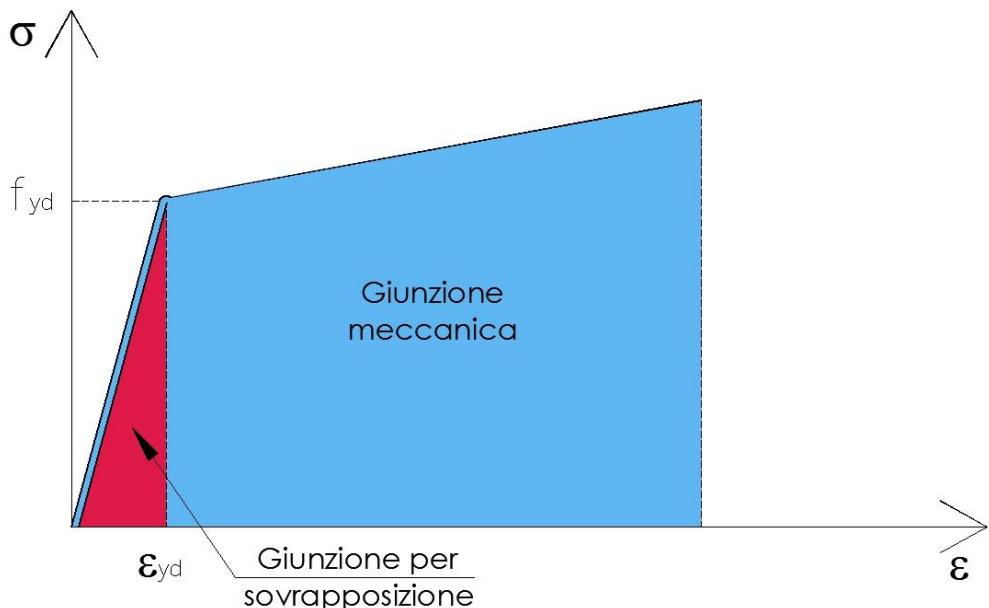


Figura 40 - Confronto tra funzionamento delle barre in zona tesa in caso di giunzione per sovrapposizione o in caso di giunzione meccanica

Naturalmente il rendimento delle giunzioni per sovrapposizione in zona tesa peggiora ulteriormente in presenza di carichi ciclici quali quelli sismici, in quanto la ripetizione alternata del verso della sollecitazione riduce l'efficacia del collegamento.

Senza considerare che, quando il calcestruzzo di ricoprimento si fessura o comunque è deteriorato, l'aderenza tra calcestruzzo e barre dipende dalle staffe, le quali impediscono che la tensione di aderenza si annulli.

Tuttavia generalmente negli edifici esistenti si riscontra una certa carenza di staffe e anche le poche esistenti sono comunque mal realizzate, e se a ciò si aggiunge che lo strato copriferro è spesso esiguo, allora si comprende come il comportamento reale della struttura possa risultare molto differente da quello teorico atteso, chiaramente in direzione peggiorativa.

Tutta le considerazioni precedenti aiutano a comprendere la necessità di rinforzare i pilastri anche per far sì che le prestazioni in opera delle barre longitudinali esistenti siano coerenti con quelle teoriche.

2.4 La chiusura delle staffe della camicia di rinforzo in c.a.

Il requisito normativo della chiusura delle staffe, ormai ben recepito da tecnici e maestranze anche facendo tesoro delle esperienze relative ai moderni terremoti, deve naturalmente essere rispettato anche quando si interviene sulle strutture esistenti mediante incamiciatura in betoncino armato. Tale requisito è infatti una disposizione generale delle norme e risulta fondamentale tanto più quando si interviene su edifici esistenti in c.a. per i quali, nella maggioranza dei casi, il problema principale è proprio quello della carenza dei dettagli costruttivi.

L'obiettivo dell'incamiciatura in c.a. infatti, non è tanto aumentare la sezione resistente, piuttosto quello di correggere il cattivo funzionamento delle strutture quando sono sottoposte ad azioni sismiche, in quanto in tal caso emergono immediatamente tutte le defezienze strutturali legate agli errati dettagli costruttivi della costruzione originaria.

Pertanto bisogna prevedere i necessari accorgimenti tecnici che permettano realmente alla camicia di esercitare il proprio compito che consiste nell'aumentare la capacità resistente del pilastro originario.

La capacità di cerchiare efficacemente il pilastro è legata sostanzialmente alle nuove staffe in acciaio che saranno annegate nella camicia di betoncino.

Le staffe quindi svolgono il ruolo principale di elemento che consente di confinare tutto ciò che si trova all'interno e quindi il pilastro originario e le barre longitudinali aggiuntive presenti nella camicia di betoncino.

Oltre al compito di confinare il nucleo interno aumentando la duttilità dell'elemento, le staffe devono poi impedire la rottura per taglio dei pilastri ed anche evitare che si inneschino crisi delle barre longitudinali per instabilità per carico di punta.

È quindi immediato comprendere che bisogna assicurarsi che le staffe funzionino correttamente e non si aprano quando il calcestruzzo è sottoposto ad incrementi di sollecitazione come avviene in caso di sisma.

Riguardo al numero delle staffe presenti nella camicia di rinforzo, questo risulta dalla verifica analitica dell'edificio mediante l'analisi sismica, generalmente condotta con l'analisi push-over.

2.4.1 Chiusura delle staffe per piegatura

Poiché la camicia di betoncino presenta spessori dell'ordine di 50-60 mm allora non è possibile realizzare la piegatura delle staffe a 135° con le

lunghezze di ancoraggio minime normative pari a 10 volte il diametro della staffa.

Un'alternativa potrebbe essere quella di realizzare una camicia di rinforzo di spessore almeno 15 cm in modo tale da disporre, al netto del coprifero, di una lunghezza di circa 10 volte il diametro per le piegature a 135°. Tuttavia questa soluzione, oltre a comportare un significativo aggravio di costi connessi alle quantità di betoncino e di casseforme, risulta di difficile esecuzione in quanto la piegatura delle staffe, andrebbe fatta in opera, intorno alle barre longitudinali già predisposte, con difficoltà operative che di fatto rendono infattibile la piegatura a 135°.

Bisogna poi ribadire che anche se, comunemente, si intende per staffa chiusa una barra sagomata con le estremità piegate a 135° verso l'interno e sovrapposte l'un l'altra, in realtà la staffa così non risulta realmente "chiusa", piuttosto risulta ben ancorata verso il nucleo interno del calcestruzzo.

La lunghezza di ancoraggio minima richiesta dalle norme tecniche per le estremità piegate risulta pari a 10 volte il diametro della staffa stessa. Ed in effetti nella prassi, per staffe di diametro 8 mm si realizza frequentemente la piegatura a 135° delle estremità facendole proseguire per 80 mm, quindi facendo riferimento al valore minimo.

In tal modo, utilizzando cioè il valore minimo normativo, è però evidente che non ci si assicura con certezza la massima affidabilità dell'ancoraggio nel calcestruzzo in quanto 80 mm non sono certo sufficienti per prevenire lo sfilamento della barra di acciaio dal calcestruzzo finché la staffa non abbia raggiunto almeno il proprio limite elastico corrispondente allo snervamento dell'acciaio e si deve fare affidamento anche sull'effetto gancio intorno alle barre longitudinali.

Nelle nuove costruzioni comunque la lunghezza di 10 volte il diametro è diffusamente utilizzata perché consente di rispettare il limite inferiore ed allo stesso tempo evita il congestionamento eccessivo delle armature che potrebbe penalizzare la qualità della monoliticità del getto di calcestruzzo difficilmente costipabile quando sono presenti troppe armature.

2.4.2 Chiusura delle staffe per saldatura

Nel passato, riguardo ai dettagli costruttivi delle staffe aggiuntive da introdurre nella camicia di betoncino di rinforzo, la manualistica ha generalmente previsto il ricorso a barre sagomate ad U sovrapposte e saldate lungo le zone di sovrapposizione in modo da ottenerne la continuità.

Si vedano ad esempio le immagini seguenti che descrivono l'intervento di incamiciatura in c.a. per un pilastro esistente.

