

Meccanismi di risposta di nodi trave-pilastro in c.a. di strutture non antisismiche

F. Braga

Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria, Università La Sapienza Roma, Italy

G. De Carlo, G.F. Corrado, R. Gigliotti, M. Laterza, D. Nigro

Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria, Università della Basilicata, Potenza, Italy

SOMMARIO: *I meccanismi di risposta di nodi trave-pilastro in c.a. sono stati studiati attraverso prove sperimentali, realizzate in modo da riprodurre la deformata degli elementi strutturali in presenza di carichi verticali ed azioni orizzontali. I nodi, realizzati in scala 1:1 ed in scala 2:3 costituiscono dei sottoassemblaggi di una struttura tridimensionale in scala 2:3, già realizzata, che sarà sottoposta a prove di tipo pseudodinamico, con l'obiettivo di studiare i meccanismi di risposta globali di strutture non antisismiche.*

A tal fine si è scelto di far riferimento ad un "telaio prototipo", progettato secondo le prescrizioni del R.D. '39 e rappresentativo di un caso di inadeguata progettazione sismica (tipico degli anni '50-'70). Strutture di questo tipo, essendo progettate per opporsi ai soli carichi verticali, presentano, come è noto, una particolare debolezza dei pilastri; sono caratterizzate, inoltre, da scarsità di armature trasversali negli elementi, da assenza di qualsiasi staffatura nei nodi e dall'utilizzazione di barre lisce. La sperimentazione, condotta sia su nodi esterni del telaio che su nodi interni, ha evidenziato una diversa incidenza dei dettagli costruttivi sui meccanismi di risposta degli elementi e dei nodi in relazione al tipo di configurazione. Per tutti i nodi sono state effettuate prove cicliche a spostamenti orizzontali predefiniti, con gruppi di tre cicli a drift crescente. Il carico sui pilastri è stato applicato sia assialmente sia conservandone la verticalità (effetto $P-\Delta$). I risultati della sperimentazione hanno un duplice risvolto: da un lato quello di correlare i meccanismi di risposta locali dei sottoinsiemi ai meccanismi globali del sistema strutturale di appartenenza, dall'altro di individuare e sperimentare tecniche di intervento (ripristino o miglioramento).

ABSTRACT: RC buildings constructed in absence of antiseismic codes have both "global" deficiencies, connected to lack of regularity in plan and elevation, as well as to the possible onset of weak-column mechanism, and "local" deficiencies, connected to insufficient transverse reinforcement of beams, columns, joints, and to insufficient anchorage. Because of the high social and economic value of buildings is essential to understand which are the fail mechanisms of these non-seismic R/C structures in order to provide useful details towards a possible improvement and retrofit. The main object of the presented research is to estimate the seismic behaviour of a R/C structure, designed and built according to old code provisions using smooth steel bars. The hoops in the joints were omitted, as used in the past. In order to estimate failure mechanisms and ductility behaviour, some representative internal and external R/C beam-column specimens were built and tested in the Structural Department Laboratory of University of Basilicata (Italy). The tests was been performed increasing, up to the collapse, cyclic horizontal loads. The experimental results, presented in this paper, show that the shear collapse of joints is certainly more important for the external joints less then the internal, in which the lateral confinement greatly increases the strength. The bending fail of the internal columns, due to "strong beam – weak column" design, and the external joint shear collapse, have shown the soft storey mechanism vulnerability of these structures.

1 INTRODUZIONE

Nel corso degli ultimi trent'anni, a livello internazionale, sono stati realizzati notevoli progressi nel campo dell'ingegneria sismica ed, in particolare, nella progettazione di edifici con struttura intelaiata in cemento armato. L'esperienza acquisita a seguito di terremoti distruttivi e le maggiori conoscenze teoriche, hanno comportato, almeno a partire dalle normative più moderne, un cambiamento radicale della metodologia di progettazione.

Allo stato attuale molti paesi, tra cui l'Italia, non hanno ancora introdotto criteri "prestazionali" nelle proprie normative, che risultano quindi carenti per la mancata enunciazione degli obiettivi perseguiti e del livello di protezione conseguibile attraverso l'uso della norma.

