



# Valutazione della capacità per il miglioramento e l'adeguamento di edifici esistenti in c.a.

Franco Braga, Rosario Gigliotti

*DiSG - Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università "Sapienza", Via Eudossiana 18, 00184 Roma.*

Michelangelo Laterza, Michele D'Amato

*DiSGG Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'Ingegneria, Università degli Studi della Basilicata, viale dell'Ateneo Lucano, 85100 Potenza.*

*Keywords: analisi non lineari, barre lisce, edifici esistenti in c.a., scorrimenti, tamponature*

## ABSTRACT

The paper discusses the main aspects related to nonlinear behavior of RC existing buildings. Firstly, modeling criteria proposed in previous works are discussed starting from experimental tests performed on RC beam-to-column joints. Specimens were designed only for vertical loads with smooth bars and are representative of existing buildings constructed in Italy between 1950s and 1970s. Afterwards, the proposed analytical models are applied for evaluating the nonlinear response of a typical RC existing structure. Comparisons among different modeling criteria by applying capacity models indicated in the Italian seismic code (D.M. 14/01/2008) are shown, as well.

## 1 INTRODUZIONE

La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti nei riguardi dei terremoti rappresenta senza dubbio un tema di grande attualità in quanto gran parte del patrimonio edilizio tutt'oggi utilizzato è stato realizzato in ottemperanza a codici normativi inadeguati sia per la definizione dell'azione sismica sia per le regole di progettazione da applicare.

La corretta valutazione della capacità delle strutture esistenti deve necessariamente basarsi su un'adeguata conoscenza dei meccanismi di risposta che ne caratterizzano il comportamento post-elastico. Peraltro, quest'ultimi hanno un carattere di forte tipicità territoriale in quanto dipendono dalle regole progettuali e dalle tecniche costruttive impiegate in una determinata area geografica.

Con riferimento al patrimonio edilizio italiano, le strutture esistenti in c.a. sono state realizzate con l'impiego di barre lisce di armatura, calcestruzzi di bassa resistenza, ed in completa assenza di dettagli costruttivi (quali ad esempio insufficiente armatura trasversale anche all'interno del pannello nodale, insufficiente lunghezza di ancoraggio). E' noto che la risposta

in campo inelastico di tali strutture è governata da significativi scorrimenti delle armature, da plasticizzazioni principalmente riguardanti i pilastri e non le travi, dalla rottura a taglio del pannello dei nodi esterni.

Le recenti "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC-08) consentono di applicare differenti tipi di analisi per la valutazione della sicurezza delle strutture esistenti in c.a. in funzione del livello di conoscenza raggiunto (LC1, LC2, LC3) cui sono associati, inoltre, i fattori di confidenza da applicare ai materiali nelle verifiche (Circolare alle NTC-08).

Nella presente memoria vengono riassunti i criteri di modellazione proposti in precedenti lavori per la descrizione dei meccanismi elementari di risposta di strutture esistenti in c.a.. Successivamente, tali criteri vengono applicati per effettuare analisi statiche non lineari su una struttura intelaiata in c.a. con barre lisce progettata solo per carichi verticali e rappresentativa di quanto costruito in Italia negli anni '50-'70.



Figura 1. Struttura in scala 2:3 da sperimentare presso il DiSSG dell'Università degli Studi della Basilicata

## 2 MECCANISMI ELEMENTARI DI RISPOSTA

Di seguito si riportano i principali risultati ottenuti in precedenti lavori relativi allo studio del comportamento non lineare di strutture esistenti in c.a. con barre lisce di armatura ed in assenza di dettagli costruttivi.

L'attività di ricerca dapprima ha riguardato la sperimentazione di nodi trave-pilastro (interni ed esterni) appartenenti ad un telaio prototipo progettato per soli carichi verticali e costituito da tre piani e tre campate. La sperimentazione è stata avviata nell'ambito di un progetto MURST '98 ed i nodi sono stati testati presso il laboratorio "Prove Materiali e Strutture" del DiSSG della facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi della Basilicata (Braga et al. 2001, Gigliotti 2002, Braga et al. 2009).

Le prove effettuate hanno evidenziato l'importanza degli scorrimenti nella risposta strutturale con una marcata riduzione dell'energia dissipata rispetto a quanto ottenuto in strutture analoghe ma rinforzate con barre ad aderenza migliorata. Inoltre, le due tipologie di nodi investigate hanno mostrato un comportamento differente: comportamento travi forti-pilastri deboli per i nodi interni; rottura a taglio del pannello nodale per i nodi esterni.

Un aspetto di particolare interesse da investigare è senza dubbio la correlazione tra le prove su sottoassemblaggi strutturali (nodi trave-pilastro) e la risposta complessiva della struttura di appartenenza. A tal fine, è stata realizzata una struttura in c.a. a due piani in scala 2:3, costituita da tre telai principali e tamponature perimetrali di chiusura, che sarà sottoposta a prove pseudo dinamiche (Figura 1).

### 2.1 Nodi interni trave-pilastro: meccanismo di risposta e criteri di modellazione

Il comportamento post-elastico dei nodi interni trave-colonna osservato è stato del tipo travi forti-pilastri deboli (Braga et al. 2001, Gigliotti 2002, Braga et al. 2004). Le misurazioni dei trasduttori impiegati hanno mostrato che le plasticizzazioni flessionali dei pilastri si sono verificate in corrispondenza di un'unica lesione in prossimità del pannello nodale mentre quest'ultimo è rimasto integro durante tutte le prove effettuate. La variabilità dello sforzo normale nel pilastro inferiore in funzione dello spostamento impresso ha generato l'alternanza delle plasticizzazioni nei pilastri. La risposta, inoltre, è stata caratterizzata da un degrado modesto dovuto alla presenza delle barre lisce.

Sulla base di tali considerazioni il modello analitico proposto per i nodi interni è riportato in figura 2. Il modello è costituito da elementi in cui le non linearità sono concentrate negli elementi a fibre posti in prossimità del pannello nodale. Quest'ultimo è stato modellato come una zona praticamente indeformabile.

Il confronto tra risultati numerici ottenuti con il modello proposto e quelli sperimentali è riportato in figura 3. Gli scorrimenti delle barre longitudinali sono stati calcolati con il modello semplificato brevemente descritto in seguito (Braga et al. 2009).