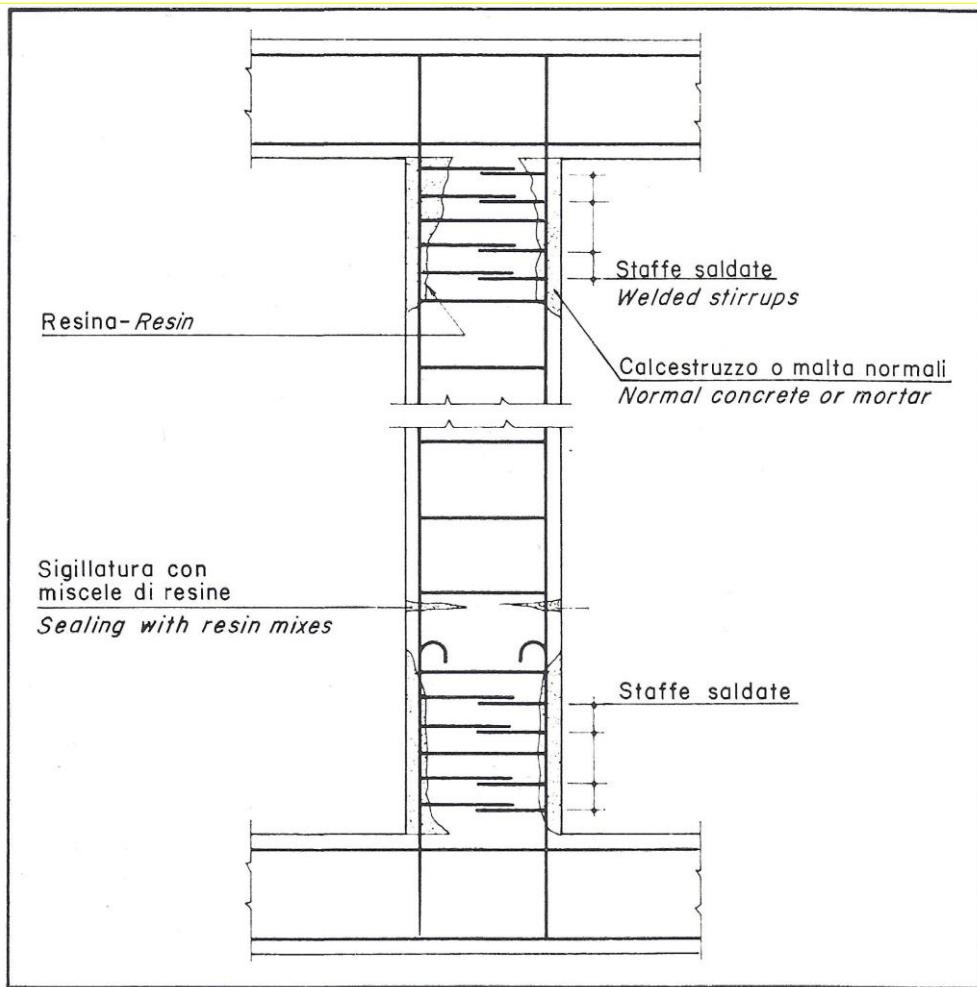


Figura 41 – Da Industria Italiana del Cemento Anno LI, novembre 1981 (Fascicolo speciale “L’esperienza del terremoto del 23.11.1980 nel Meridione: criteri per costruire correttamente strutture in cemento armato resistenti all’azione sismica”)

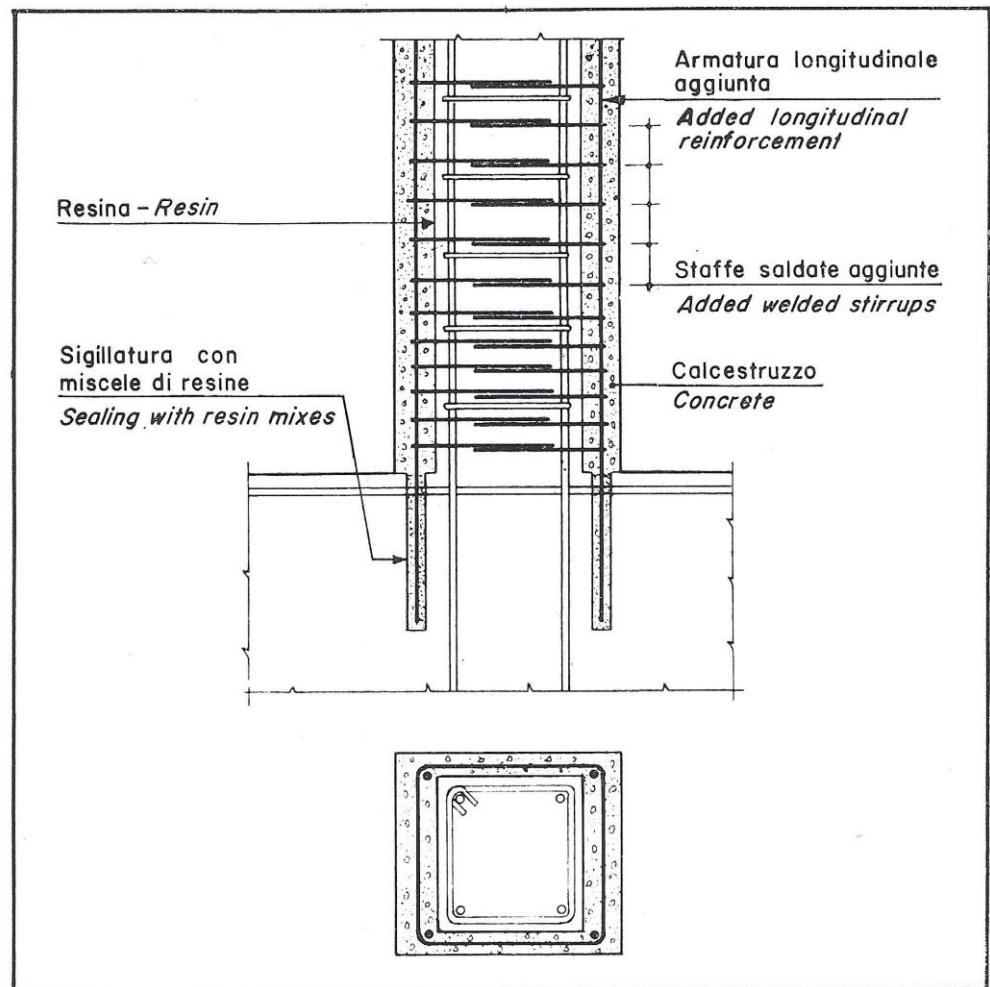


Figura 42 – Da Industria Italiana del Cemento Anno LI, novembre 1981 (Fascicolo speciale “L’esperienza del terremoto del 23.11.1980 nel Meridione: criteri per costruire correttamente strutture in cemento armato resistenti all’azione sismica”)

La saldatura tuttavia presenta alcuni svantaggi, primo fra tutti il fatto che ha una modalità di rottura di tipo fragile, caratteristica questa che ne sconsiglierebbe l'uso in zona sismica.

Ed in effetti lo stesso EC8 e le nuove norme tecniche del D.M. 17.01.2018 chiariscono che nella progettazione di edifici in c.a. in zona sismica la giunzione di barre mediante saldature è vietata nelle regioni critiche.

Pertanto nel caso si intervenga su pilastri esistenti ricorrendo alla tecnica dell'incamiciatura in betoncino armato allora le staffe da disporre in testa ed

al piede non possono essere giunte saldandole tra loro, piuttosto bisogna ricorrere a differenti soluzioni tecniche.



Figura 43 – Vista d'insieme della nuova gabbia di armature con staffe realizzate con barre ad U sovrapposte e saldate tra loro in opera (abolita dalle NTC2018 nelle zone critiche)

Infatti, relativamente alle giunzioni tra barre in acciaio risulta utile riportare quanto disposto dall'Eurocodice 8 laddove al paragrafo 2.6.3 della parte 1-3 si impone 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.

Le disposizioni dell'EC8 sulle giunzioni delle barre nelle zone critiche sono cogenti quindi dal 27.03.2013 quando cioè sono state definitivamente approvate le appendici nazionali per coprire gli aspetti non trattati nelle

precedenti norme tecniche per le costruzioni del 2008, le quali in effetti al capitolo 7 delle costruzioni in zona sismica non aggiungevano alcuna previsione ulteriore sulle giunzioni delle barre rispetto a quanto genericamente contenuto nel capitolo 4 a proposito degli edifici in c.a. non sottoposti ad azioni sismiche.

Ad ogni modo la necessità delle giunzioni meccaniche ed il divieto delle saldature nelle regioni critiche sono contemplate nelle nuove norme tecniche di cui al D.M. 17.01.2018 le quali dispongono 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”*.

In particolare il paragrafo 11.3.2.9 *“giunzioni meccaniche”* dispone che *“l’assemblaggio o unione di due barre d’armatura può essere effettuato mediante dispositivi, o giunzioni meccaniche, che ne garantiscano la continuità. Tali giunzioni meccaniche devono essere marchiate, tracciabili e messe in opera in accordo alle apposite istruzioni di installazione e, qualora non marcate CE, devono soddisfare i requisiti contenuti nella norma UNI 11240-1:2018. Le prove sulle giunzioni meccaniche devono essere eseguite in accordo alla norma UNI 11240-2:2018. Ai fini della qualificazione di tali prodotti si applica il caso C) del paragrafo 11.1. le prove di accettazione in cantiere devono essere effettuate in conformità alla norma UNI 11240-2:2018, secondo le modalità di cui al 11.3.4.11.3”*.

La precedente disposizione normativa implica innanzitutto che, per costruzioni in zone classificate sismiche sia nuove che esistenti, qualora si voglia giuntare le barre longitudinali al piede del pilastro superiore (regione dissipativa), non è possibile ricorrere alla sovrapposizione, e nemmeno alla saldatura, ma esclusivamente a giunzioni meccaniche.

Inoltre, nel caso di rinforzo con camicia in betoncino armato, il divieto generale delle saldature nei tratti dissipativi, comporta l'impossibilità di saldare barre trasversali per ottenere staffe chiuse.

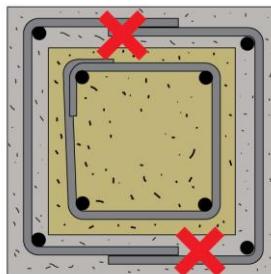


Figura 44 – Nelle zone critiche del pilastro non è ammesso fare ricorso alla saldatura

Alle osservazioni appena fatte, si aggiunga poi che le saldature devono essere innanzitutto certificate qualificando sia il procedimento e sia il saldatore, ed in secondo luogo, devono essere eseguite in conformità alla norma UNI EN ISO 17660-1:2007, ed infine devono comunque essere sottoposte a controlli in fase di accettazione, durante la messa in opera ed in fase di collaudo.

Inoltre, come tutte le giunzioni saldate, anche le saldature delle staffe della camicia di rinforzo devono essere calcolate in sede di progetto, dimensionando lunghezza e sezione di gola in maniera tale da garantire il raggiungimento del limite elastico dell'acciaio della barra.

Si deve a tale proposito osservare che la giunzione saldata di figura 43 comporta un flusso della forza di trazione di tipo asimmetrico, del quale tener conto in sede di calcolo.

Ad ogni modo è necessario evitare che si creino eccentricità nella trasmissione della forza da una barra all'altra.

