

Strip-out e capacity design nella riqualificazione degli edifici in c.a.

AUTORE: Trimboli Antonio, Ingegnere Civile - Frumento Sara, PhD Ingegnere Civile indirizzo Strutture

In questo articolo è trattato lo strip-out quale metodologia di consolidamento degli edifici in c.a. Può apparire un metodo estremamente radicale ed invasivo, ma l'alternativa di un intervento limitato a piccole parti delle superfici esterne del telaio non dà alcun beneficio effettivo circa la risposta di costruzioni realizzate senza le regole dell'arte della tecnica del c.a. Il dettaglio costruttivo e la porzione del pilastro intorno al nodo sono il fulcro della risposta. Il completo svuotamento dell'edificio portando a vista lo scheletro ripaga in termini strutturali, in quanto riassegna gradualmente i carichi alla costruzione consentendo di mettere in azione le opere di consolidamento.

Lo **strip-out** è una metodologia di consolidamento degli edifici esistenti in c.a. che prevede la rimozione completa degli elementi non strutturali al fine di portare a vista lo scheletro portante in c.a.: componenti impiantistiche, infissi, tramezze e divisori, e pavimentazioni e relativi sottofondi.

Una volta realizzati i consolidamenti sullo scheletro in c.a. del fabbricato, si procede alla reinstallazione degli elementi non strutturali. Non si tratta quindi di un semplice iter procedurale esecutivo in quanto così operando si riattribuiscono alla struttura rinforzata i carichi permanenti non strutturali, e ciò implica l'entrata in esercizio degli elementi aggiuntivi di consolidamento, successivamente caricati anche dai carichi variabili.



Figura 1 – Dettaglio di incamicatura in c.a. pilastri e fasciatura a taglio con frp delle travi

Quali sono i vantaggi dello strip out?

Lo **strip-out** permette di coniugare le esigenze normative specifiche connesse alla riqualificazione energetica, i cui requisiti, sempre più severi, implicano l'introduzione di sistemi meccanici che richiedono una serie di opere edili ed impiantistiche diffuse sulle superfici orizzontali e verticali, con quelle dell'incremento dei livelli di sicurezza strutturale dettati dalle norme tecniche per le costruzioni (nel seguito indicate con Ntc18).

Ed è pure da considerare che la demolizione selettiva degli elementi non strutturali permette una piena libertà espressiva anche nella progettazione architettonica, essendo il restyling estetico un aspetto decisamente non secondario quando eseguono interventi di riqualificazione integrale su edifici esistenti.

La questione del risparmio energetico delle abitazioni, parte del processo di ottimizzazione delle risorse naturali condiviso dalla comunità internazionale già dal protocollo di Kyoto, è diventata negli ultimi 20 anni una emergenza sociale ormai non più rimandabile, ed in effetti rappresenta da tempo un tema centrale nelle normative urbanistiche le quali dettano requisiti via via più vincolanti per le nuove costruzioni come per gli interventi su quelle esistenti.

Se l'efficientamento energetico è l'aspetto tecnologico più rilevante nell'attuazione degli interventi di riqualificazione dell'edilizia residenziale nei Paesi del nord Europa, in Italia, con specifico riferimento ai territori sismici, risulta prioritario, prima ancora di eseguire il miglioramento energetico, prevedere un intervento di consolidamento strutturale. Fatto salvo di operare su costruzioni che abbiano in partenza una capacità resistente soddisfacente, evento non frequente per buona parte dell'edilizia esistente.

Soffermandoci sui soli aspetti strutturali e in particolare sugli interventi che riguardano edifici in c.a., i vantaggi legati allo strip-out di tutti gli elementi esistenti non portanti sono molteplici, tra cui:

- ✓ la rapidità e la qualità di esecuzione dei rinforzi,
- ✓ il controllo delle masse potendo ricorrere a materiali leggeri per tutte le partizioni ed i massetti,
- ✓ l'immediata messa in carico dei rinforzi,
- ✓ la piena padronanza della sicurezza di tutte le componenti secondarie,
- ✓ l'opportunità di assecondare al meglio i criteri della gerarchia delle resistenze.



Figura 2 – Esempio di strip-out e successivo intervento di rinforzo di travi e pilastri.