Tuttavia, seppure con i limiti evidenziati, l'introduzione di prescrizioni e istruzioni riguardo ai dettagli costruttivi delle membrature (travi e pilastri) e delle zone di intersezione tra di esse (nodi), ha determinato un notevole miglioramento delle prestazioni sismiche degli edifici in c.a.. Ciò dovrebbe consentire alle strutture di conseguire, almeno, il livello di duttilità globale (pari a 5) presupposto dall'EC8 e dalla norma italiana nel definire le azioni sismiche di progetto.

A fronte dell'evoluzione delle normative antisismiche, buona parte del patrimonio edilizio è costituita da strutture in c.a. progettate per soli carichi verticali. La valutazione del comportamento sismico delle strutture esistenti, caratterizzate dall'insufficienza dei dettagli costruttivi atti a prevenire o, perlomeno, a limitare le modalità di rottura meno duttili e quindi più pericolose, è, per certi versi, un problema di maggiore complessità rispetto alla definizione di criteri di progetto affidabili. Infatti, l'introduzione dei criteri di gerarchia delle resistenze (capacity design) nella progettazione, ha reso sufficiente l'individuazione di metodi di calcolo semplici per la valutazione delle soglie di resistenza attribuibili a ciascun meccanismo di rottura, consentendo con ciò di poter "progettare le resistenze" in modo da forzare la successione delle plasticizzazioni secondo i meccanismi desiderati.

Per le strutture esistenti, invece, non si può prescindere dalla valutazione del comportamento post-elastico associabile a ciascuna modalità di rottura ed all'interazione tra di esse. In particolare, come dimostrano le osservazioni su edifici danneggiati dal sisma, le modalità di danneggiamento sono caratterizzate prevalentemente da:

- plasticizzazioni dei pilastri, in testa e al piede;
- rotture a taglio dei nodi;
- plasticizzazioni delle travi, anche in sezioni diverse da quelle di estremità;
- perdita di aderenza delle barre longitudinali, sia delle travi che dei pilastri.

Poiché la risposta agli spostamenti laterali (indotti dal sisma) delle strutture a telaio in c.a. dipende dalla risposta delle singole parti e considerata la pressoché totale mancanza di conoscenze sull'interazione tra i meccanismi evidenziati, diversi ricercatori si sono occupati di sperimentazione su sottosistemi strutturali costituiti da connessioni tipiche trave-pilastro. Peraltro, la diversità dei materiali impiegati e dei dettagli costruttivi rende praticamente inutilizzabili i risultati di tali sperimentazioni per l'interpretazione delle prestazioni sismiche degli edifici realizzati in Italia fino agli anni '70.

A partire da queste constatazioni, allo scopo di contribuire alla comprensione dei fenomeni principali che governano la risposta sismica degli edifici esistenti ad alla definizione di procedure affidabili per la valutazione della sicurezza, sono stati realizzati, nell'ambito di un progetto nazionale coordinato (MURST '98), 6 nodi trave-pilastro, di cui 2 esterni (a T) e 4 interni (a C).

2 PROGETTAZIONE DEL TELAIO PROTOTIPO E CARATTERISTICHE DEI NODI TRAVE-PILASTRO

Per lo studio dei meccanismi di risposta globali si è scelto di fare riferimento ad un "telaio prototipo", rappresentativo di un caso di inadeguata progettazione sismica (tipico anni '50-'70). Il telaio, la cui geometria è stata scelta a partire da una tipologia strutturale molto diffusa all'epoca, è stato progettato in accordo con il R.D.'39 ed è costituito da 3 piani e 3 campate. Presso il Laboratorio "Prove Materiali e Strutture" del Di.S.G.G. (Dipartimento di Strutture, Geotecnica e Geologia applicata all'Ingegneria) della facoltà di Ingegneria -Università della Basilicata, sono stati realizzati 6 nodi (3 in scala 2:3 e 3 in scala 1:1). I nodi riproducono un nodo esterno ed un nodo interno del telaio prototipo. Le armature sono costituite da barre lisce con

diametri $\phi 18$, $\phi 12$ per le armature longitudinali e $\phi 6$ per le staffe. Tali diametri si riducono rispettivamente a $\phi 12$, $\phi 8$ e $\phi 4$ nel passaggio alla scala 2:3.