Per avere un flusso continuo della forza di trazione le saldature dovrebbero essere realizzate su entrambe le facce secondo uno degli schemi della figura seguente:

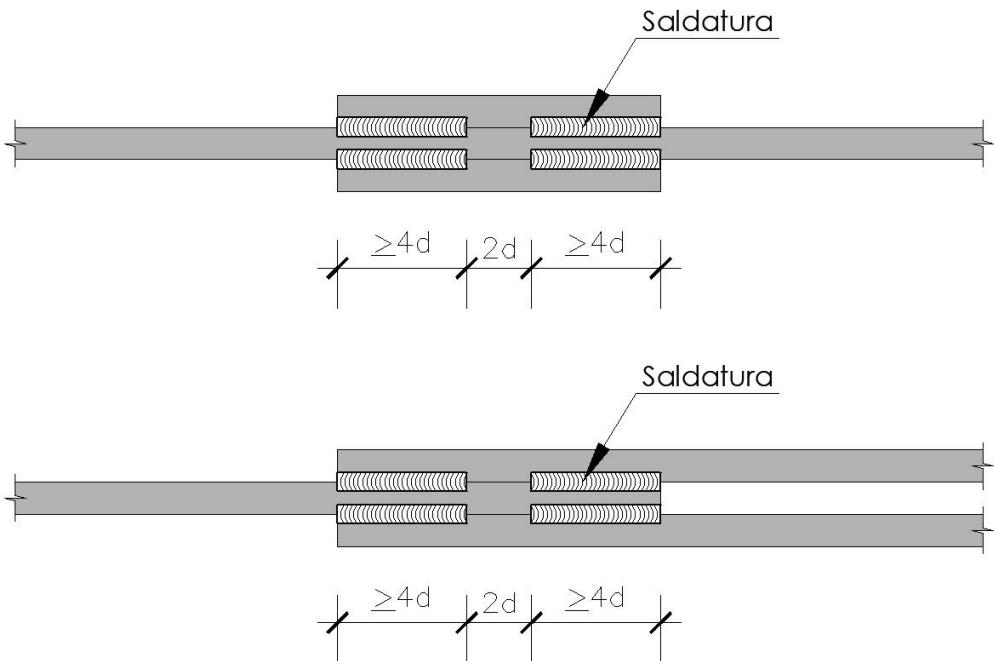


Figura 45 – Barre saldate con trasmissione del carico continua

Riguardo ai controlli le norme tecniche del D.M. 17.01.2018 prevedono il controllo visivo del 100% delle saldature oltre anche controlli non distruttivi finali per accettare la corrispondenza ai livelli di qualità previsti in progetto.

L'esame visivo deve essere quindi eseguito da un tecnico qualificato su tutte le saldature secondo la norma UNI EN ISO 17637:2017.

L'entità ed il tipo dei controlli non distruttivi (ad esempio con prove ultrasoniche, radiografiche, magnetoscopiche, con liquidi penetranti) devono invece essere definiti dal collaudatore e dal direttore dei lavori.

Comunque per prassi si procede all'esame di circa il 20 % delle saldature secondo il tipo di controllo non distruttivo prescelto.

2.4.3 La chiusura delle staffe mediante giunzione meccanica Tecnaria GTS

La soluzione tecnica appropriata per serrare le staffe della camicia **nelle zone critiche** del pilastro (testa e piede) consiste quindi nell'utilizzare un manicotto in acciaio che congiunga le due estremità della staffa.

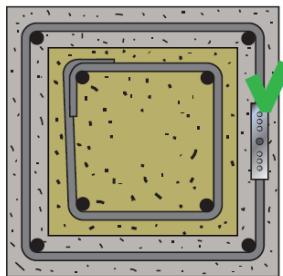


Figura 46 – Vista in sezione dell’incamiciatura con staffe giunte meccanicamente.

Si consideri però che i manicotti in acciaio di uso comune sono normalmente realizzati mediante filettatura e la messa in opera prevede che almeno una delle due estremità delle barre da collegare, precedentemente filettate a loro volta, possa ruotare.

Tuttavia quando si avvolge la barra della staffa intorno ad un pilastro esistente nessuna delle due estremità della staffa può ruotare e quindi di fatto non è possibile inserire entrambe le estremità della barra all'interno del manicotto.

Per risolvere tale problema costruttivo, Tecnaria ha avviato nel 2016 un progetto di ricerca che ha portato ad individuare un manicotto ideato specificatamente per realizzare la chiusura delle staffe nell'intervento di incamiciatura dei pilastri in c.a. presenti in costruzioni esistenti, oltre tutte quelle situazioni nelle quali non risulta possibile, o comunque conveniente, ricorrere all'uso dei tradizionali manicotti filettati.

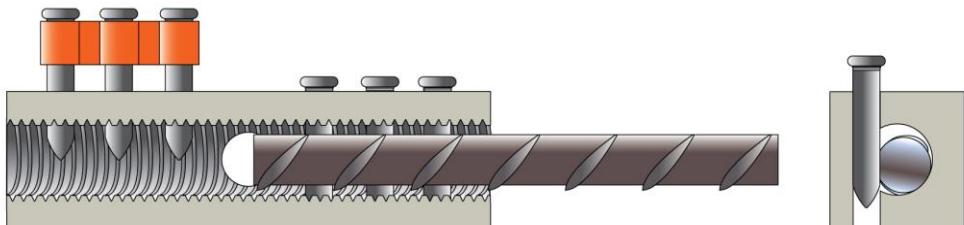


Figura 47 – Principio di funzionamento della giunzione meccanica GTS Tecnaria

Questo nuovo sistema di giunzione, che porta il nome commerciale di giunzione GTS Tecnaria, consiste in un manico costituito da un profilo in acciaio cavo nel quale si inseriscono le estremità delle barre, con l'innovazione che il bloccaggio delle barre avviene per mezzo dell'inserimento di chiodi in acciaio ad alta resistenza inseriti forzatamente in appositi fori con l'ausilio di una specifica pinza idraulica.

Attualmente sono disponibili manicotti per il serraggio di barre di diametro 8, 10 e 12 mm, i diametri tipicamente utilizzati per la realizzazione di staffe.



Figura 48 – Vista degli elementi costitutivi della giunzione GTS Tecnaria



Figura 49 - Dispositivo idraulico utilizzato per il serraggio dei chiodi, composto da pompa, tubo di collegamento e terminale munito di cilindro idraulico.

Codice prodotto	Per barre	Dimensioni	Resistenza di progetto della barra B450C	Resistenza manicotto GTS media campioni provati
GTS-08-C20	Ø 8 mm	20 x 20 x 90 mm	≈ 19,5 kN	≈ 32,6 kN
GTS-10-C25	Ø 10 mm	25 x 25 x 100 mm	≈ 30,5 kN	≈ 50,7 kN
GTS-12-C25	Ø 12 mm	25 x 25 x 130 mm	≈ 44,2 kN	≈ 70,8 kN

Tabella 4 - Manicotti GTS Tecnaria attualmente in commercio

La giunzione meccanica GTS Tecnaria rispetta i criteri selettivi delle seguenti norme:

- UNI 11240-1:2018 “Acciaio per cemento armato - Giunzioni meccaniche per barre - Parte 1: Requisiti”
- UNI 11240-2:2018 “Acciaio per cemento armato - Giunzioni meccaniche per barre - Parte 2: Metodi di prova”

Si osserva che per le giunzioni meccaniche di barre, le quali rispettano i requisiti delle suddette norme, non è necessario eseguirne il dimensionamento in fase progettuale visto che tra i suddetti requisiti, sussiste il fatto che la rottura deve avvenire al di fuori del manicotto.

Riguardo alla zona di **mezzeria del pilastro** (zona non critica), anche se le norme consentirebbero la possibilità di ricorrere alla saldatura, tuttavia, se si confrontano in dettaglio costi e prestazioni, risulta conveniente utilizzare anche in tali tratti i manicotti a serraggio meccanico GTS.

Infatti una corretta analisi dei costi globali deve tener conto del fatto che, al contrario dei manicotti in acciaio che sono un prodotto prefabbricato e soggetto a controllo di qualità in stabilimento secondo le suddette norme UNI, le saldature sono realizzate in opera e quindi il controllo della qualità ottenuta si esegue, come già detto, mediante indagini visive ed esami non distruttivi.

Se si pensa già solo al fatto che il controllo visivo debba essere eseguito su tutte le saldature, allora si intuisce come la saldatura delle barre per formare le staffe della camicia poste in mezzeria del pilastro sia in definitiva molto onerosa, in termini di costi e di tempi.

La campagna di indagini sulle saldature incide quindi sui costi vivi ed anche sui costi indiretti legati ai tempi di attesa per eseguire le prove e per ricevere i risultati dai laboratori, dovendo ricordare che prima dell'esito positivo delle indagini non risulta opportuno eseguire il getto del betoncino che formerà la camicia di rinforzo.

Invece, riguardo alle giunzioni meccaniche le norme UNI 11240-1:2018 richiedono il controllo mediante prove su una campionatura del 3 %, e, comunque in caso di marcatura CE, la campionatura diviene a discrezione del direttore dei lavori.

Si riepilogano nella tabella che segue le osservazioni fatte a proposito di unioni saldate e unioni meccaniche per barre d'armatura.

Oltre ai vantaggi tecnici delle giunzioni meccaniche rispetto alle saldature già visti, volendo fare un'analisi dei costi basata già soltanto sull'incidenza del materiale e delle prove, risulterà che il costo finale di una saldatura è circa il doppio di quello di un manicotto, e ciò senza considerare i costi indiretti dei maggiori tempi connessi al ricorso alla saldatura (progettazione, messa in opera e prove visive e non distruttive).