Impostazione del piano di indagine e individuazione preliminare degli interventi

Come per gli edifici in muratura l'adozione di determinati interventi locali può comportare automaticamente un miglioramento globale della capacità resistente dell'intero organismo, altrettanto può accadere per quelli in cemento armato se le scelte progettuali riguardano primariamente quegli interventi che rispondono ai criteri della gerarchia delle resistenze rendendo duttile il comportamento globale.

Il tema della modifica, con opportuni interventi correttivi, del comportamento strutturale di un edificio esistente in c.a., in particolare per quelli realizzati fino alla fine del secolo passato, assume un ruolo molto importante perché per tali edifici le norme tecniche, fino a poco tempo fa, fornivano direttamente le azioni sismiche di progetto ridotte, assumendo che i dettagli costruttivi sarebbero poi stati realizzati in modo tale da dotare la costruzione di una elevata duttilità.

L'evidenza sperimentale, in occasione di eventi sismici, ha tuttavia mostrato, con grave puntualità, che i danni negli edifici in c.a. sono prevalentemente associati a carenza di dettagli costruttivi.

Per cogliere come dovrebbero essere concepiti campagna diagnostica e interventi di rinforzo da adottare sulle costruzioni in c.a. è utile svolgere alcune considerazioni dettate dalla teoria della tecnica del c.a. e dalle esperienze maturate in concomitanza di episodi sismici.

Ciò che si sa con le indagini non è tanto l'edificio in sé, ma il livello di conoscenza della tecnica del cemento armato di chi ha realizzato l'opera

Un primo spunto di riflessione riguarda quali siano le modalità di indagine per pervenire ad una modellazione verosimile del comportamento strutturale della fabbrica in c.a., la cui affidabilità è legata non soltanto alla caratterizzazione delle proprietà meccaniche di calcestruzzo e acciaio delle armature, ma soprattutto alle modalità di esecuzione delle barre. L'approccio sull'esistente non deve essere condotto con la modalità prestazionale delle norme attuali, piuttosto, è necessario, se non tassativo, essere messi nella condizione imprescindibile di conoscere la struttura e le sue mutazioni. Una lettura superficiale delle indicazioni suggerite dalla Circolare n. 7/2019 a proposito delle indagini sui dettagli conoscitivi, se basata occhieggiando la sola tabella di riepilogo, potrebbe far pensare che il processo conoscitivo sia soddisfatto dal formale rispetto di una certa quantità di rilievi, e riguardi travi e pilastri, come fossero elementi tra loro estranei.

Tabella C8.5.V – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di c.a.

Livello di Indagini e Prove	Rilievo (dei dettagli costruttivi) ^(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)(c)(d)}
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro)	
<i>limitato</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
<i>esteso</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
<i>esaustivo</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

A ben vedere i commenti testuali della stessa circolare chiariscono che le indicazioni tabellari hanno un valore puramente indicativo e che le indagini da effettuare dovrebbero piuttosto essere il frutto di una serie di valutazioni ad hoc del caso, connesse a molteplici aspetti, quali ripetitività delle situazioni, peso gerarchico degli elementi nell'insieme dell'intero organismo strutturale, conoscenza delle norme e dei prodotti in commercio nell'epoca di costruzione, ed ancora conoscenza della pratica esecutiva, la quale può, per edifici in c.a. esistenti, presentare significative differenze innanzitutto per aree geografiche, vista la diversa sensibilità locale al comportamento strutturale in caso di sisma a seconda della frequenza degli eventi.

Dette differenze possono verificarsi tuttavia non soltanto tra le diverse aree geografiche, infatti suscettibili scostamenti dalla buona pratica costruttiva territoriale possono verificarsi anche per determinate fasi storiche. In particolare deve considerarsi che la lunga ricostruzione del secondo Dopoguerra ha impegnato anche molte maestranze “nuove”, e quindi le regole costruttive del c.a., allora troppo giovane patrimonio nella memoria di cantiere delle ditte che si erano cimentate nel nuovo materiale, andarono presto disperse.

La circolare inoltre, a più riprese, indica che il percorso conoscitivo sia supportato da un’analisi preliminare, mediante progetto simulato con norme dell’epoca, documentazione disponibile e prime indagini.

Come si può dedurre l’avvicinamento alla conoscenza dell’edificio deve seguire i canoni di una vera e propria anamnesi globale della costruzione che ci si trova a studiare, e questo è sempre necessario prima di ogni scelta di intervento di consolidamento.

Ma quali sono gli aspetti che devono essere considerati nell’analisi preliminare?