Allo scopo di verificare le correlazioni tra la risposta dei sottoinsiemi strutturali e quella dell'intera struttura è stata realizzata una struttura tridimensionale in scala 2:3, costituita da tre telai principali, di cui quello centrale corrisponde al telaio prototipo. Sul modello tridimensionale saranno effettuate prove pseudodinamiche con l'obiettivo di indagarne la risposta sismica e di verificare l'attendibilità dei risultati sperimentali ricavati dalle prove sui sottosistemi piani (nodi trave-pilastro), che escludono la presenza dei solai e delle travi ortogonali, le quali, fornendo un certo confinamento ai nodi, potrebbero modificarne la risposta.

Per i materiali sono state assunte, riferendosi a progetti degli anni '50-'70 ed ai corrispondenti riferimenti normativi le caratteristiche di progetto:

Calcestruzzo: $R_{ck} > 160 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{amm} = 50 \text{ kg/cm}^2$ (R.D. '39);

Acciaio: Acciaio dolce (Aq.42) $\sigma_{amm} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ (R.D. '39 e circ. 23 maggio '57).

La resistenza media a 28 giorni del calcestruzzo realizzato è pari a 17,36 MPa.



Figura 1. Dettagli delle armature e strain gauges sulla superficie delle barre longitudinali.

3 MODALITÀ DI PROVA

La modalità di prova usualmente adottata per questo genere di sperimentazione, ha lo scopo di riprodurre nel sottoinsieme trave-pilastro (ABC = nodo a T; CDEF = nodo a C) la deformata che esso avrebbe all'interno della struttura per effetto di azioni orizzontali. A tal fine si scelgono come estremi dei nodi i punti di probabile nullo dei momenti indotti dagli spostamenti orizzontali della struttura, applicando gli spostamenti orizzontali ed il carico verticale agli estremi superiori.

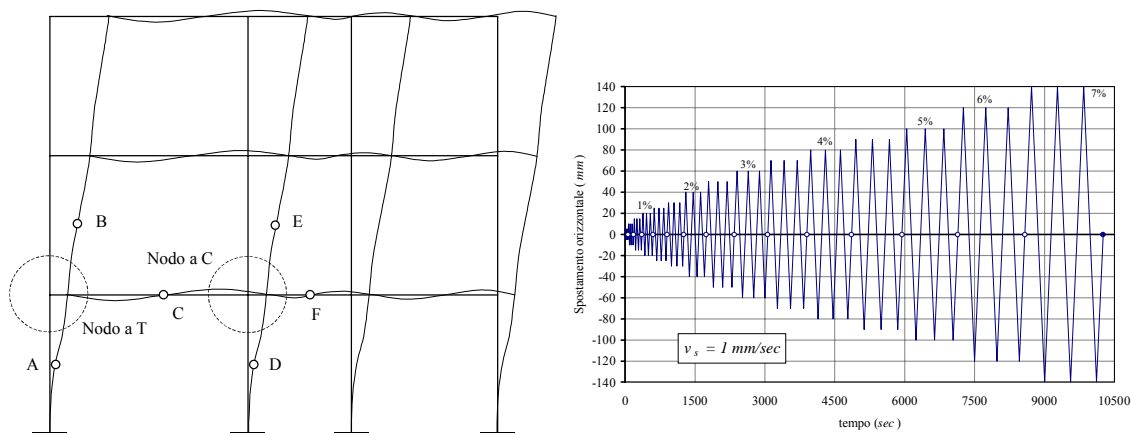


Figura 2. Deformata qualitativa del telaio di riferimento e storia di spostamenti applicata ai nodi.