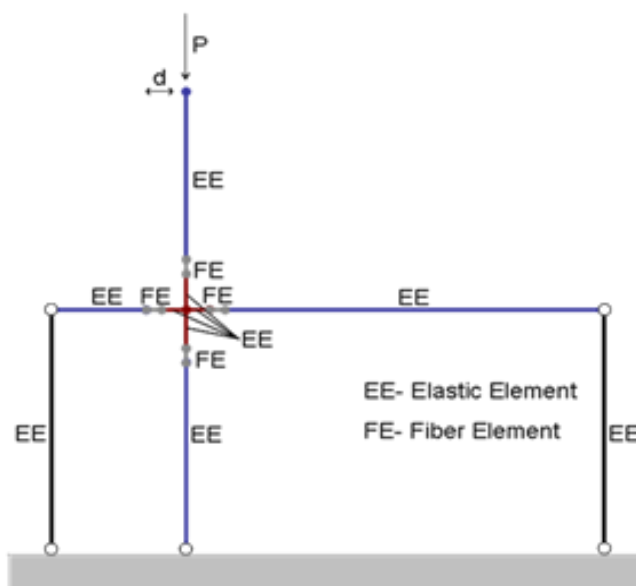


Figura 2. Modello proposto per i nodi interni

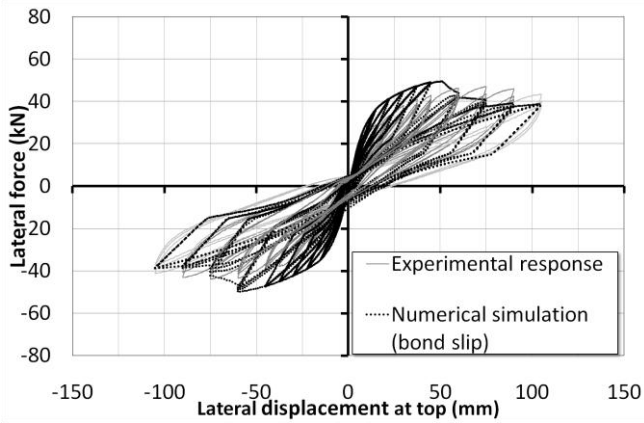


Figura 3. Confronto tra la risposta sperimentale e risultati numerici (test eseguito sul nodo C11)



Figura 4. a) Nodo esterno T23 e b) particolare del quadro fessurativo del pannello nodale a fine prova

## 2.2 Nodi esterni trave-pilastro: rottura del pannello nodale e criteri di modellazione

La sperimentazione eseguita sul nodo esterno (denominato “nodo T23”) è stata caratterizzata, a differenza di quanto osservato per i nodi interni, dalla rottura a taglio del pannello nodale (figura 4, Braga et al. 2001, Gigliotti 2002, Braga et al. 2004). Sebbene il meccanismo di rottura sia

notoriamente un meccanismo fragile le prove eseguite hanno evidenziato una non trascurabile capacità deformativa.

Il comportamento post-elastico del nodo può sinteticamente schematizzarsi come riportato in figura 5. A seguito dell’apertura delle lesioni diagonali, il meccanismo di riposta può descriversi mediante due rotazioni rigide alternate: la rotazione del pilastro superiore ed inferiore, rispettivamente, intorno al polo A e B. Durante la prova, inoltre, non è stato registrato nessuno scorrimento degli uncini di estremità dell’armatura delle travi ancorate nel nodo (figura 4b).

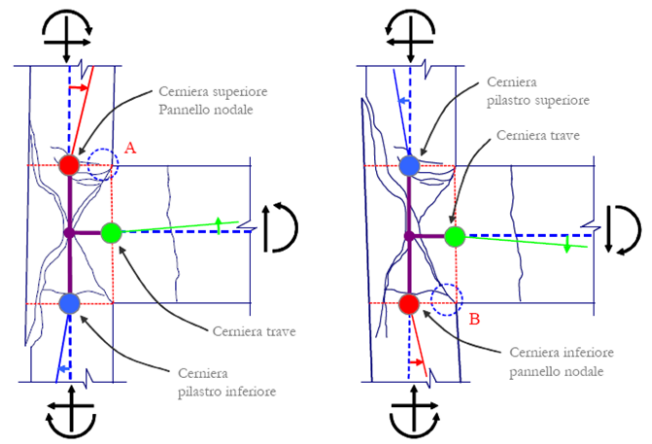


Figura 5. Schematizzazione del meccanismo di riposta post-elastico del nodo esterno a seguito dell’apertura delle lesioni diagonali

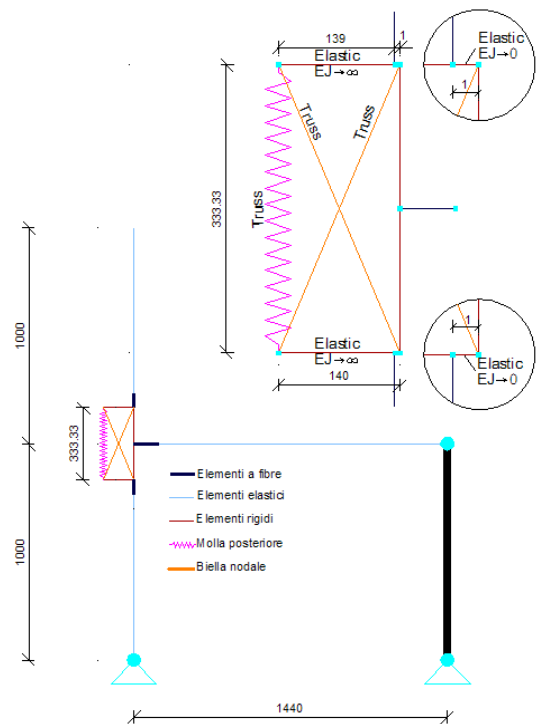


Figura 6. Modellazione proposta per il nodo esterno

Il criterio notoriamente utilizzato per la valutazione della capacità del pannello nodale consiste nel calcolare le tensioni principali di trazione e compressione. La rottura è associata al raggiungimento della resistenza a trazione o a compressione di una delle due bielle ideali costituenti il pannello nodale, portando anche in conto l'influenza del carico assiale. Tale approccio, basato sulla teoria dei cerchi di Mohr, consente di valutare solo la resistenza (prima fessurazione) e non la capacità deformativa in campo post-elastico del pannello nodale che, come evidenziato dalle sperimentazione eseguita, non è affatto trascurabile. Pertanto esso può essere utilizzato solo come criterio per il calcolo del taglio corrispondente all'attivazione del meccanismo precedentemente descritto.