Certamente sono due i fattori discriminanti del comportamento reale di una costruzione in c.a.: effettivo limite tensionale raggiungibile dall’acciaio ed effettivo limite deformativo del calcestruzzo in opera.

Per individuare il limite tensionale dell’acciaio da eleggere nel modello di calcolo, dobbiamo considerare che in un edificio esistente in c.a. questo non corrisponde necessariamente a quello derivato dalle prove di rottura a trazione prescritte nel piano di indagini. È infatti più realistico che le armature entrino in crisi molto prima del raggiungimento del limite elastico nominale testato in laboratorio a causa di una combinazione dei seguenti fattori: scarso copriferro, interasse delle staffe eccessivo, e, in alcuni casi, anche per inadeguate modalità di ancoraggio (lunghezze delle sovrapposizioni insufficienti, ganci mal disposti, e soprattutto ancoraggi delle barre erroneamente collocati in zona tesa).

Scarso copriferro e interasse elevato delle staffe caratterizzano la maggioranza delle costruzioni in c.a. del passato, con le due rispettive conseguenze di non disporre di una massa di calcestruzzo idonea a permettere il corretto trasferimento delle tensioni sulla superficie della barra fino a far sviluppare la tensione di snervamento dell’acciaio nelle giunzioni per sovrapposizione, e di far sì che si attivi la crisi per instabilità per carico di punta per valori tensionali molto più bassi del limite elastico dell’acciaio.

Ma le staffe, e in particolare la loro manifattura, influiscono in maniera determinante anche sul punto cardine del funzionamento del calcestruzzo armato: se ben confezionate, con ancoraggi efficaci alle loro estremità, confinano il calcestruzzo e permettono dilatazioni ben oltre la deformazione del calcestruzzo non armato. Tuttavia, negli edifici esistenti realizzati fino a un paio di decenni fa, le staffe difficilmente risultano sagomate in modo efficace secondo quella “*massima cura*” richiesta fin dalle primissime norme sul c.a. del 1907, e pertanto non riescono ad esercitare quella azione di confinamento sulla massa interna che consente al calcestruzzo di raggiungere deformazioni plastiche elevate e conferire duttilità ai pilastri.

Tornando al percorso di avvicinamento agli interventi finali, è naturale allora concentrare l’attenzione della campagna di indagini sui rilievi costruttivi delle armature, oltre alla campionatura di provini di calcestruzzo e barre strettamente necessari a consentire una valutazione statistica delle proprietà meccaniche nominali.

Quale senso ha estrarre molti provini di acciaio per modificare il valore medio del limite elastico sperimentale e la sua deviazione standard di una percentuale esigua, se poi comunque l’acciaio entra in crisi per sfilamento e per instabilità a compressione già al 50% del valore sperimentale?

E, analogamente, quale senso ha prelevare tante carote di calcestruzzo per vedere variare di poco i parametri statistici della resistenza a compressione resistenza, se tanto ciò che incide in modo prevalente sulla verifica finale è la deformazione ultima reale del calcestruzzo armato in opera?

In base alle considerazioni precedenti è chiaro che le valutazioni legate alle indagini sui materiali dovrebbero andare ben al di là dell'analisi dei rapporti di laboratorio sulle prove dei campioni dei materiali prelevati in sito, e non possono prescindere da ragionamenti derivati dai dettagli costruttivi delle barre d'acciaio.

Ed in particolare i dettagli esecutivi delle armature dovrebbero essere estesi anche alla porzione di cemento armato intorno al nodo, oltre che alle zone di mezzera di trave e pilastro.

Usualmente i rilievi diretti delle armature mostrano insufficienza delle armature nelle estremità dei pilastri e nel nodo, per carenza di dettagli delle staffe, mentre l'armatura delle travi risulta generalmente idonea.

La foto seguente mostra il caso di errata disposizione delle armature ripiegate, in quanto la buona regola costruttiva, valida in generale anche per zone non sismiche, prevede da sempre che le sezioni di piegatura siano sfalsate. Inoltre l'area di armatura presente a momento positivo all'incastro non rispetta il buon criterio di essere almeno la metà di quella superiore per coprire eventuali improvvisi cambi di segno della sollecitazione flessionale per azioni sismiche. La foto evidenzia pure passo irregolare della staffatura.