Bisogna osservare che la prova così strutturata non descrive in maniera del tutto fedele il comportamento reale, in quanto, con lo schema illustrato si ottiene lo stesso valore del taglio sia sul pilastro superiore che su quello inferiore. Nella realtà, invece, per effetto della forza di inerzia di piano, i tagli risultano essere differenti. Tuttavia, la modalità di prova descritta è in grado di fornire informazioni sufficientemente dettagliate sui meccanismi di risposta dei sottoinsiemi strutturali trave-pilastro. Le prime tre prove, di cui si presentano i risultati sperimentali, sono state effettuate sui nodi in scala 2:3. Esse sono state eseguite in maniera quasi-statica applicando al pilastro una storia di spostamenti costituita da gruppi di tre cicli ad ampiezza crescente e caratterizzata da una velocità costante pari a 1 mm/sec.

Lo spostamento applicato secondo le modalità descritte corrisponde allo spostamento di interpiano del telaio di appartenenza dell'insieme trave-pilastro.

I due nodi trave-pilastro interni sono stati provati secondo due differenti modalità di applicazione della forza sul pilastro (figura 3): assialmente per il nodo C23-1, così come per il nodo esterno T23-1, e lungo la verticale, in modo da simulare l'effetto P- Δ , per il nodo C23-2. Il carico verticale applicato è pari a 120kN in tutti e tre i casi.

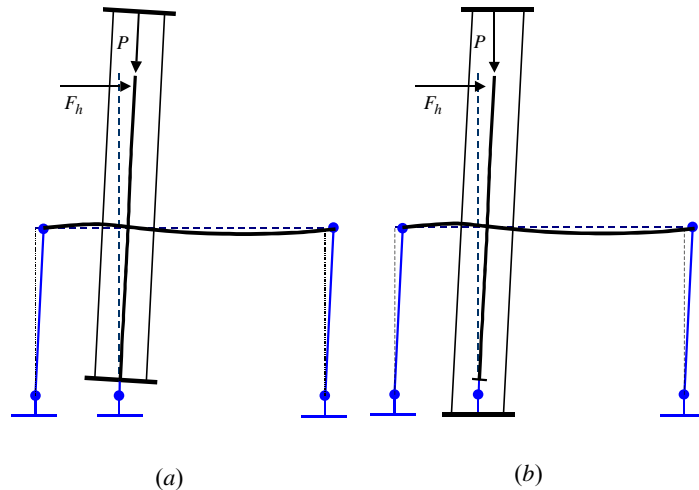


Figura 3. Modalità di prova: (a) P assiale; (b) P verticale (P- Δ).

4 RISULTATI SPERIMENTALI

I meccanismi di rottura evidenziati dai nodi a C sono governati dalla perdita di aderenza all'interno del nodo delle barre longitudinali dei pilastri. Ciò favorisce la plasticizzazione delle zone dei pilastri all'interfaccia con la trave a scapito di altri meccanismi possibili. La risposta agli spostamenti laterali del nodo a T è, invece, governata dalla rottura a taglio del pannello nodale. I risultati sperimentali forniscono informazioni utili alla valutazione della vulnerabilità delle strutture intelaiate rispetto ai singoli meccanismi di rottura ed a stabilire le correlazioni tra di essi.

4.1 Nodi a C

Il sottoinsieme strutturale C23-1, sottoposto alla storia di spostamenti mostrata in fig. 2, ha evidenziato fin dai primi cicli un meccanismo a "colonne plasticizzate". Questa modalità di rottura è notoriamente una delle più pericolose da un punto di vista globale, in quanto essa determina il comportamento da piano debole, che le moderne normative tendono a prevenire, avvalendosi dei criteri di gerarchia delle resistenze e/o fornendo prescrizioni sui dettagli costruttivi. Nelle strutture esistenti, tuttavia, non essendo queste progettate per resistere ad azioni orizzontali, la ridotta dimensione dei pilastri e la scarsità dell'armatura longitudinale sono all'origine della modalità di rottura evidenziata anche dalla prova eseguita. La figura 4 mostra la relazione sperimentale tra il taglio di piano, corrispondente alla forza applicata dall'attuatore e lo spostamento orizzontale di interpiano. Nei primi tre gruppi di cicli (drift max = 0,75%) si delinea tutto il quadro fessurativo dell'insieme trave-pilastro. Esso è così costituito:

- microlesioni diagonali all'interno del pannello nodale;
- lesioni flessionali nei pilastri all'interfaccia con il pannello nodale;
- lesione flessionale all'interfaccia tra il pilastro e la trave lunga;
- lesione flessionale da momento negativo nella mezzeria della trave lunga, in corrispondenza della piegatura delle barre longitudinali superiori;
- lesioni nei pilastri a circa 12 cm dal nodo.