Il modello proposto per il nodo esterno è riportato in figura 6. Il pannello nodale è schematizzato mediante due bielle diagonali aventi un resistenza a trazione e compressione stabilite con il criterio delle tensioni principali. La molla riproduce le barre passanti dei pilastri portando in conto gli scorrimenti con il modello semplificato illustrato di seguito.

La figura 7 riporta un confronto tra la risposta sperimentale del nodo esterno T23 ed i risultati delle analisi effettuate con il modello proposto.

### 2.3 Scorrimenti tra barre lisce d'armatura e calcestruzzo circostante

Il modello semplificato proposto per la valutazione degli scorrimenti tra barre lisce d'armatura e calcestruzzo circostante proposto da Braga et al. (2009) si basa sulle seguenti ipotesi:

- campo lineare di spostamenti  $u(x)$  lungo la barra;
- legge di aderenza  $\tau-u$  di tipo elastico-perfettamente plastico;
- gli ancoraggi di estremità (uncini, piegature) sono descritti attraverso una legge costitutiva di tipo elastico-lineare.

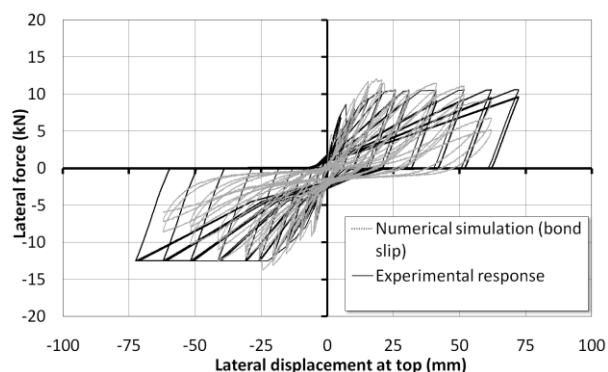


Figura 7. Risposta ciclica sperimentale del nodo denominato T23 e confronto con i risultati numerici ottenuti

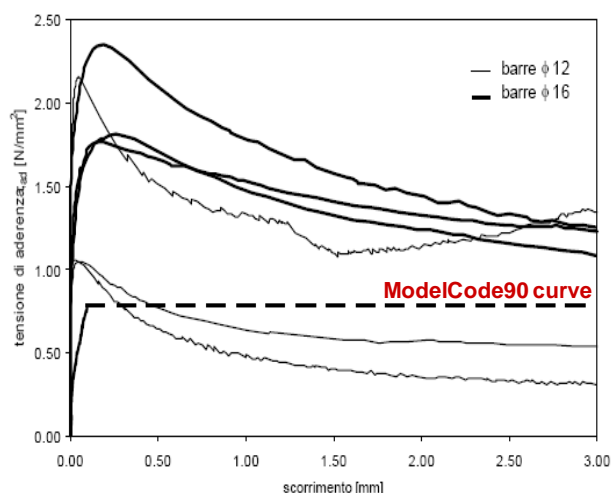


Figura 8. Risultati di prove di beam-test (Verderame et al. 2001)

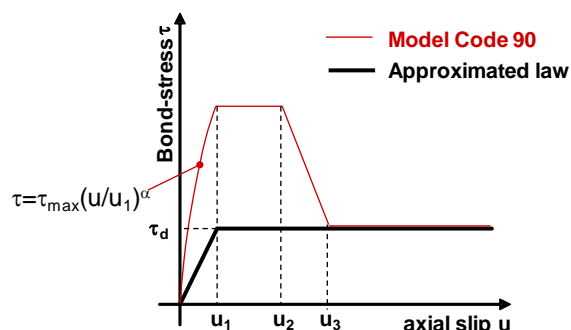


Figura 9. Legame di aderenza proposto dal ModelCode90 e legame semplificato adottato

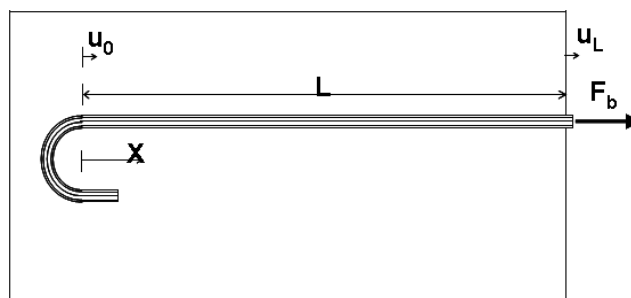


Figura 10. Barra di armatura di lunghezza  $L$  ancorata in un blocco di calcestruzzo

Le ipotesi di base rendono il modello particolarmente idoneo a descrivere il fenomeno degli scorrimenti con riferimento alle barre lisce di armatura quando gli scorrimenti diventano particolarmente significativi. Come evidenziato da prove di beam-test su barre lisce (Verderame et al. 2001), infatti, superato il picco di resistenza il legame degrada rapidamente stabilizzandosi su un valore residuo costante al crescere dello scorrimento.

L'andamento della tensione normale lungo la barra può ottenersi applicando l'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale ad un tratto di lunghezza  $x$ :

$$\sigma(x) = \frac{F(x)}{A_b} = \frac{4}{D} \int_0^x \tau(z) dz + k_h^* u_0 \quad (1)$$

dove  $D$  e  $A_b$  sono il diametro e l'area della barra, rispettivamente;  $u_0$  è lo spostamento dell'uncino;  $k_h^*$  è calcolata con la relazione:

$$k_h^* = \frac{k_h}{A_b} \quad (2)$$

dove  $k_h$  è la rigidezza dell'uncino.

Il campo di spostamenti lungo la barra può calcolarsi mediante integrazione delle deformazioni, assumendo per l'acciaio un comportamento elastico-lineare:

$$u_E(L) = u_L - u_0 = \int_0^L \frac{\sigma(x)}{E_s} dx \quad (3)$$

A seconda dei casi le possibili situazioni di andamento di tensione normale, spostamento e tensione tangenziale lungo la barra sono riportati nelle figure 11 e 12.