Figura 3 – *Disposizione non conforme alla buona regola delle armature longitudinali e delle staffe.*

A partire dal 2005 le norme italiane hanno poi introdotto in modo esplicito il concetto di duttilità descrivendo le azioni sismiche elastiche ed il fattore di struttura q . Mediante il fattore q si ottiene una riduzione dell'azione sismica di progetto in quanto esso è legato alla duttilità, e quindi, per gli edifici in c.a., alla manifattura dei dettagli costruttivi delle armature, oltre che alle dimensioni geometriche degli elementi costruttivi.

Tuttavia, è giusto pure tener presente che nelle norme sul cemento armato erano già presenti in precedenza le principali regole sui dettagli costruttivi per conferire duttilità agli elementi strutturali, infatti già le prime "Prescrizioni normali per l'esecuzione delle opere in cemento armato" del D.M. del 10.01.1907 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”. Senza considerare che le condizioni alla base del funzionamento del c.a., le cosiddette “ipotesi di lavoro”, erano largamente illustrate nella sperimentazione divulgata nei testi tecnici dell’epoca.

Queste sintetiche considerazioni invitano a guardare agli edifici esistenti in c.a. da una visuale differente rispetto a quella utilizzata per progettare edifici nuovi, non dando per assunto che tutti i dettagli costruttivi siano stati realizzati curando la regola dell’arte, e adottando scelte mirate a porre rimedio a carenze iniziali.

Osservare il comportamento sotto sisma per scegliere le modalità d’intervento

Nella prima fase progettuale relativa alla fattibilità dell’opera di riqualificazione è inoltre opportuno focalizzare l’attenzione sui meccanismi di crisi tipici delle costruzioni in zona sismica realizzate nel passato, con il supporto della ampia letteratura disponibile, e ciò tanto per anticipare modalità e costi del futuro intervento, come anche per redigere il piano di indagini.

Per disciplinare le indagini sui dettagli esecutivi, e per individuare quali siano gli interventi di rinforzo primari maggiormente attendibili, è utile fare riferimento ai due schemi di comportamento del telaio che si riferiscono a condizioni limite di collasso tra loro estreme: crisi per formazione di cerniere nelle travi e al piede delle pilastrate (Figura 4a) o crisi per attivazione delle cerniere ai pilastri del primo ordine (Figura 4b).

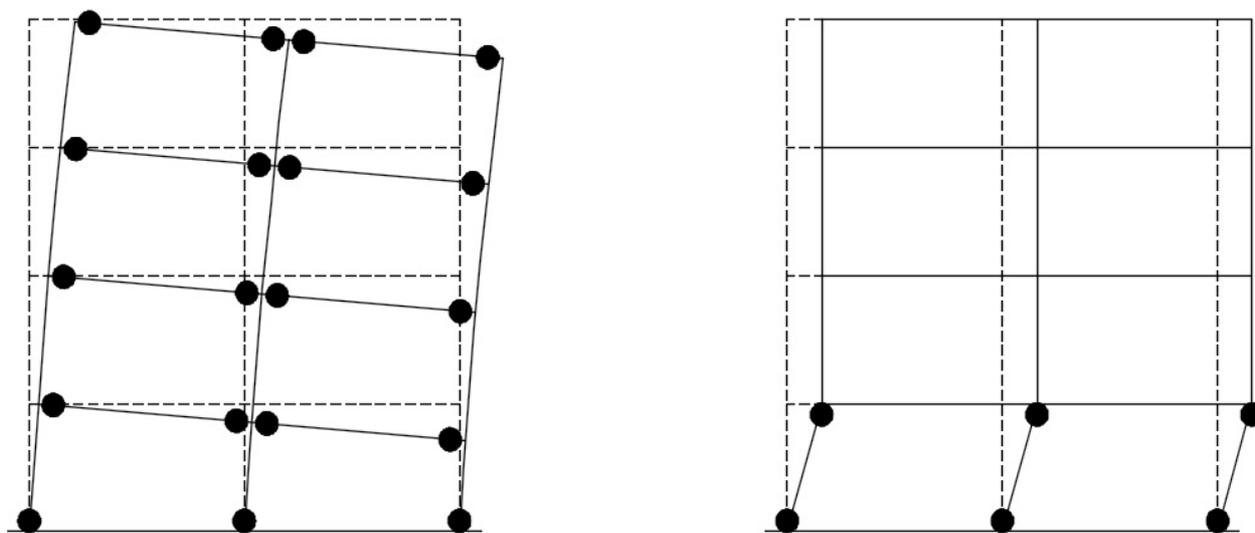


Figura 4 - Configurazioni limite dei meccanismi di collasso di un telaio multipiano (4-a Mensola equivalente, 4-a Piano debole).