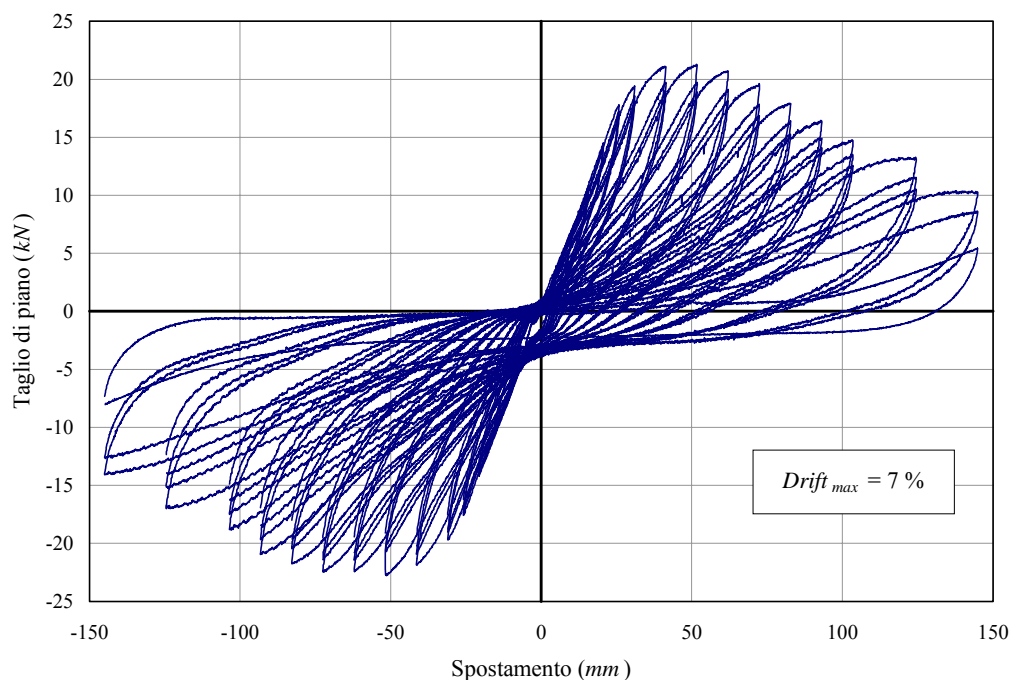


Figura 4. Nodo C23-1: Diagramma taglio di piano - spostamento (drift max = 7%).

A partire dal quarto gruppo di cicli (drift 0,75%) le plasticizzazioni si concentrano nei pilastri superiore ed inferiore con perdita progressiva del copriferro ed incremento delle curvature. Come è evidente dai cicli di isteresi, l'insieme trave-pilastro mostra di avere una scarsa capacità dissipativa; ciò è da attribuire allo scorrimento delle barre longitudinali all'interno del nodo che, prevenendo lo snervamento dell'acciaio, determina una riduzione di resistenza massima ed impedisce di sfruttare gli effetti benefici, in termini di dissipazione di energia, dovuti alla plasticizzazione dell'acciaio. Le resistenze massime misurate, in termini di forza orizzontale, sono: 21,22 kN in corrispondenza del drift 2,5%, e 22,71 kN in corrispondenza del drift -2,5%. Lo spostamento massimo raggiunto, nel corso della prova è di 140 mm (drift 7%), con un valore della resistenza massima pari a 10 kN al primo ciclo e 5,35 kN ($\approx 25\%$ della resistenza massima) al terzo ciclo.