	Giunzione di barre mediante saldatura	Giunzione di barre mediante manicotto
Modalità di rottura	Fragile	Duttile
Zone critiche pilastro	Non ammessa	Ammessa
Simmetria del flusso della forza di trazione nella barra	NO	SI
Calcolo della giunzione	Necessario	Non deve farsi
Controllo della qualità dell'unione (D.L. e collaudo)	Esami visivi (100%) e prove laboratorio (20%)	Prove di laboratorio (a scelta del D.L., ≤ 3%)
Tempi di posa in opera della giunzione	Rapidi	Molto rapidi
Tempi generali dell'intervento di incamiciatura	Lunghi (controlli eseguiti in fase di messa in opera)	Rapidi (nessun controllo durante la messa in opera)

Tabella 5 - Confronto tra giunzione per saldatura e giunzione meccanica

Un'importante applicazione della giunzione meccanica GTS riguarda la possibilità di inserire nuove staffe nei pilastri senza aumentare la sezione originaria.

L'intervento di rinforzo del pilastro può quindi essere eseguito rimuovendo il coprigerro esistente, introducendo le nuove staffe le quali risulteranno allineate in verticale alle staffe esistenti, e poi ricostruendo la sezione del pilastro con malta tissotropica.

In tale maniera si ottengono due benefici importanti:

- il confinamento del nucleo di calcestruzzo interno alle staffe
- il miglioramento delle giunzioni per sovrapposizione delle barre longitudinali esistenti

con l'ulteriore vantaggio del conspicuo risparmio dei costi delle casseforme e di buona parte del materiale (betoncino e barre longitudinali).

Ed anche se non si aggiungono barre longitudinali e non si aumenta la sezione del pilastro, l'incremento di prestazioni che si ottiene nella maggioranza dei casi comporta un incremento quasi doppio del rapporto capacità/domanda espresso in termini di accelerazioni sismiche, grazie al fatto che aumenta significativamente la deformazione ultima del calcestruzzo e con essa la rotazione ultima di collasso degli elementi portanti verticali.



Figura 50 - Pilastro cerchiato mediante staffe chiuse con GTS senza ringrosso

Oltre alle applicazioni viste su edifici esistenti, è utile osservare che la **giunzione GTS Tecnaria** può essere convenientemente usata per realizzare **la perfetta chiusura delle staffe anche nelle nuove costruzioni**, con il vantaggio rispetto alle staffe tradizionali di non dover fare affidamento sull'ancoraggio della piegatura a 135° verso l'interno, e di facilitare le fasi di getto.



Figura 51 - Staffe chiusa con giunzione GTS. Per comodità di operazione le staffe sono già pronte a piè del pilastro



Figura 52 - Manicotto serrato. Il controllo della correttezza dell'installazione si fa verificando la penetrazione dei chiodi e la corretta posizione delle barre attraverso il foro di ispezione



Figura 53 – Prove di trazione sulle barre con manicotti GTS Tecnaria



Figura 54 - Rottura per trazione della barra nella zona esterna al manicotto testati.

L'immagine seguente, la quale rappresenta la fase di messa in opera dell'armatura della camicia di rinforzo, riassume in maniera esemplare tutti i concetti visti a proposito del confinamento delle staffe sul nucleo interno del calcestruzzo: in secondo piano si intravede una staffa esistente chiusa a 90° e che quindi non confina il calcestruzzo, mentre in primo piano si vedono le staffe della camicia esterna chiuse con giunzione meccanica GTS le quali esercitano una corretta azione di confinamento sul calcestruzzo interno.

Le staffe esistenti chiuse a 90°, come del resto tipicamente accade nella maggioranza delle costruzioni in c.a. realizzate fino a pochi anni fa, non confinano il calcestruzzo e pertanto la deformazione ultima del calcestruzzo è pari a quella del calcestruzzo non confinato $\varepsilon_{ccu} = 3,5\%$.

Al contrario, le staffe chiuse con il manicotto in acciaio confinano il nucleo interno del calcestruzzo consentendogli di raggiungere deformazioni ultime elevate fino a raggiungere valori di circa $\varepsilon_{ccu} \approx 20\%$.

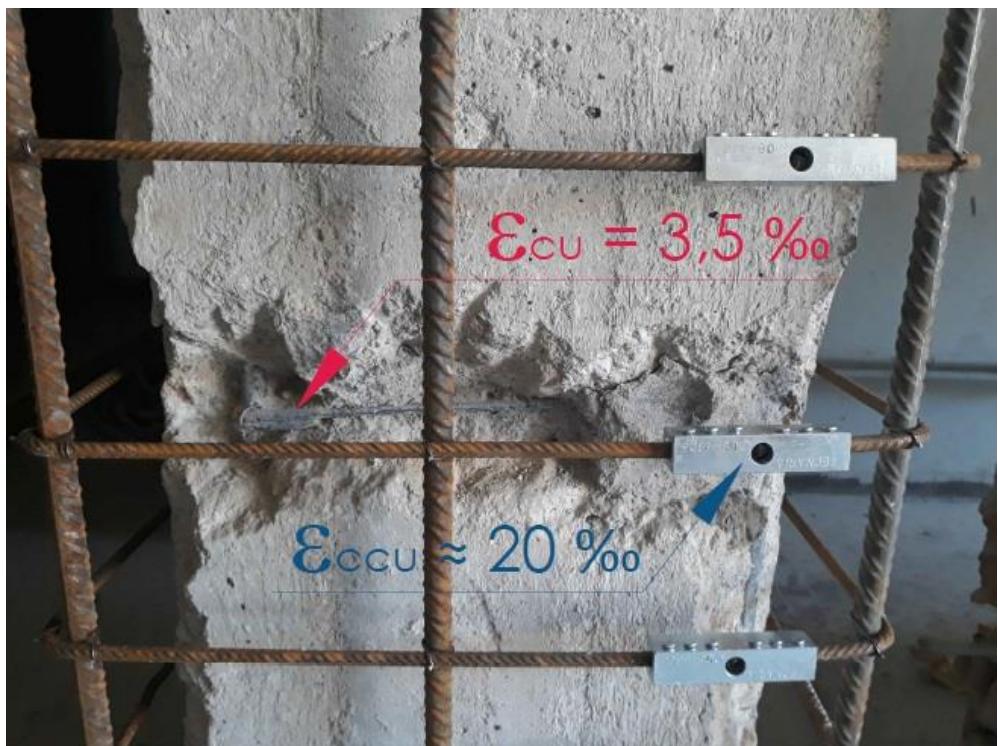


Figura 55 – La giunzione meccanica GTS corregge il malfunzionamento delle staffe chiuse a 90° ed esalta la duttilità dei pilastri

2.5 La giunzione Tecnaria GTS per il confinamento del nodo

La giunzione a serraggio meccanico GTS permette anche di risolvere agevolmente il rinforzo del pannello non confinato presente in tutti i nodi esterni ed anche in alcuni di quelli interni.

Infatti l'uso del manicotto offre al progettista la possibilità di disegnare le più svariate soluzioni di rinforzo, con il grande vantaggio di non dover introdurre elementi estranei ai materiali costitutivi della camicia.

Nella figura seguente si illustra un esempio di schema di rinforzo del nodo mediante le usuali barre in acciaio reso possibile grazie all'uso dei manicotti in acciaio GTS e alla resina epossidica.

In tutte le situazioni in cui la staffa non può avvolgere in modo continuo il pilastro (come nel caso in cui la staffa sia in corrispondenza del solaio), si potranno realizzare in profondità dei fori inclinati all'interno del pilastro.

Dopo la pulizia del foro e la iniezione della resina saranno introdotte le barre precedentemente piegate.

Le estremità delle barre saranno successivamente giuntate con i manicotti GTS. È preferibile eseguire fori inclinati all'interno del pilastro per garantire una maggiore resistenza a trazione delle barre stesse.

Le barre in questo modo potranno anche svolgere la funzione di armatura a taglio del nodo.

Le immagini seguenti indicano le modalità di intervento su un nodo d'angolo ed un nodo di facciata, e la vista della gabbia di armatura realizzata in tal maniera in corrispondenza del nodo prima del getto di betoncino.

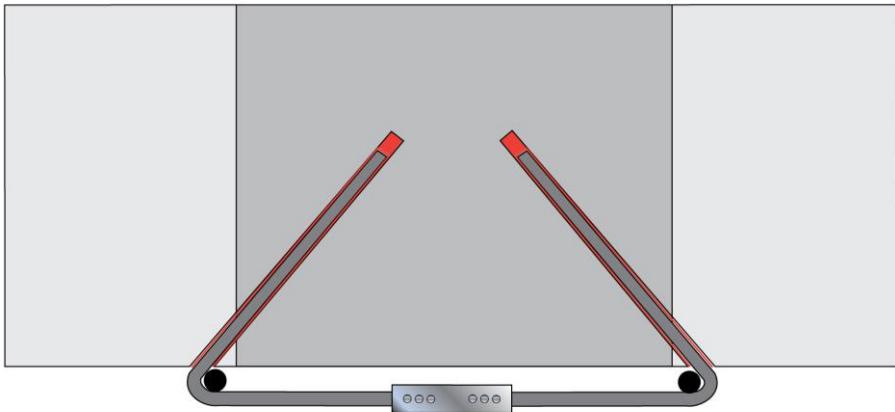


Figura 56 - Nodo di faccia

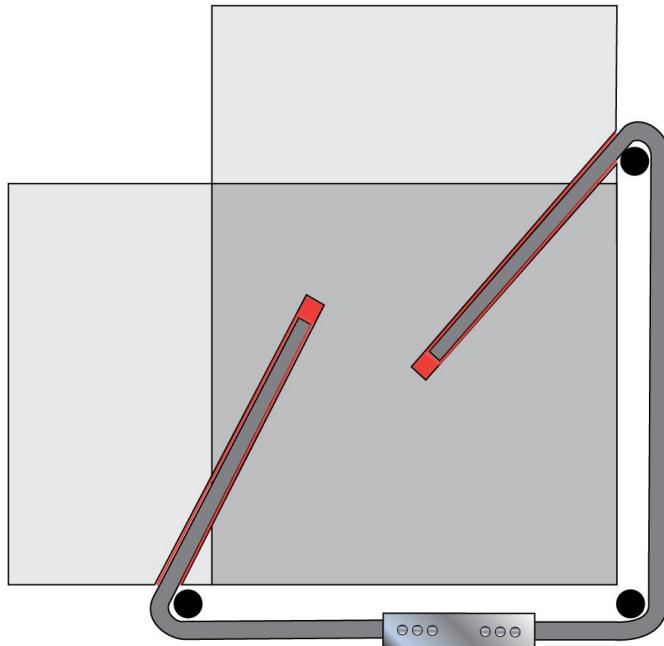


Figura 57 - Nodo d'angolo



Figura 58 – Esempio di disposizione dell'armatura del nodo di facciata



Figura 59 – Vista d'insieme del nodo d'angolo rinforzato - L'estrema linearità dell'intervento permette di evitare congestioni di armature.