Lo schema di comportamento ottimale è quello della Figura 4a in quanto permette di dissipare la massima energia negli elementi portanti verticali, accettando che la crisi avvenga alle estremità delle travi oltre che con l’inevitabile formazione delle cerniere al piede dei pilastri del primo ordine.

In sostanza l’edificio a telaio si comporta come una mensola equivalente con effetto globale di tipo prevalente flessionale.

Negli edifici esistenti in c.a. tuttavia il comportamento più realistico è prossimo al caso limite opposto, che rappresenta la configurazione maggiormente sfavorevole, per il quale si attiva un meccanismo di piano con crisi per taglio alle estremità superiore dei pilastri.

In Figura 4b è riportata la configurazione limite peggiore, che per gli edifici esistenti risulta la più frequente, con la crisi che nasce proprio in corrispondenza delle estremità dei pilastri, coinvolgendo il pannello di nodo, a causa del fatto che le staffe lungo l'altezza libera del pilastro sono ripiegate a 90° e non ancorate al calcestruzzo più interno mediante piega a 135°, e nel nodo sono assenti del tutto.

Il meccanismo di piano debole può innescarsi a qualsiasi livello, anche se è più frequente che si attivi al piano terra laddove l'altezza di piano è maggiore e soprattutto dove le tamponature usualmente sono assenti o comunque non sono realizzate in maniera tale da offrire un contributo di resistenza al telaio in c.a., è il caso di posizionamento a piano terra di porticati, locali commerciali o autorimesse.

Le immagini seguenti mostrano situazioni di crisi frequenti per edifici in cemento armato. In tutti i casi è sempre la carenza dei dettagli esecutivi delle staffe che produce la crisi, dando luogo alla rottura del calcestruzzo.

È utile pure osservare che, venendo improvvisamente meno l'azione di trattenimento delle staffe, le barre longitudinali dei pilastri entrano in crisi per instabilità a carico di punta nelle zone di estremità o nei nodi, o nelle porzioni a cavallo di queste.



Figura 5 – Nodi non confinati dalla staffatura nel nodo: (a) – (b) crisi del nodo per mancato confinamento mediante staffatura; (c) Crushing del piede del pilastro terra; (d) Schiacciamento dato dalla copertura pesante ed espulsione del nodo trave pilastro.

In Figura 5a l'apertura staffa sommitale chiusa a 90° ha innescato la crisi del pannello di nodo con inflessione laterale delle barre longitudinali che attraversano il nodo e rottura del calcestruzzo nodale. Nella Figura 5b la crisi in testa al pilastro sempre con apertura immediata delle staffe e instabilità laterale delle barre del pilastro, meccanismi che hanno preceduto lo scorrimento di piano e la rottura del calcestruzzo.

La Figura 5c mostra la crisi per formazione della cerniera plastica nel pilastro, questa volta al piede, ancora causata dall'apertura fragile delle staffe che ha provocato a catena l'instabilità delle barre longitudinali.

Ed infine la Figura 5d mostra un caso in cui la crisi si è manifestata nel tratto superiore del pilastro con apertura delle staffe e inflessione laterale delle barre longitudinali estesa anche alla zona di nodo.

Quanto sopra descritto non è altro che una estrema sinossi di concetti ben noti dalla letteratura scientifica dell'ingegneria sismica prodotta soprattutto in occasione degli eventi sismici della seconda metà del secolo scorso.

Appare comunque sempre utile fare riferimento alle lezioni del passato per poter indirizzare gli interventi correttivi sulle strutture esistenti in c.a. già in fase preliminare, ancor prima di passare al progetto finale vero e proprio.

Ed allo stesso modo risulta opportuno riflettere sugli aspetti generali menzionati anche in vista della preparazione del piano investigativo.

In tal senso la campagna di indagini dovrebbe sempre prevedere anche una serie di saggi visivi su un nodo campione e sugli elementi che in esso convergono in modo da conoscere con esattezza i dettagli costruttivi delle armature dei pilastri e delle travi (lunghezze e modalità di ancoraggio nelle zone di interruzione) in corrispondenza dei nodi.