La rigidezza  $k_h^*$  dell'uncino può calcolarsi come rigidezza secante all'incipiente sfilamento (D'Amato, 2009) con la seguente espressione:

$$k_h^* = \frac{\sigma(\pi R)}{u(\pi R)} \quad (4)$$

dove la tensione e lo scorrimento all'estremità libera sono valutate applicando le relazioni:

$$\sigma(s) = \frac{4\tau_d R}{\mu D} \left[ \left( \frac{\mu}{R} L_{ab} + 1 \right) e^{\frac{\mu}{R}s} - 1 \right] \quad (5)$$

$$u(s) = \frac{4\tau_d}{E_s D} \left\{ \frac{R}{\mu} \left[ \left( L_{ab} + \frac{R}{\mu} \right) \left( e^{\frac{\mu}{R}s} - 1 \right) - s \right] + L_{ab}^2 \right\} + u_1 \quad (6)$$

entrambe calcolate nell'ascissa curvilinea  $s=\pi R$  (figura 12).

Nelle precedenti espressioni  $\mu$  è l'attrito tra acciaio e calcestruzzo;  $R$  è il raggio dell'estremità uncinata; e  $L_{ab}$  il tratto rettilineo terminale dell'uncino.

In figura 14 vengono riportati alcuni legami tensione di trazione-scorrimento al variare del diametro della barra con e senza uncino di estremità.

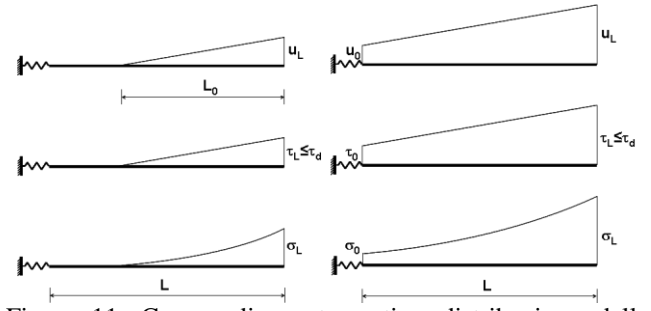


Figura 11. Campo di spostamenti e distribuzione delle tensioni lungo la barra nel caso in cui  $u_L \leq u_I$

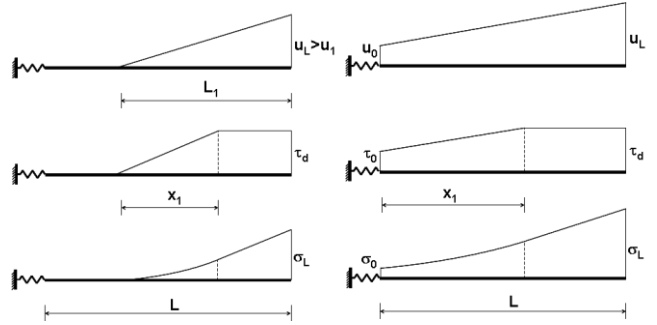


Figura 12. Campo di spostamenti e distribuzione delle tensioni lungo la barra nel caso in cui  $u_L > u_I$

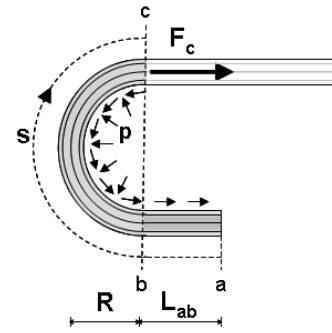


Figura 13. Schematizzazione dell'estremità uncinata

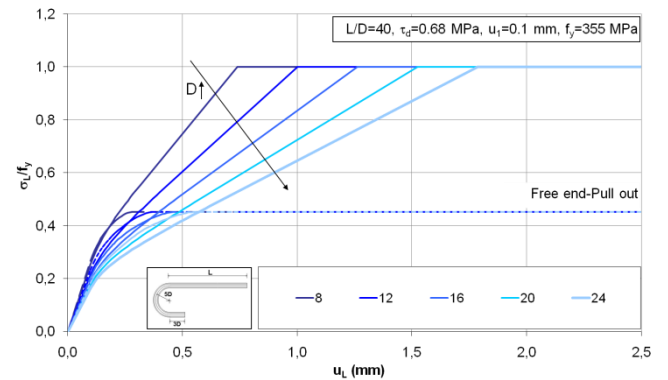


Figura 14. Legami  $\sigma-u_L$  al variare del diametro  $D$  della barra

A partire dal legame  $\sigma-u$ , è possibile ricavare il corrispondente legame  $\sigma-\varepsilon$  distribuendo gli scorrimenti sulla lunghezza di cerniera plastica  $L_p$  (eq. 7).

$$\varepsilon = \frac{u_{L,tot}}{L_p} \quad (7)$$

dove  $L_P$  è la lunghezza della cerniera plastica; e  $u_{L,tot}$  rappresenta lo scorrimento complessivo della barra rispetto ai due blocchi di calcestruzzo circostanti (figura 15):

$$u_{L,tot} = u_{L,A} + u_{L,B} \quad (8)$$

dove  $u_{L,A}$  e  $u_{L,B}$  rappresentano gli scorrimenti calcolati separatamente sui blocchi A e B, rispettivamente.

Il legame  $\sigma$ - $\varepsilon$  così ricavato da assegnare alle fibre di acciaio può definirsi come uno "pseudo legame tensione-deformazione" in quanto esso rappresenta un legame costitutivo fittizio che tiene già conto degli scorrimenti delle barre di armatura.

Un confronto tra il legame  $\sigma$ - $\varepsilon$  ottenuto con il modello proposto ed il legame classico in perfetta aderenza dell'acciaio è riportato in figura 16. Si noti come gli scorrimenti aumentino la deformabilità delle barre e ne riducano drasticamente la capacità dissipativa.

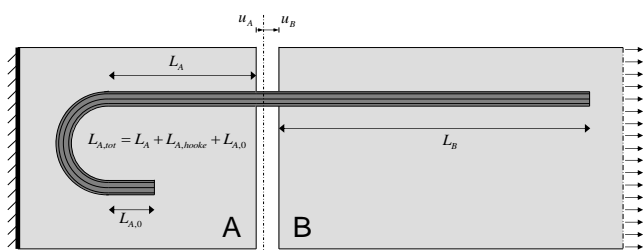


Figura 15. Scorrimento relativo totale

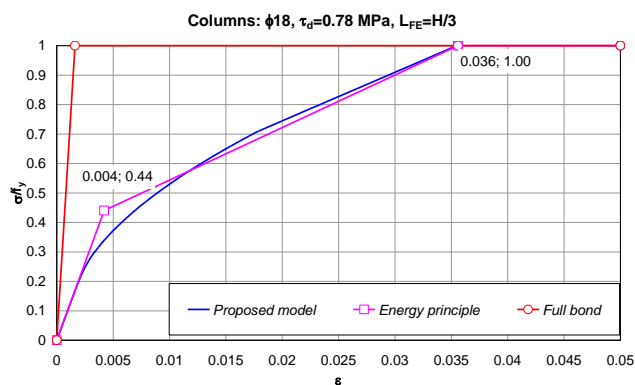


Figura 16. Confronto tra un legame in perfetta aderenza ed un legame che tiene conto degli scorrimenti relativi

### 3 CASO STUDIO

Di seguito si riportano i principali risultati di analisi statiche non lineari effettuate su un caso studio utilizzando i modelli comportamentali precedentemente illustrati.