Un altro esempio di schema di intervento sul nodo è rappresentato di seguito: si dispone una staffa in ciascuna delle estremità delle due travi perimetrali che convergono nel nodo e intorno ad esse si inseriscono barre orizzontali che attraverseranno il pannello del nodo in orizzontale e saranno richiusse con la giunzione meccanica in modo da formare una barra anulare.

Questa configurazione, meno agevole della precedente, presenta comunque il vantaggio di non dipendere dall'ancoraggio nel calcestruzzo.

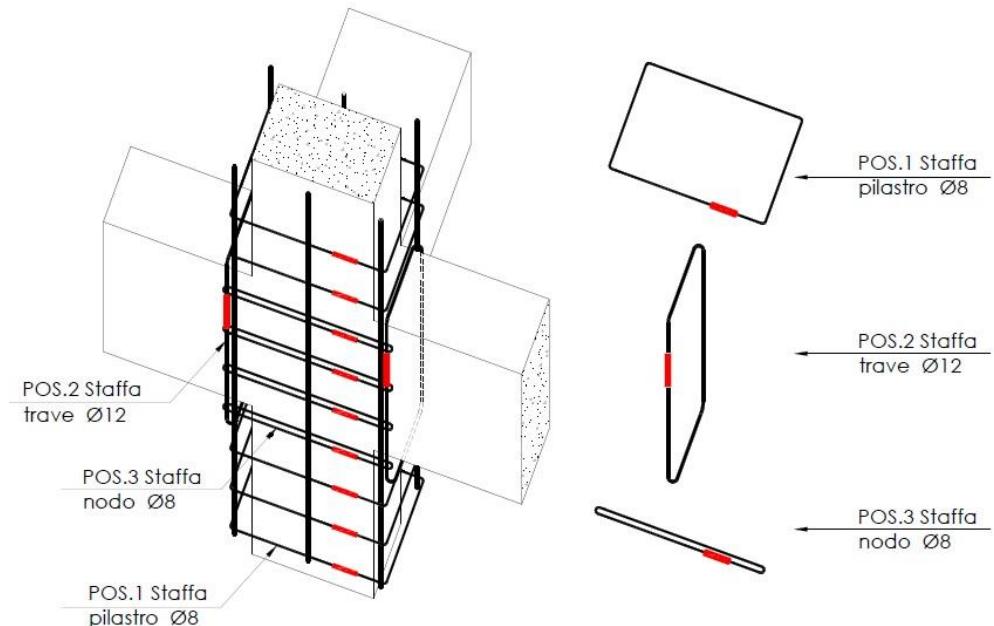


Figura 60 – Schema di intervento sul nodo con barre anulari.

2.6 Il connettore Tecnaria Mini-CEM per collegare la camicia al pilastro esistente

Per aumentare il grado di connessione tra camicia di rinforzo e calcestruzzo originario risulta utile prevedere elementi di collegamento sulle facce dei pilastri.

Questi elementi possono consistere in barre di acciaio ancorate chimicamente all'interno di fori appositamente predisposti nel calcestruzzo esistente, oppure in connettori in acciaio inseriti a secco mediante avvitamento meccanico dopo aver realizzato il solo preforo.

Il secondo sistema si può realizzare con il connettore Tecnaria Mini-CEM, idoneo per la connessione di elementi in c.a. che risulta più pratico ed economico rispetto all'alternativa costituita dal fissaggio chimico.



Figura 61 - Perno inserito tramite fissaggio chimico

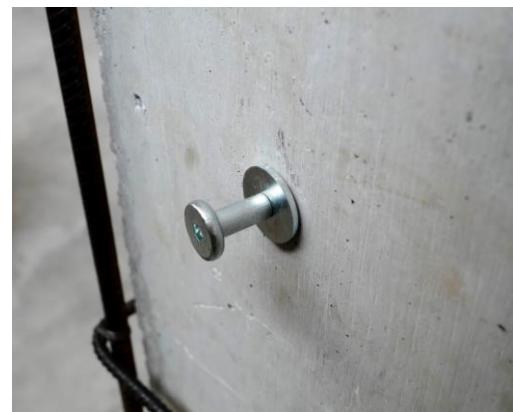


Figura 62 – Connnettore Tecnaria Mini-CEM. Si posa a secco senza l'aiuto di collanti, grazie al suo filetto Hi-Lo.

In generale, nelle usuali situazioni di intervento, è sufficiente prevedere da 3 a 5 perni per ognuna delle quattro facce del pilastro. Il dimensionamento dei connettori può ad esempio farsi assumendo in prima battuta l'ipotesi estrema che le tensioni di interfaccia siano affidate soltanto a questi elementi e non all'aderenza tra vecchio calcestruzzo e nuovo betoncino.

2.7 Le fasi esecutive del ringrosso dei pilastri con camicia in betoncino armato

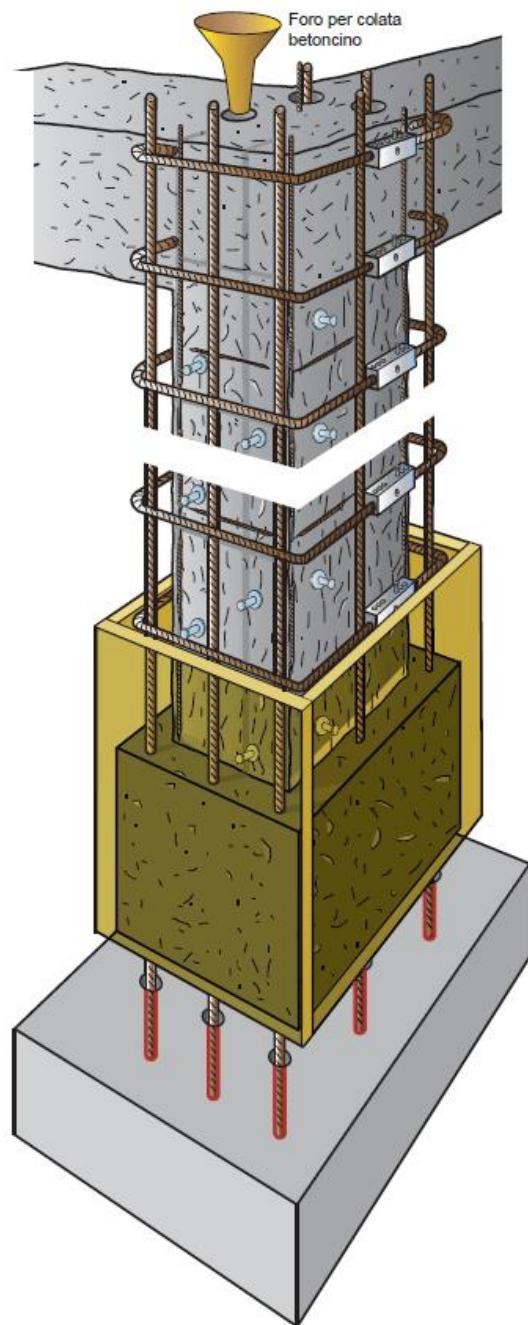


Figura 63 - Immagine riassuntiva delle lavorazioni

La prima fase dell'intervento di incamiciatura in c.a. prevede la **rimozione del coprifero** se degradato o comunque almeno la scarnitura superficiale anche se in buono stato di conservazione per poter fare affidamento su una superficie di aggrappo idonea al nuovo calcestruzzo della camicia di rinforzo.



Figura 64 - Scarificazione su un pilastro danneggiato da incendio

Un'avvertenza importante consiste nel valutare attentamente il livello di sicurezza della costruzione durante le fasi intermedie di esecuzione.

Infatti la rimozione del calcestruzzo esterno carbonatato può indebolire anche significativamente la resistenza a semplice compressione dei pilastri.

Ad ogni modo è sempre bene, soprattutto nei piani inferiori, prevedere che l'intervento di incamiciatura venga eseguito seguendo una disposizione in pianta a quinconce tra pilastri adiacenti.

Tale regola naturalmente ha una valenza generale da estendere anche nel caso di adozione di tecniche differenti quali l'incamiciatura in acciaio o il placcaggio con materiali compositi e ciò in quanto le fasi preparative sono sempre le medesime necessarie per l'incamiciatura in c.a.

Il secondo passo consiste nel posizionare la **gabbia di armatura** intorno alle facce del pilastro, avendo cura di disporre barre longitudinali continue a cavallo del solaio se l'obiettivo è anche il rinforzo a pressoflessione, alloggiandole in apposite forature create precedentemente allo scopo.

Le barre longitudinali vengono posizionate partendo dalle **fondazioni**. Se le fondazioni esistenti sono a T rovescia allora si eseguiranno dei fori successivamente iniettati con resina epossidica (vedasi figura seguente).