Né deve essere trascurato il rilievo del copriferro, il cui esiguo spessore spesso rilevabile nelle costruzioni sulle quali si interviene, rappresenta una causa aggiuntiva della prematura crisi delle armature quando sottoposte a sollecitazioni cicliche.

Già nella valutazione dei livelli di sicurezza assume un ruolo importante la conoscenza degli aspetti sopra detti sui dettagli esecutivi delle armature permettendo di realizzare un modello geometrico di calcolo il più possibile coerente con il reale comportamento della costruzione da esaminare.

Il medesimo concetto dovrebbe essere applicato quando si individuano gli interventi di rinforzo, valutando con attenzione che il comportamento finale simulato con il modello di calcolo dello stato rinforzato della costruzione sia rappresentativo in maniera fedele al comportamento sperimentale migliorato con i rinforzi prescelti.

Pertanto, appare chiaro che le scelte degli interventi dovranno riguardare prevalentemente i pilastri ed i nodi, ed in alcuni casi le estremità delle travi.

Quali sono le discriminanti alla base del dimensionamento dei rinforzi?

Riguardo ai pilastri si dovrà provvedere ad aumentare la capacità rotazionale soprattutto in corrispondenza delle estremità laddove è attesa la formazione della cerniera plastica.

Per ottenere questo requisito è necessario agire sulla capacità deformativa del calcestruzzo interno alla gabbia delle armature come si evince dalla formula adottata anche dalle norme italiane per valutare la rotazione ultima di collasso ϑ_u di una sezione in cemento armato; infatti, la rotazione ultima aumenta con l'aumentare della curvatura ultima φ_u , a sua volta direttamente proporzionale alla deformazione ultima del calcestruzzo:

$$\vartheta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left[\vartheta_y + (\varphi_u - \varphi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{0,5 \cdot L_{pl}}{L_v} \right) \right] \quad \text{con } \varphi_u = \frac{\varepsilon_{ccu}}{x}$$

Pertanto il predimensionamento del sistema di rinforzo da eleggere può essere condotto simulando la crescita della deformazione ultima del calcestruzzo dal valore iniziale, riferito al materiale non confinato, convenzionalmente pari a 0,0035 per le norme italiane, al valore corrispondente allo stato rinforzato che si può valutare, con pochi passaggi numerici, mediante le formule di letteratura presenti nelle norme e nei testi di approfondimento in relazione agli interventi di incamiciatura in c.a. o in acciaio o alla fasciatura con materiali compositi di un pilastro in c.a.

Analogamente può risultare utile fare riferimento alle formule analitiche delle verifiche richieste dalle norme per i nodi travi-pilastro che riguardano i due possibili meccanismi di crisi, per trazione σ_{nt} o per compressione σ_{nc} , del pannello di nodo:

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N_{pil}}{2 \cdot A_g} - \sqrt{\left(\frac{N_{pil}}{2 \cdot A_g} \right)^2 + \left(\frac{V_{nodo}}{2 \cdot A_g} \right)^2} \right| < 0,3 \cdot \sqrt{f_{ccd}}, \quad \text{e } \sigma_{nc} = \frac{N_{pil}}{2 \cdot A_g} + \sqrt{\left(\frac{N_{pil}}{2 \cdot A_g} \right)^2 + \left(\frac{V_{nodo}}{2 \cdot A_g} \right)^2} < 0,5 \cdot f_{ccd}$$

Le due espressioni precedenti indicano, ancora, innanzitutto l'opportunità di migliorare le proprietà meccaniche del calcestruzzo con tecniche di confinamento che possano aumentarne la resistenza a compressione.

Invitano, inoltre, ad aumentare la sezione del nodo A_g (gross area) che riceve le sollecitazioni dal pilastro e dalle travi in esso convergenti in maniera tale da ridurne lo stato tensionale.

Le formule precedenti per la verifica del nodo sono basate sull'ipotesi che nel nodo siano assenti armature di confinamento efficaci per il calcestruzzo, come lecito assumere per edifici esistenti.

È comunque bene tener presente che nel nodo possono essere introdotte armature aggiuntive di rinforzo che consentano di migliorare ulteriormente la sua resistenza così potendo utilizzare le formule delle verifiche dei nodi quando sono presenti armature di confinamento.