Le analisi sono state effettuate con riferimento ad una struttura intelaiata tridimensionale in c.a. rappresentativa del patrimonio edilizio esistente

italiano realizzato tra gli anni '50 e '70. Il modello di calcolo considerato riproduce, in termini di dimensioni e di armatura, la struttura tridimensionale in scala 2:3 realizzata presso il DiSSG dell'Università degli Studi della Basilicata con l'aggiunta, tuttavia, di un ulteriore impalcato.

La struttura è stata progettata con il R.D. '39 in assenza di dettagli costruttivi ed impiegando barre lisce di armatura.

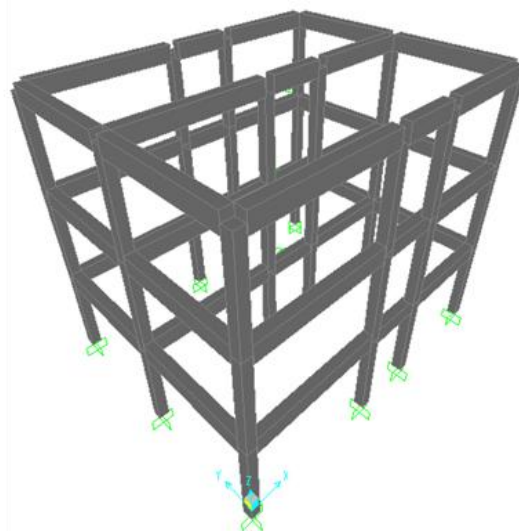


Figura 17. Modello agli elementi finiti della struttura esaminata

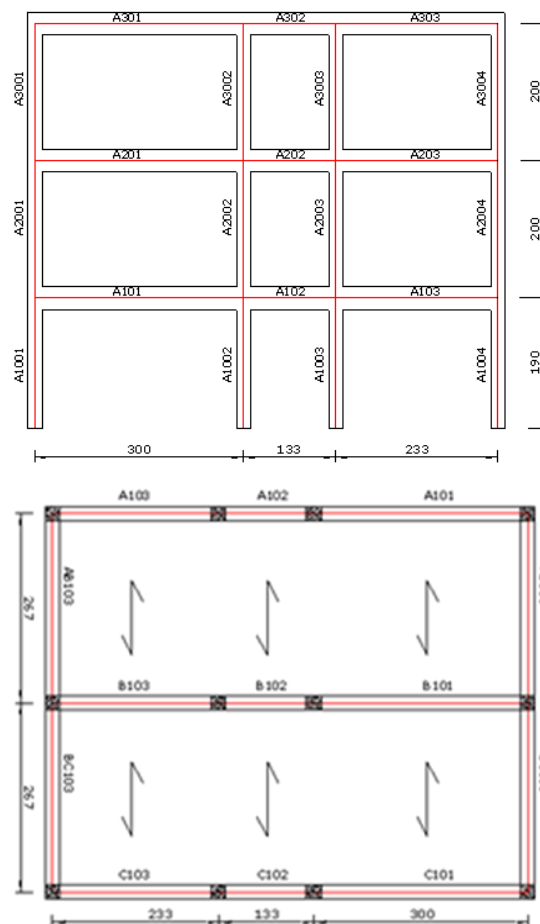


Figura 18. Carpenterie della struttura analizzata

Le analisi di pushover sono state effettuate con il SAP 2000 NL v.14 utilizzando un modello con cerniere concentrate assegnate alle estremità delle travi e dei pilastri ed applicando i modelli di dettaglio illustrati precedentemente.

La struttura è costituita da tre telai principali (lungo la direzione X) e solo due telai secondari (di chiusura lungo la direzione Y).

I pilastri hanno dimensioni 20 cm x 20 cm a tutti i livelli e sono armati con 4 $\phi$ 12 agli spigoli e staffe  $\phi$ 4/10 cm. Le travi hanno sezione 20 cm x 33,3 cm ed armatura simmetrica 2 $\phi$ 8+3 $\phi$ 12.

Le analisi sono state effettuate con riferimento ad un carico permanente di 4,00 kN/mq ed un carico variabile di 2,00 kN/mq (destinazione per civile abitazione, cat. A). Si è assunto un livello di conoscenza LC1 (livello accurato, FC=1).

Le forze statiche sono state applicate in corrispondenza del nodo master di ciascun piano e con riferimento a due differenti distribuzioni: proporzionale alle masse di piano (*distribuzione UNIF*); e proporzionale alla prima forma modale (*distribuzione MOD1*). Le curve di pushover sono state ottenute con riferimento a due differenti tipologie di legame momento rotazione delle cerniere: legame lineare fino a snervamento (curve  $y_s$ =yielding stiffness); bilineare (curve  $c_s$ =cracked stiffness) in cui i legami di cerniera portano in conto anche la variazione di rigidezza legata alla fessurazione del calcestruzzo.

In figura 19 sono riportati i domini d'interazione allo SLU e di prima fessurazione dei pilastri con riferimento sia alle NTC-08 (perfetta aderenza) sia al caso in cui al legame delle barre viene assegnato un legame con gli scorrimenti. Si noti la sostanziale differenza in termini di resistenza della sezione nei campi di rottura in cui il contributo delle barre compresse è significativo.

Le analisi di pushover sono state effettuate impiegando sia i modelli di capacità riportati nella Circolare alle NTC-08 sia il modello semplificato proposto per il calcolo degli scorrimenti. La rotazione ultima  $\theta_u$  della sezione è stata valutata con riferimento alla relazione C8A.6.5 della circolare alle NTC-08 in cui la curvatura ultima e di primo snervamento sono state calcolate sia in perfetta aderenza (*cerniere NTC-08*) sia tenendo conto degli scorrimenti (*cerniere BGL*). In entrambi i casi la rotazione alla corda  $\theta_y$  è stata valutata con la relazione 8.7.2.1a della circolare.