Dalla relazione taglio di piano - spostamento si può osservare, inoltre, che, a meno dell'ultimo gruppo di cicli, la riduzione di resistenza tra un ciclo ed il successivo tende a ridursi. Ciò denota una tendenza alla stabilizzazione dei meccanismi di degrado, che è all'origine del comportamento duttile mostrato dai pilastri. Questo comportamento differenzia sensibilmente gli elementi strutturali armati con barre lisce da quelli armati con barre ad aderenza migliorata, nei quali la perdita di aderenza avviene con un degrado molto più marcato.



Figura 5. Nodo interno C23-2.

L'insieme strutturale trave-pilastro C23-2 ha un comportamento analogo al nodo C23-1; le uniche differenze si sono riscontrate, come era ovvio attendersi, negli ultimi gruppi di cicli, in cui l'aliquota del momento dovuto al carico verticale determina una significativa riduzione di rigidità e resistenza.

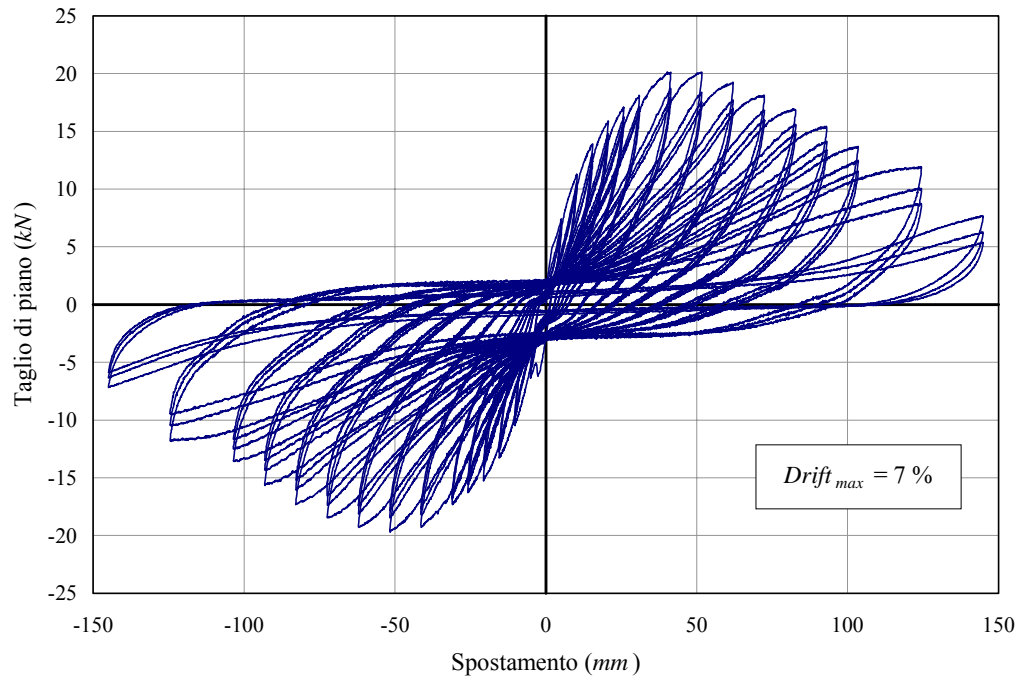


Figura 6. Nodo C23-2: Diagramma taglio di piano - spostamento (drift max = 7%).

5 NODO A T

La prova sul nodo esterno trave-pilastro in scala 2:3 (T23-1) è stata eseguita secondo modalità analoghe a quelle adottate per il nodo C23-1, applicando la stessa storia di spostamenti e lo stesso carico assiale ($P = 120 \text{ kN}$).

Al fine di misurare le deformazioni significative all'interno degli elementi strutturali e del pannello nodale è stato utilizzato un sistema di trasduttori di spostamento, a filo e di tipo potenziometrico ad astina rigida, disposti secondo lo schema riportato in figura 7.