Figura 65 - Esecuzione del foro aderente all'angolo del piede del pilastro; la barra sarà inserita dopo l'iniezione della resina.



Figura 66 - Resina epossidica Tecnaria RTEC400 con certificato CE

Qualora invece le travi di fondazione siano prive di ali o sottodimensionate, allora le barre si inseriranno direttamente nel nuovo getto di calcestruzzo come nel caso delle figure seguenti.



Figura 67 - Alloggiamento barre longitudinali



Figura 68 - Getto in fondazione di calcestruzzo

Come già evidenziato, la sovrapposizione delle barre longitudinali deve avvenire sempre in mezzeria del pilastro evitando di fare riprese di armature nelle regioni critiche.



Figura 69 - Passaggio non interrotto delle barre longitudinali nelle zone critiche

Intorno alle barre longitudinali saranno disposte le **nuove staffe** dalla testa al piede del pilastro ed anche nei nodi non confinati.

Normalmente le staffe sono di diametro 8 o 10 mm e sono poste a passo più ravvicinato nelle zone critiche e più diradato al centro.



Figura 70 - Posa armature longitudinali e staffe chiuse con giunzione GTS

La **chiusura delle staffe** del pilastro e il rinforzo del nodo dovranno essere realizzati mediante manicotti a serraggio meccanico seguendo ad esempio le indicazioni viste in precedenza per il manicotto Tecnaria GTS.



Figura 71 - Vista pilastri con nuova gabbia d'armatura e staffe chiuse con GTS

Dopo aver predisposto accuratamente la gabbia di armatura si può eseguire il **getto del betoncino** con l'ausilio di una **casseratura** idonea a sopportare in fase di stagionatura le spinte verso l'esterno dovute all'elevato calore di idratazione di questi speciali cementi.

Usualmente l'incamiciatura in c.a. si realizza mediante l'uso di speciali betoncini di classe minima C35/45, colabili o anche tissotropici, che hanno inerti inferiori a 5 mm e quindi riescono a penetrare in tutti gli spazi evitando che si formino zone vuote durante la posa in opera.

Il cassero dovrà lasciar libera una intercapedine di 6/7 cm circa e dovrà essere realizzato in modo che il betoncino sia colato dal piano superiore attraverso fori passanti il solaio.



Figura 72 - Casseratura della gabbia di armature prima del getto



Figura 73 - Disarmo

Nel caso particolare in cui ci si ritrova a dover intervenire su un edificio adiacente ad un altro edificio con giunti di dimensioni ridotte, ovvero di 2-5 cm, come possibile in molte situazioni della pratica professionale, allora lo spazio di lavoro è talmente esiguo che risulta impossibile realizzare l'incamiciatura sul lato che affaccia sul giunto con l'edificio adiacente. In tale situazione specifica l'intervento di rinforzo si può ottenere rimuovendo una porzione del calcestruzzo anche significativa sul lato chiuso (circa 5-6 cm), poi alloggiando le barre longitudinali aggiuntive nelle zone d'angolo immediatamente a ridosso del lato chiuso e disponendo infine le nuove staffe prima del getto.

2.8 Confronto tra le tecniche di intervento sui pilastri

Prima di assumere una scelta progettuale è sempre bene valutare tutte le possibili alternative di rinforzo.

Nel caso dei pilastri risulta, come detto, possibile ricorrere anche all'incamiciatura in acciaio e al placcaggio con materiali compositi tipo FRCM o FRP.

Queste due tecniche in alcuni casi possono costituire una valida alternativa all'incamiciatura in c.a.

Ad esempio il rinforzo di un pilastro in c.a. mediante la cerchiatura con profili in acciaio può essere una valida soluzione per la rapidità della messa in opera quando l'intervento è urgente nelle fasi di primo intervento dopo un sisma, mentre il rinforzo dei pilastri mediante materiali compositi può ad esempio essere conveniente quando si opera su edifici alti con periodo proprio superiore a 2 sec, volendo evitare di irrigidire troppo il telaio in c.a. esistente per mantenersi lontani dalla zona dello spettro sismico cui corrispondono le azioni sismiche di picco.

Tuttavia, bisogna tener presente che queste due tecniche non possono garantire tutti i benefici legati all'incamiciatura in c.a. e in particolare non permettono di incrementare la resistenza a flessione dei pilastri nei casi in cui sia necessario.

Ed inoltre queste due tecniche non permettono di aumentare la rigidezza dei pilastri, dovendo quindi rinunciare alla riduzione degli spostamenti orizzontali assoluti e relativi invece conseguibile con l'incamiciatura in cemento armato grazie proprio all'incremento di rigidezza.

Tali aspetti rappresentano sicuramente un limite importante di cui tener conto in fase di elaborazione degli interventi correttivi.

2.8.1 Incamiciatura con profili di acciaio

L'intervento di incamiciatura di un pilastro o di un setto in cemento armato può ottenersi, quando non è necessario aumentare la resistenza a flessione o quella del nodo o nemmeno la rigidezza dell'elemento, anche mediante il ricorso a profili in acciaio configurati in modo da realizzare un'asta calastrellata intorno al pilastro esistente in cemento armato.

In particolare in corrispondenza dei quattro spigoli dell'elemento da rinforzare si dispongono altrettanti profili in acciaio del tipo angolare e poi

questi ultimi vengono solidarizzati tra loro mediante piastre in acciaio (calastrelli) disposti trasversalmente ai profili angolari e ad essi saldati.



Figura 74 - Esempio pilastri rinforzati con camicia in profili di acciaio

In generale l'intervento di rinforzo che prevede l'applicazione di camicie con profili di acciaio permetterebbe, ai sensi delle norme tecniche (EC8 e circolare n°7/2019), di conseguire i seguenti obiettivi:

- aumento della capacità portante verticale;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.

Inoltre soltanto secondo la circolare n°7/2019 sarebbe possibile anche considerare i seguenti benefici:

- aumento della resistenza a taglio;
- aumento della capacità deformativa.

Come si vede non è mai possibile ottenere l'incremento della resistenza a flessione per il semplice motivo che non è possibile far proseguire i profili di acciaio in corrispondenza del nodo con le travi.

Inoltre le norme non prevedono la possibilità di fare affidamento a tale tecnica per rinforzare il nodo trave-pilastro.

È bene osservare che il funzionamento di tale tecnica si basa comunque su un largo uso della saldatura ed in questo senso vale la pena ricordare che la saldatura non rappresenta una soluzione completamente affidabile in caso di eventi sismici tanto che come visto le norme tecniche, a proposito della progettazione di edifici in cemento armato in zona sismica, ne escludono, come già detto, l'utilizzo nelle regioni critiche per le giunzioni delle barre in acciaio, ammettendo soltanto giunzioni meccaniche con manicotti in acciaio.

In relazione ai costi ed ai tempi di esecuzione valgono le medesime considerazioni già fatte a proposito delle saldature per barre in acciaio, e pertanto nella valutazione globale bisogna tener conto delle operazioni di controllo delle giunzioni saldate, con esame visivo al 100% e prove non distruttive sul 20%.

Perché tale intervento funzioni è comunque sempre opportuno rimuovere tutte le parti di coprifero degradato e ricostruirle con malta cementizia tissotropica avendo cura di ottenere delle superfici perfettamente planari in modo che nel successivo posizionamento dei profili angolari in acciaio le superfici metalliche siano a perfetto contatto con le superfici cementizie.

Si deve osservare che in cantiere non risulta facile realizzare superfici perfettamente planari lungo lo sviluppo di tutto il pilastro visto che la riprofilatura del pilastro, mantenendo la sezione geometrica originaria senza aumentarla, si può fare soltanto mediante l'uso di malte tissotropiche e non con malte colabili gettate internamente a casseforme.

In ogni caso tale intervento è da ritenersi passivo nel senso che la struttura metallica di rinforzo entra in gioco in condizioni ultime e non in esercizio.

Per tale motivo infatti le norme non prevedono la possibilità di tener conto della incamiciatura in acciaio nelle verifiche agli stati limite di esercizio.

Taglio resistente ultimo della sezione rinforzata

L'incremento della resistenza a taglio di una sezione in c.a. rinforzata con incamiciatura in acciaio si valuta mediante la seguente espressione:

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

dove:

- t_j = spessore delle piastre trasversali;

- b = larghezza delle piastre trasversali;
- s = interasse tra le piastre trasversali;
- f_y = resistenza di calcolo a snervamento dell'acciaio della camicia;
- α_t = inclinazione delle fessure per taglio.

La validità della formula precedente dipende però dal fatto che la camicia rimanga interamente in campo elastico, con la tensione limitata al 50% del valore di snervamento dell'acciaio, potendo così garantire che l'ampiezza delle fessure del calcestruzzo sia contenuta e quindi si possa fare affidamento al meccanismo resistente a taglio dell'elemento originario.

Resistenza ultima a carichi verticali

L'intervento di incamiciatura con profili in acciaio permette anche di aumentare la resistenza a carichi verticali la quale risulterà pari a:

$$N_{Rcd} = A_c \cdot f_{cc}$$

dove:

- A_c = area della sezione del pilastro al lordo della camicia di rinforzo
- f_{cc} = resistenza a compressione del calcestruzzo confinato dalla camicia in carpenteria metallica

La resistenza a compressione del calcestruzzo confinato f_{cc} con tale tecnica vale secondo la circolare n°7/2019:

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

dove:

- α_n = fattore di efficienza del confinamento trasversale;
- α_s = fattore di efficienza del confinamento longitudinale;
- ρ_s = rapporto volumetrico delle piastre trasversali;
- f_y = resistenza di calcolo a snervamento dell'acciaio della camicia;

- f_c = resistenza originaria del calcestruzzo prima dell'intervento di rinforzo.