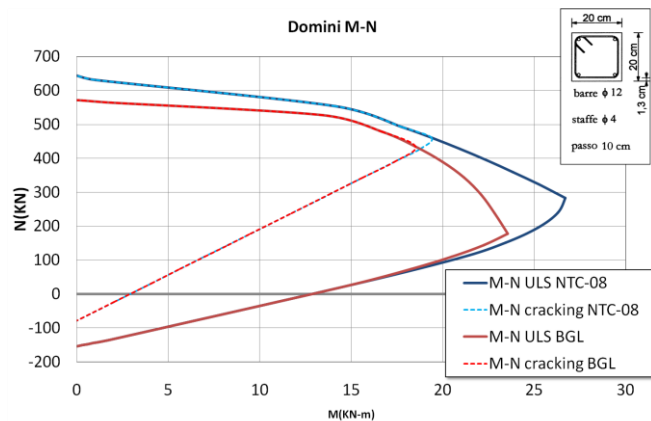


Figura 19. Domini d'interazione allo SLU e di prima fessurazione dei pilastri (deformazione ultima assunta per l'acciaio = 4%)

I confronti effettuati in figura 20 evidenziano che portando in conto il momento di prima fessurazione (curve tratteggiate) la risposta globale cambia significativamente sia in termini di rigidezza iniziale sia in termini di energia dissipata. L'influenza degli scorrimenti sulla risposta globale, invece, è riportata in figura 21 in cui i confronti sono stati effettuati portando in conto anche la prima fessurazione del calcestruzzo (curve  $c_s$ ). Rispetto a quanto ottenuto applicando le relazioni delle NTC-08, l'aggiunta degli scorrimenti con il modello semplificato proposto comporta una riduzione della rigidezza e della capacità dissipativa globale.

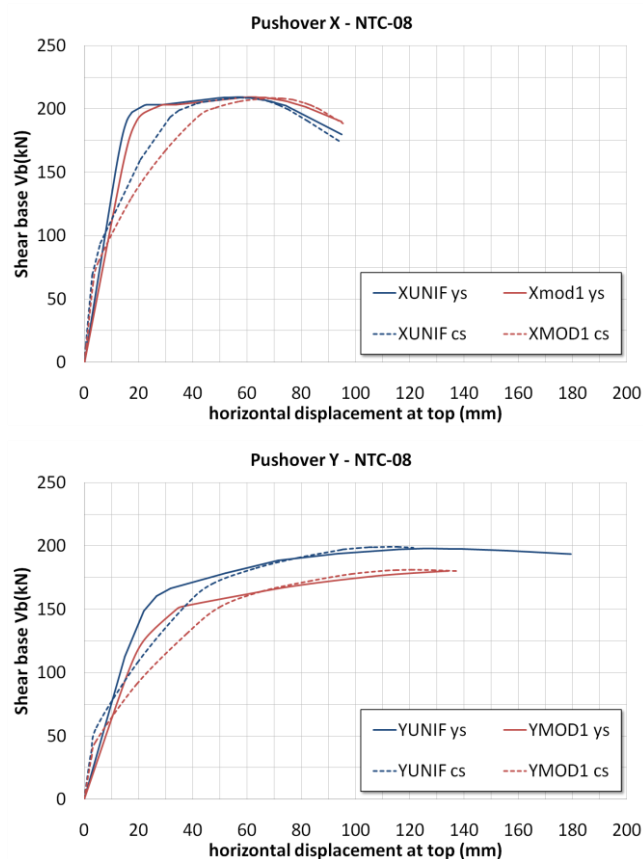


Figura 20. Curve di pushover a) in direzione X e b) in direzione Y (cerniere NTC-08)

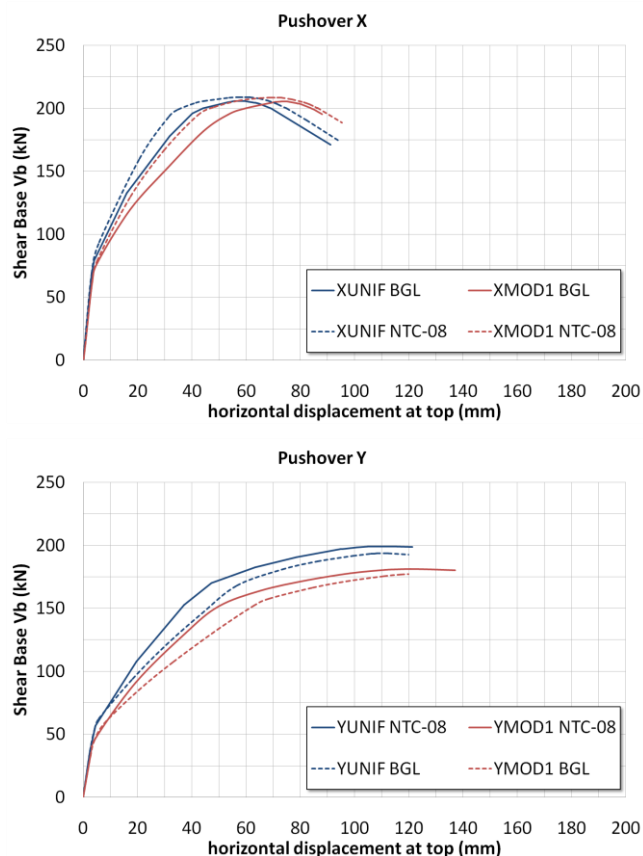


Figura 21. Confronti tra le curve di pushover a) in direzione X e b) in direzione Y (cerniere BGL)

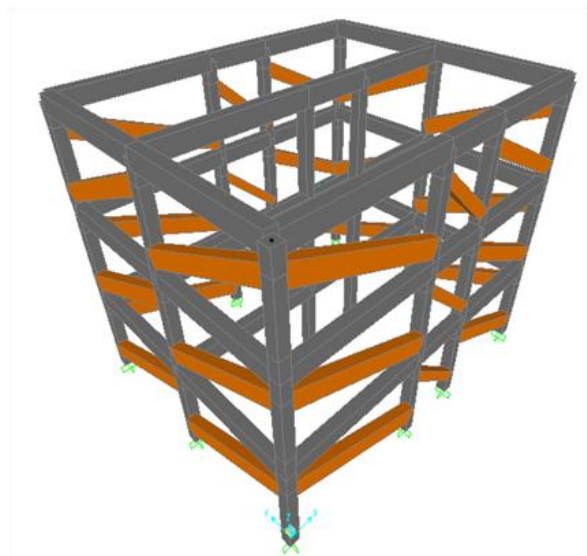


Figura 22. Modello agli elementi finiti con tamponature

Inoltre, confrontando i risultati ottenuti in figura 20 e figura 21 si può osservare che, per il caso in esame, esiste una sostanziale coincidenza della resistenza nelle due direzioni principali, mentre le due risposte differiscono in termini di rigidezza e capacità dissipativa. Ciò è legato alla marcata differenza di rigidezza tra i telai in direzione X rispetto a quelli disposti nella direzione Y. Al crescere degli spostamenti impressi lungo la direzione X ed in corrispondenza della campata più corta si verifica una concentrazione di sollecitazioni che provoca

una prematura entrata in campo plastico di queste cerniere rispetto alle altre.