Il rinforzo del pannello di nodo dovrebbe pure, oltre ad essere dimensionato con le formule dette, anche assicurare che non si instauri la crisi per instabilità laterale delle barre longitudinali del pilastro che attraversano il nodo, e nel caso prevedere un idoneo rinforzo a presidio anche di questo fenomeno.

È poi ovvio che l'intervento sui nodi andrebbe sempre accompagnato da quello sui pilastri, infatti osservando le modalità di collasso negli edifici in c.a. a telaio, la crisi coinvolge sempre la parte terminale dei pilastri, e non soltanto il pannello di nodo, per cui un intervento circoscritto al solo pannello di nodo risulterebbe poco efficace. Del resto, quale senso ha un intervento appena circoscritto al pannello di nodo visto che non produce benefici sul miglioramento delle giunzioni per sovrapposizione delle armature longitudinali esistenti e nemmeno sulla rotazione ultima del calcestruzzo nelle zone di estremità del pilastro dove si forma la cerniera plastica? Certamente è opportuno che l'ordine sequenziale dei rinforzi rispecchi la successione dei fenomeni di crisi osservabili negli eventi sismici seguendo la medesima gerarchia delle fasi temporali.

Infine, può in alcuni casi essere necessario introdurre un sistema di rinforzo che aumenti la resistenza a taglio delle estremità delle travi, ciò che si può favorevolmente ottenere con materiali compositi, frp o frcm, cosicché si raggiunge l'incremento della resistenza taglio dell'elemento senza aumentarne la rigidezza.

Va da sé poi che la tecnica di intervento da adottare, oltre ad essere guidata da ragionamenti preliminari basati sulle formule sopra menzionate, dovrebbe pure garantire un incremento di robustezza dell'intera pilastrata, nodi inclusi, essendo molto utile che ci sia ridondanza del sistema strutturale vista la forte convenzionalità del calcolo sismico.

In sintesi, proprio osservando lo schema di comportamento auspicabile della struttura in c.a. a telaio, vale a dire a mensola equivalente, appare logico indirizzare la scelta dei rinforzi verso soluzioni che privilegino il comportamento del sistema a pilastro forte e trave debole, quindi aumentando la rigidezza dei pilastri ma non quella delle travi.

Tutte le scelte preliminari dei rinforzi locali sulle singole unità strutturali in c.a. dovranno comunque essere suffragate dalla verifica finale dell'edificio mediante un modello globale, ma è indubbio che i criteri generali di intervento sono già ben codificati dalla evidenza del comportamento delle costruzioni in c.a. a telaio semplice in caso di sisma.

Questo rappresenta un enorme vantaggio in sede di redazione dello studio preliminare di un intervento di riqualificazione, potendo già ipotizzare i provvedimenti più prevedibili e quindi quantificare la parte dei costi e dei tempi dell'opera relativa agli interventi strutturali.

Perché adottare lo strip out?

La modalità di intervento sugli edifici esistenti consolidata negli ultimi anni che consiste nel mettere a nudo l'ossatura in c.a., mediante strip-out totale, ed apportare tutti gli interventi migliorativi dal punto di vista energetico, permette di agire senza vincoli anche nelle opere di rinforzo relative alla sicurezza strutturale.

Ciò risulta molto conveniente innanzitutto perché i rinforzi possono essere realizzati avvolgendo in continuità gli elementi più sensibili, pilastri e nodi, ed inoltre perché svuotando l'edificio i rinforzi entrano in gioco già con la successiva introduzione dei massetti, delle partizioni e delle finiture varie oltre che dei carichi variabili.

D'altra parte l'ampia varietà di sistemi di rinforzo attualmente disponibili può costituire un vantaggio concreto per chi affronta casi di consolidamento strutturale di edifici in c.a., sempre a patto che le scelte siano dettate dall'analisi del funzionamento reale e seguano una linea d'ordine piramidale.

In particolare, quasi sempre, risulta imprescindibile rinforzare i pilastri per i quali è necessario incrementare la capacità di deformazione del calcestruzzo mediante tecniche di confinamento estese lungo tutta l'altezza, così come riveste un ruolo centrale il rinforzo dei nodi, ed infine può essere opportuno rinforzare le zone di estremità delle travi per aumentare la resistenza a taglio quando necessario.

Infine, qualunque sia la scelta del sistema di rinforzo, è sempre importante disegnare i dettagli costruttivi guardando proprio a ciò che accade quando gli edifici raggiungono la crisi in occasione di fenomeni tellurici.