I due fattori di efficienza del confinamento trasversale e longitudinale valgono rispettivamente:

$$\alpha_n = 1 - \frac{(b - 2 \cdot R)^2 + (h - 2 \cdot R)^2}{3 \cdot b \cdot h}$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s - h_s}{2 \cdot b}\right) \cdot \left(1 - \frac{s - h_s}{2 \cdot h}\right)$$

dove:

- R = raggio di arrotondamento degli spigoli della sezione (in presenza di angolari tale valore può essere assunto pari al minore tra la lunghezza del lato degli angolari e cinque volte il loro spessore)
- b, h = lati della sezione di del pilastro
- h_s = altezza delle piastre trasversali (calastrelli)

Deformazione ultima del calcestruzzo confinato dall'incamiciatura in acciaio

Con l'incamiciatura in profili di acciaio la deformazione ultima del calcestruzzo aumenta e di conseguenza aumenta la differenza tra curvatura ultima e curvatura elastica, da cui discende l'incremento della rotazione ultima del calcestruzzo.

La deformazione ultima del calcestruzzo del pilastro secondo la circolare n°7/2019 si può valutare mediante l'espressione:

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

Dove le grandezze presenti hanno il significato appena visto.

Si osserva che le formule precedenti proposte dalla circolare n°7/2019 per tener conto dell'azione di confinamento offerta dalla camicia in profili d'acciaio, riprendono le formule già viste nel paragrafo 1.6 adottate dall'Eurocodice 8 (parte 3 "Valutazione e adeguamento degli edifici") le quali

però si riferiscono all'azione di confinamento offerta dalle staffe per elementi in cemento armato, con la sola aggiunta di un coefficiente numerico pari a 0,5 in entrambi i casi.

Miglioramento delle giunzioni per sovrapposizione

Le camicie in acciaio permettono anche di risolvere le problematiche relative alle carenze delle giunzioni per aderenza delle barre longitudinali a condizione che si verifichino le seguenti condizioni:

- la camicia si estende oltre la zona di sovrapposizione delle barre longitudinali esistenti per un tratto pari a minimo il 50% della zona di sovrapposizione;
- a cavallo della zona di sovrapposizione la camicia è mantenuta aderente a pressione contro le facce del pilastro grazie ad almeno due file di bulloni ad alta resistenza;
- in caso la sovrapposizione avvenga alla base del pilastro allora le file dei bulloni devono essere disposte una in sommità della zona di sovrapposizione e l'altra ad un terzo dell'altezza di tale zona misurata a partire dalla base.

2.8.2 Rinforzo con materiali compositi

L'intervento di incamiciatura di un pilastro o di un setto in cemento armato può ottenersi, quando non è necessario aumentare la resistenza a flessione o quella del nodo o nemmeno la rigidezza dell'elemento, anche mediante il ricorso a tessuti in fibre sintetiche lunghe (carbonio, pbo, acciaio) disposte convenientemente in direzione degli sforzi di trazione ed annegate in una speciale matrice polimerica (FRP) o idraulica (FRCM).



Figura 75 - Esempio di pilastro rinforzato con FRP

In generale l'intervento di rinforzo che prevede l'applicazione di materiali compositi FRP e FRCM permette, ai sensi dell'EC8 così come della circolare n°7/2019, di conseguire i seguenti obiettivi:

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

Generalmente può risultare conveniente ricorrere a tale tipologia di intervento quando i pilastri presentino già delle sezioni significative oppure quando non si vuole irrigidire troppo l'edificio (edifici alti) potendo modificare il comportamento sismico del complesso.

In alcuni casi è anche possibile fare affidamento a tale tecnica di rinforzo per aumentare la resistenza flessionale dei pilastri, laddove comunque la eccentricità di carico risulti contenuta.

Si osserva che in generale con questa tecnica non è opportuno in generale assumere che l'incremento di resistenza offerto dal rinforzo con materiali compositi sia maggiore del 50% della resistenza iniziale dell'elemento.

Le formule per valutare l'incremento delle prestazioni meccaniche maggiormente utilizzate in Italia sono fornite, come già detto, dalle istruzioni tecniche del Consiglio Nazionale delle Ricerche contenute nel documento tecnico DT 200 del 2013 a riguardo dei materiali FRP e dalle ACI 549 del 2013 dell'American Concrete Institute per i materiali FRCM.

Nel seguito per comodità si farà riferimento alle formule proposte dal DT 200/2013 per i materiali FRP, dovendo comunque osservare che le formule adottate da altri codici non si discostano di molto per il semplice fatto che tutte le norme sui materiali compositi sono, come naturale, impostate sulle leggi universali della Tecnica delle Costruzioni.

Come per il caso precedente le formule riportate in questa sede non sono esaustive e servono soltanto da riferimento di primo approccio ai fini del confronto con la tecnica dell'incamiciatura in c.a., mentre ogni possibile approfondimento può essere fatto sulle norme tecniche specifiche citate.

Taglio resistente ultimo della sezione rinforzata

Il rinforzo a taglio dei pilastri con materiali compositi FRP e FRCM si realizza, dopo aver ricostruito la parte deteriorata del copriferro, applicando in aderenza sulla superficie esterna della membratura da rinforzare i materiali compositi (tessuti o reti), costituiti da uno o più strati di materiale in avvolgimento del pilastro.

L'algoritmo per il calcolo del contributo alla resistenza al taglio offerta dai rinforzi con materiali compositi è il seguente:

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

dove:

- d = altezza utile della sezione
- f_{fed} = resistenza efficace di calcolo del sistema di rinforzo
- t_f = spessore della rete di fibre di rinforzo in ordito
- b_f = larghezza della rete di fibre di rinforzo
- p_f = passo delle reti di fibre di rinforzo
- $\gamma_{Rd} = 1,20$ per il meccanismo resistente a taglio
- β = angolo inclinazione delle fibre rispetto all'asse longitudinale
- θ = angolo inclinazione della biella compressa di calcestruzzo

Resistenza ultima a carichi verticali di una sezione rinforzata

L'intervento di confinamento con materiali compositi permette di aumentare la resistenza a carichi verticali la quale risulterà pari a:

$$N_{Rcd} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot A_c \cdot f_{cc} + A_s \cdot f_{yd}$$

dove:

- A_c = area della sezione del pilastro al lordo della camicia di rinforzo
- f_{cc} = resistenza a compressione del calcestruzzo confinato dalle fibre FRP
- A_s = area armatura in acciaio esistente
- f_{yd} = tensione di snervamento dell'acciaio esistente
- $\gamma_{Rd} = 1,10$ per il meccanismo resistente a sforzo normale

La resistenza a compressione del calcestruzzo confinato f_{cc} con tale tecnica vale:

$$f_{cc} = f_c \cdot \left[1 + 2,6 \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_c} \right)^{2/3} \right]$$

dove:

- $f_{l,eff}$ = pressione efficace di confinamento esercitata dalle fibre del rinforzo;
- f_c = resistenza originaria del calcestruzzo prima dell'intervento di rinforzo.

La pressione efficace di confinamento vale:

$$f_{l,eff} = k_{eff} \cdot f_l$$

dove:

- k_{eff} = coefficiente di efficienza pari al rapporto tra volume di $V_{c,eff}$ di calcestruzzo efficacemente confinato e volume V_c dell'elemento di calcestruzzo al netto delle armature longitudinali
- f_l = pressione di confinamento = $f_l = \frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd,rid}$
- ρ_f = percentuale geometrica di rinforzo funzione della forma della sezione e dei tipi di confinamento (continuo o discontinuo)
- E_f = modulo elastico delle fibre
- $\varepsilon_{fd,rid}$ = deformazione ridotta di calcolo del materiale composito

Deformazione ultima del calcestruzzo confinato dai materiali compositi

Mediante l'intervento di confinamento trasversale di una colonna con materiali compositi è possibile incrementare la deformazione ultima del calcestruzzo e di conseguenza aumenta la differenza tra curvatura ultima e

curvatura elastica, da cui discende l'incremento della rotazione ultima del calcestruzzo.

La deformazione ultima del calcestruzzo del pilastro si può valutare mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ccu} = 0,0035 + 0,015 \cdot \sqrt{\frac{f_{l,eff}}{f_c}}$$

Dove le grandezze presenti hanno il significato appena visto.

Miglioramento delle giunzioni per sovrapposizione

Il placcaggio esterno con materiali compositi permette anche di migliorare le giunzioni per aderenza delle barre longitudinali.

In questo caso lo spessore del materiale composito minimo dovrà essere pari a:

$$t_f = \frac{\max(d; h) \cdot (f_l - \sigma_{sw})}{2 \cdot 0,001 \cdot E_f}$$

2.8.3 Confronto prestazionale tra le tecniche di intervento sui pilastri

È utile eseguire anche un raffronto con un caso di studio per comprendere quali siano gli incrementi prestazionali che si possono ottenere a seconda della tecnica utilizzata.

Infatti se è vero che con tutte le tre diverse tecniche si può ottenere l'aumento della deformazione ultima del calcestruzzo confinato è anche da tener presente che la tecnica dell'incamiciatura in c.a. è molto più performante delle altre.

O ancora se è vero che con tutti i tre tipi di intervento si può ottenere l'aumento della duttilità di una sezione in c.a., bisogna precisare che con l'incamiciatura in acciaio non si può ottenere l'incremento di duttilità nel nodo in quanto l'intervento non è estendibile a tale regione.

Si faccia per esempio riferimento al caso di una colonna in cemento armato di sezione 300x300 mm sulla quale bisogna intervenire e si valuti in termini quantitativi quali vantaggi possono ottenersi sulla deformazione ultima del calcestruzzo essendo tale aspetto uno dei fattori più importanti nel

funzionamento globale di un edificio in c.a. per la ricaduta sulla rotazione ultima delle sezioni degli elementi strutturali.

Supponiamo che il calcestruzzo originario sia di classe C16/20.