### 3.1 Valutazione preliminare dell'influenza delle tamponature

Le analisi di pushover sono state effettuate ipotizzando la presenza sulla struttura intelaiata in esame di tamponature perimetrali di chiusura a tutti i livelli e, per semplicità, in assenza di aperture. Il criterio di modellazione adottato è quello del puntone equivalente con riferimento a quanto indicato nella Circolare 10/04/'97 (Circ.-97), da Al-Chaar (2002) nelle linee guida del genio militare statunitense, e da Decanini et al. (2004). In tutti i modelli è stata tenuta conto dell'eccentricità del puntone rispetto al nodo trave-pilastro.

In figura 23 vengono confrontate differenti curve di pushover ottenute con il modello tamponato con puntoni diagonali eccentrici. Le caratteristiche dei puntoni sono state ricavate in accordo a quanto indicato nella Circ.-97. Al fine di valutare l'influenza dell'eccentricità dei puntoni le analisi sono state eseguite assegnando ai pilastri: a) solo cerniere a flessione; b) solo cerniere a taglio e c) cerniere a flessione e taglio. Infine, per evitare problemi di convergenza della soluzione e rendere il confronto più chiaro, alle cerniere a taglio è stata assegnata una duttilità di spostamento infinita. Si noti come nel caso in esame, la risposta globale nella direzione esaminata sia caratterizzata da un comportamento post-elastico misto governato da meccanismi taglianti e flessionali dei pilastri. Occorre comunque precisare che, per una corretta valutazione della risposta della struttura, nella definizione del legame momento-rotazione delle cerniere flessionali dei pilastri occorrerebbe portare in conto, a differenza di quanto è stato fatto in questo studio preliminare, l'influenza delle variazioni di sforzo normale dovute alla presenza dei puntoni. La presenza dei puntoni, come era ovvio intuire, comporta rispetto alla situazione non tamponata un aumento complessivo della rigidezza e della resistenza.



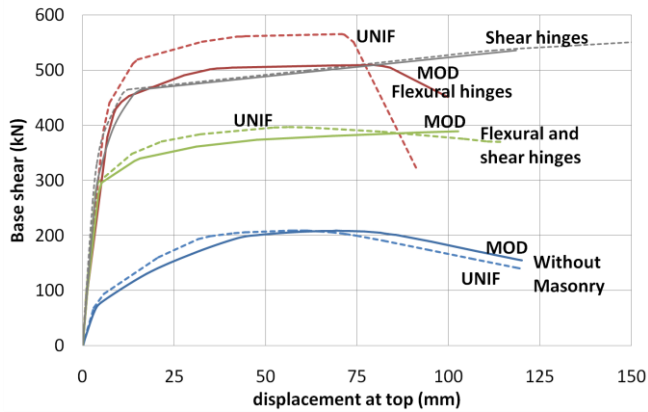


Figura 23. Influenza delle tamponature sulla risposta globale lungo X (puntoni diagonali eccentrici)

Il confronto tra i diversi criteri di modellazione considerati per le tamponature è riportato in figura 24 in cui alle cerniere a taglio stata assegnata una duttilità di spostamento pari a 1,5. Applicando il criterio indicato nella Circ.-97 si ottengono risultati in buon accordo con gli altri metodi esaminati se si considera una riduzione del 50% della resistenza del puntone, riduzione indicata negli altri metodi per tener conto della fessurazione del pannello di tamponatura. La marcata instabilità delle soluzioni ottenute è dovuta alla limitata duttilità delle cerniere a taglio.

La figura 25 riporta un confronto tra gli spostamenti in direzione X di piano con riferimento a tre differenti modelli: a) modello non tamponato (*No masonry*); b) modello con puntone diagonali (*Diag.*); e c) modello con puntone diagonali eccentrici (*Ecc.*). Le caratteristiche del puntone sono state ricavate applicando le indicazioni riportate nella Circ.-97 riducendo la resistenza del 50%. Le deformate vengono rappresentate a parità di spostamento in sommità ciascuno corrispondente all' 85% della resistenza massima misurata in ogni modello considerato. I confronti mostrano che la presenza delle tamponature favorisce la formazione di un piano soffice al piano terra della struttura mentre nel caso di modello non tamponato la deformata è caratterizzata da un doppio piano soffice (piano terra e primo livello).

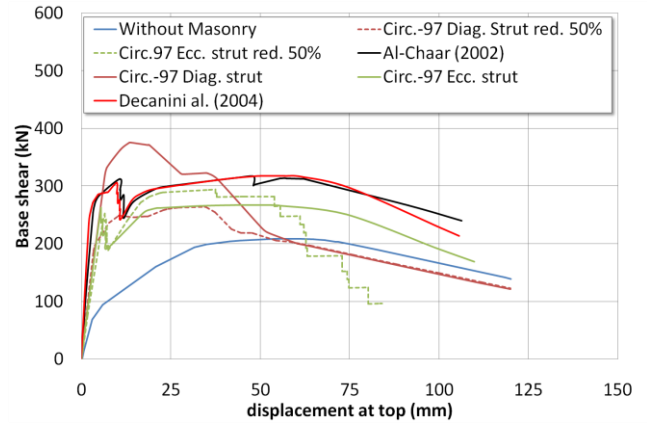


Figura 24. Confronti tra differenti criteri di modellazione delle tamponature (distribuzione UNIF)