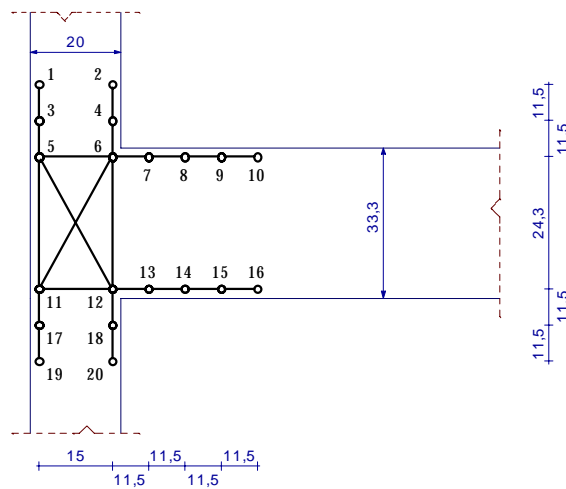


Figura 7. Nodo a T: schema dei trasduttori.

5.1 Risultati sperimentali

Il nodo a T sottoposto alle azioni cicliche dette (fig. 2) ha mostrato un duplice meccanismo di rottura:

- nella fase iniziale (fino al drift 1,25 %) la modalità di plasticizzazione prevalente è rappresentata dalla rottura per flessione della trave;

- a partire dal drift 1,25% l'amplificarsi delle fessure da taglio all'interno del pannello nodale ha costituito un "fusibile" rispetto agli altri meccanismi di rottura, così che il nodo esterno in esame si è contraddistinto per una evidente rottura da taglio.

In figura 8 è rappresentata l'evoluzione del quadro fessurativo nel pannello nodale e nella trave, attraverso la successione delle fessure principali così come evidenziato dalla prova. La figura 9 mostra la relazione sperimentale tra il taglio di piano e lo spostamento orizzontale.

L'osservazione dei cicli di isteresi unita a quella del corrispondente quadro fessurativo consente di descrivere più in dettaglio i meccanismi precedentemente illustrati. Il primo gruppo di cicli (drift 0.25%) evidenzia una brusca riduzione di resistenza e di rigidità della sezione dovuta alla fessurazione del calcestruzzo in zona tesa (intradosso della trave) provochi.

Durante il secondo gruppo di cicli (drift 0.5%) la trave si fessura anche all'estradosso e la fessura si estende così lungo tutta l'altezza. Nel 4° gruppo di cicli (drift 1%) si verifica la prima plasticizzazione delle barre di acciaio della trave disposte in zona tesa (bordo inferiore della trave).

La forza massima applicata vale circa 12 kN. Durante il primo ciclo del V gruppo comincia a verificarsi la rottura a taglio del nodo; ciò produce una brusca riduzione della resistenza e della rigidità. La rottura diagonale del nodo si manifesta in entrambe le direzioni durante il primo ciclo a drift $\pm 1,25\%$.

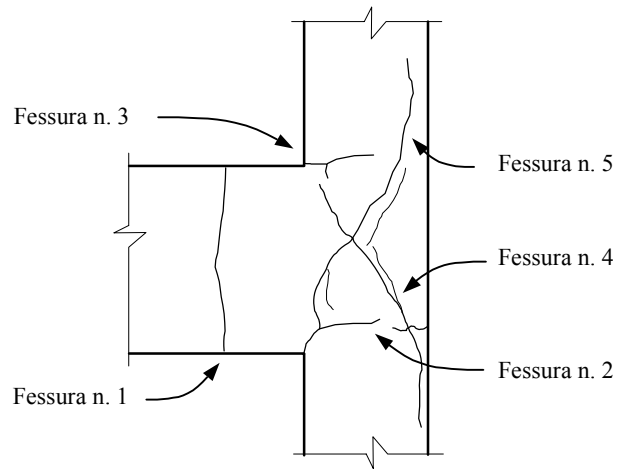


Figura 8: Evoluzione del quadro fessurativo.