Caso 1: rinforzo con camicia di c.a.

Si ipotizzi di realizzare una camicia di betoncino di spessore 60 mm armata con staffe ϕ 10 di acciaio B450C disposte ad interasse di 100 mm.

Allora la deformazione ultima del calcestruzzo del nucleo confinato dalle nuove staffe, senza considerare il contributo delle staffe esistenti per semplicità, sarà pari a:

$$\varepsilon_{ccu} = 0,0132 \cong 3,77 \cdot \varepsilon_{cu}$$

Caso 2: rinforzo con camicia di profili metallici

Si pensi ora di realizzare il rinforzo mediante profili angolari 80x80 di spessore 6 mm e calastrelli ad interasse 400 mm di larghezza 80 mm e spessore 6 mm, realizzati con acciaio S275JR.

La deformazione ultima del calcestruzzo del nucleo confinato sarà pari a:

$$\varepsilon_{ccu} = 0,007 \cong 2,0 \cdot \varepsilon_{cu}$$

Per ottenere un valore della deformazione ultima del calcestruzzo dello stesso ordine di grandezza del caso 1 della incamiciatura in c.a. bisognerà in effetti realizzare una camicia in acciaio con profili angolari 100x100 di spessore 10 mm e calastrelli ad interasse 400 mm di larghezza 100 mm e spessore 10 mm, realizzati poi con acciaio S335JR, ottenendo così:

$$\varepsilon_{ccu} = 0,0127 \cong 3,62 \cdot \varepsilon_{cu}$$

Si consideri che in generale l'incamiciatura in acciaio presenta costi sensibilmente superiori all'incamiciatura in c.a. ed anche al rinforzo con materiali compositi.

Caso 3: rinforzo con materiali compositi

Se infine si suppone di avvolgere il pilastro con tessuti unidirezionali di FRP di peso 300 gr/mq, resistenza a trazione 3.800 N/mm², modulo elastico 220.000 N/mm², disponendo le fibre di carbonio ortogonalmente all'asse del pilastro, allora la deformazione ultima del calcestruzzo vale:

$$\varepsilon_{ccu} = 0,0058 \cong 1,65 \cdot \varepsilon_{cu}$$

Di seguito si riepilogano sinteticamente i benefici ottenibili attraverso le tre tecniche di rinforzo dei pilastri previste dalle norme tecniche.

	Incamiciatura in betoncino armato	Incamiciatura con profili metallici	Placcaggio con materiali compositi
Incremento resistenza a compressione	SI	SI	SI
Incremento deformazione ultima del calcestruzzo	SI	SI	SI
Incremento resistenza a taglio	SI	SI	SI
Incremento resistenza a flessione	SI	NO	NO
Incremento resistenza dei nodi non confinati	SI	NO	SI
Incremento rigidezza dell'edificio	SI	NO	NO
Riduzione spostamenti orizzontali	SI	NO	NO
Eliminazione vulnerabilità piano soffice	SI	NO	NO
Incremento duttilità	SI	SI	SI
Ottenimento schema trave debole-pilastro forte	SI	NO	NO
Resistente alle fonti di calore	SI	NO	NO (per FRP)

Tabella 6 - Confronto prestazionale tra le tecniche di intervento sui pilastri

3. CONCLUSIONI

Questo testo si prefiggeva l'obiettivo di descrivere lo stato dell'arte per la tecnica della incamiciatura in betoncino armato dei pilastri presenti negli edifici esistenti.

Per rappresentare un quadro completo tale da consentire di scegliere la soluzione più appropriata in un progetto di consolidamento strutturale si è ritenuto opportuno ripercorrere il cammino fatto in parallelo tra le norme tecniche, le esperienze dirette dei terremoti e la prassi costruttiva.

In tal modo risulta più chiara l'importanza da sempre rivestita dalla qualità dei dettagli costruttivi negli edifici in cemento armato.

Per risolvere le carenze spesso rilevabili negli edifici in c.a. esistenti è possibile utilizzare varie tecniche di intervento, effettuando scelte il più possibilmente mirate ad ottenere un comportamento duttile, quindi anche vicino al criterio della trave debole e pilastro forte.

Tra le tecniche di intervento sui pilastri, l'incamiciatura in betoncino armato rappresenta quella maggiormente diffusa in virtù dei molteplici benefici che comporta.

Sono quindi stati passati in rassegna gli accorgimenti tecnici da rispettare nella tecnica dell'incamiciatura in c.a., ed in particolare è stato anche descritto un sistema di giunzione meccanica, il manicotto Tecnaria GTS, recentemente sviluppato da Tecnaria S.p.A., che permette la chiusura delle staffe appartenenti alla nuova gabbia di armatura della camicia di rinforzo.

Si ritiene che l'uso del manicotto illustrato sia particolarmente vantaggioso e rappresenti un contributo importante per migliorare lo stato dell'arte relativo alla tecnica del jacketing in cemento armato, oltre ad altri impieghi.

In particolare la giunzione meccanica GTS consente di ottenere i seguenti vantaggi:

- miglior comportamento dell'organismo strutturale in quanto le staffe possono sfruttare al meglio le proprie risorse meccaniche evitando rotture fragili, al contrario delle saldature;
- elevata capacità di dissipazione di energia in caso di sisma in corrispondenza delle zone critiche dei pilastri;
- confinamento dei pannelli liberi dei nodi esterni trave-pilastro;

- facilità e rapidità di posa in opera;
- controllo ottimale della qualità della giunzione da parte del direttore dei lavori e del collaudatore, al contrario delle saldature che richiedono numerose prove radiografiche le quali peraltro rallentano le fasi di cantiere con riferimento al getto della camicia di betoncino.

La giunzione meccanica illustrata, grazie alla sua peculiarità di permettere l'unione delle estremità barre senza doverne ruotare nessuna delle due al contrario dei tradizionali manicotti filettati, rappresenta una notevole innovazione soprattutto se applicata sulle staffe dei pilastri.

Infatti il buon funzionamento delle costruzioni in cemento armato è assicurato dalla qualità dei dettagli esecutivi, e, tra questi, il ruolo più importante, come già intuito molti anni addietro da François Hennebique, è assunto dalle staffe con particolare riguardo ai pilastri.

Le staffe negli elementi compressi, quando ben realizzate, garantiscono infatti l'azione di confinamento del calcestruzzo sulla quale si basa poi la capacità dissipativa dell'intera costruzione, ed inoltre, aspetto non secondario, permettono che le barre longitudinali possano correttamente sviluppare le tensioni di trazione.

Queste funzioni caratteristiche delle staffe sono da ricercare tanto nelle nuove costruzioni quanto negli interventi su quelle esistenti.

BIBLIOGRAFIA

- “*Instructions relatives a l'emploi du calcul de Béton Armé*”, Circulaire du 20.10.1906, Ministère de Travaux Publics, Paris, 1906
- “*Prescrizioni normali per l'esecuzione delle opere in cemento armato*”, D.M. 10.01.1907, Ministero dei Lavori Pubblici, Roma 1907
- “*Hennebique Ferro-Concrete – Theory and Practise – A handbook for engineers and architects*”, J.S.E. De Vesian, T.J. Gueritte, Mouchel & Partners - London 1909
- “*Manuel théorique et pratique du constructeur en ciment armé*”, N. De Tedesco, V. Forestier, Librarie Polytechnique, Paris, 1909
- “*Teoria e Pratica del Cemento Armato*”, Emil Mörsch, Hoepli, 1910
- “*Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato*”, Regio Decreto 16 novembre 1939, n°2229
- “*Cent ans de béton armé*”, VV.AA., Editions Science & Industrie, Paris, 1949
- “*Alcune osservazioni sul comportamento delle strutture in cemento armato durante il terremoto della Valle del Belice*”, L’Industria Italiana del Cemento, luglio-agosto 1969
- “*Evolución de la técnica del hormigón armado en los últimos 25 años*”, VV.AA., Tetracero, Madrid, 1973
- “*Fascicolo monografico sul terremoto del Friuli*”, L’Industria Italiana del Cemento, luglio-agosto 1976
- “*L’esperienza del terremoto del 23.11.1980 nel Meridione: criteri per costruire correttamente strutture in cemento armato resistenti all’azione sismica*”, L’Industria Italiana del Cemento, novembre 1981
- “*Theoretical stress-strain model for confined concrete*”, J.B. Mander, M.J.N. Priestley, R. Park, Fellow, ASCE, 1988
- “*Cemento armato: ideologie e forme da Hennebique a Hilberseimer*”, VV.AA., Rassegna 49, CIPIA, Bologna, 1992
- “*Progetto degli elementi strutturali in cemento armato*”, Alberto Parducci, Quaderni di Ingegneria Strutturale, Perugia, 1997
- “*Il cemento armato - La tecnica e la statica*”, 22^a edizione, Luigi Santarella, Hoepli, 1998

- “*Early Reinforced Concrete*”, Studies in the History of Civil Engineering, Vol. 11, Frank Newby, Ashgate Variorum, 2001
- “*Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*”, Eurocodice 8, 2005
- “*Progetto delle costruzioni in zona sismica*”, Alberto Parducci, Liguori, Napoli, 2007
- “*Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buidings*” based on EN-Eurocode 8, Michael N. Fardis, Springer, 2009
- “*Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti*”, Documento Tecnico n°212 del CNR, Roma, 2013
- “*El Terremoto de Lorca – Efectos en los edificios*”, R. Álvarez Cabal, E. Diaz-Pavón Cuaresma, R. Rodriguez Escribano, Intemac, 2013
- “*Le béton armé Système Hennebique a Messina fra XIX e XX secolo*”, Ornella Fiandaca, Aracne, Roma, 2014
- “*Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale*”, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, settembre 2017
- “*Norme Tecniche per le Costruzioni*”, D.M. 17.01.2018
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. “*Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*”.

NOTE

NOTE