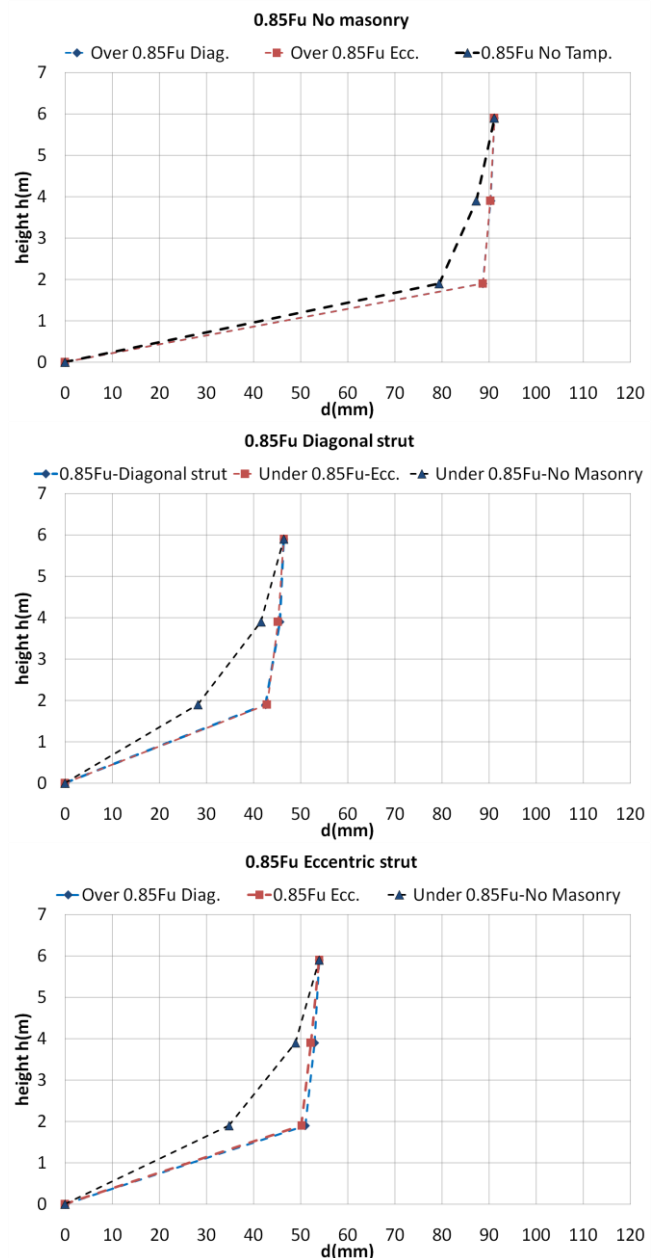


Figura 25. Confronto tra deformate al variare dello spostamento in sommità (puntone modellati con i criteri della Circ.-'97 e con rigidezza ridotta del 50%)

## 4 CONCLUSIONI

Le sperimentazioni effettuate in precedenti lavori hanno mostrato i meccanismi elementari di risposta di sotto-assemblaggi in c.a. armati con barre lisce e rappresentativi di quanto costruito in Italia tra gli anni '50 e '70. Sulla base di tali risultati sono stati proposti un modello di aderenza per barre lisce e modelli comportamentali per i nodi trave-pilastro.

Come evidenziato dalle analisi numeriche la risposta dipende fortemente oltreché dai criteri di modellazione anche dai modelli di capacità assunti. Essi giocano un ruolo centrale nella definizione del legame momento-rotazione da assegnare alle cerniere. Da ciò scaturisce la necessità di definire una metodologia analitica chiara e semplificata che consenta di valutare la capacità disponibile e l'efficacia degli interventi previsti.

La prova pseudodinamica da effettuarsi sulla struttura 2:3 consentirà di approfondire numerosi aspetti sul comportamento delle strutture esistenti in c.a.. Si potrà per prima cosa stabilire la correlazione esistente tra i meccanismi elementari e la risposta globale della struttura. Inoltre, potranno confrontarsi i risultati dell'analisi statica e dinamica non lineare con quanto osservato sperimentalmente. In tal modo, ad esempio, sarà possibile valutare l'influenza del degrado ciclico sui meccanismi di risposta e sulla resistenza delle tamponature. Infine, i risultati ottenuti consentiranno di valutare l'efficacia di eventuali interventi e/o criteri progettuali per il rinforzo locale (fasciature in FRP) oppure per il rinforzo globale (con i controventi dissipativi).

## RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia lo studente Roberto Coviello per le analisi svolte durante la sua tesi di laurea.

## RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Al-Chaar, G., 2002. Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures. *US Army Corps of Engineers*, Engineer Research and Development Center, USA.
- Braga, F., De Carlo, G., Corrado, G., F., Gigliotti, R., Laterza, M., Nigro, D., 2001. Meccanismi di risposta di nodi trave-pilastro in c.a. di strutture non antisismiche. *X Convegno ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, 9-13 Settembre, Potenza-Matera.
- Braga, F., Gigliotti, R., Laterza, M., 2004. Analisi della risposta di una struttura in c.a. esistente, da sottoporre a prove sismiche di laboratorio, utilizzando differenti tecniche di adeguamento sismico. *XI Convegno ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, 25-29 Gennaio, Genova.
- Braga, F., Gigliotti, R., Laterza, M., 2004. Analisi della risposta di una struttura in c.a. esistente, da sottoporre a prove sismiche di laboratorio, utilizzando differenti tecniche di adeguamento sismico. *XI Convegno ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, 25-29 Gennaio, Genova.
- Circolare LL.PP. 10 Aprile 1997 n.65. *Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni in zone sismiche di cui al Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996.*
- Circolare LL.PP. 26 Febbraio 2009 n.47. *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 Gennaio 2008.*
- D'Amato, M., 2009. Analytical models for non linear analysis of RC structures: confined concrete and bond-slips of longitudinal bars. Tesi di dottorato. Università degli Studi della Basilicata.
- Decanini, L., Mollaioli, F., Mura, A., Saragoni, R. 2004. Seismic performance of masonry infilled rc frames. *13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver.
- Gigliotti, R., 2002. Strutture in c.a. progettate per soli carichi verticali: sperimentazioni su nodi trave-pilastro. Tesi di dottorato. Università degli Studi di Salerno.
- R. D., 1939, Legge 16 Novembre 1939-XVIII, n. 2239. *Norme per la esecuzione delle opera in conglomerate cementizio semplice ed armato.*
- Verderame, G.M., Fabbrocino, G., Manfredi, G., Cosenza, E., 2001. Analisi sperimentale dell'ancoraggio di barre lisce da cemento armato mediante beam-test. *X Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia"*. Potenza-Matera 9-13 Settembre, Potenza.