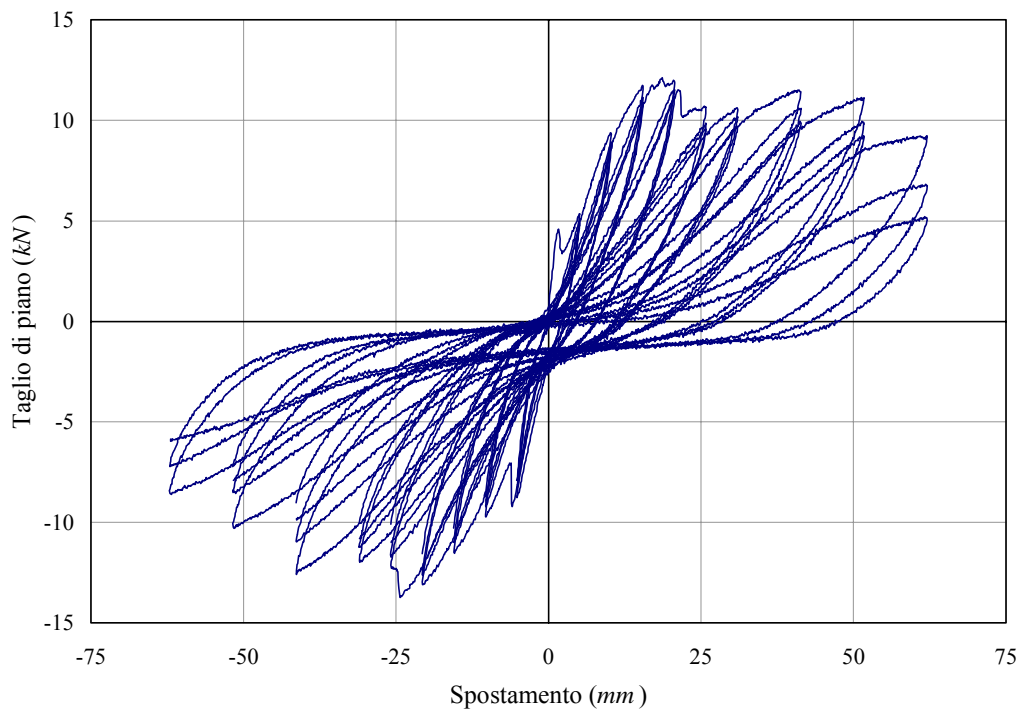


Figura 9. Diagramma taglio di piano - spostamento (drift max = 3%).

Il valore della forza nel pilastro superiore in corrispondenza della quale si ha l'apertura delle fessure diagonali è pari a 11.5 kN durante la fase di carico ed a 13.6 kN in fase di scarico.

Tra il V ed il VI gruppo di cicli si ha un leggero recupero di resistenza. Dal VI gruppo in poi la resistenza e la rigidezza del nodo calano in maniera sempre più vistosa e diventa anche più rilevante il degrado di resistenza e di rigidezza all'interno di uno stesso gruppo di cicli a parità di spostamenti applicati. I cicli di isteresi tendono a richiudersi nella zona centrale (pinching), evidenziando così una minore capacità dissipativa del nodo. Al termine del IX gruppo di cicli (drift=3%) la resistenza del nodo risulta più che dimezzata.

5.2 Osservazione e misure del quadro fessurativo: relazione tra rottura flessionale e rottura da taglio nel pannello nodale

Lo stato di fessurazione ha interessato dapprima la trave, all'interfaccia trave-nodo, con formazione di una cerniera plastica, poi la mezzera della trave nel punto di piegatura dei ferri superiori, ma in questo caso la fessura non si è propagata all'intera sezione, quindi il pilastro inferiore e il pilastro superiore nella zona di attacco con la trave e per ultimo il nodo nel quale si sono verificate le lesioni a taglio. La rottura a taglio del nodo ha favorito la richiusura delle fessure flessionali nella trave (figura 10).

La prima fessurazione della trave si è verificata durante la prima fase di carico per uno spostamento in testa al pilastro di 1.64 mm (drift=0.08 %, taglio di piano=4.59 kN, momento trave = 7534 kNm). La plasticizzazione dell'acciaio nella trave si è verificata in corrispondenza del primo ciclo di carico del IV gruppo di cicli per uno spostamento di 17,3 mm (drift=0.85%, taglio di piano=11.7 kN, momento trave=19500 kNm). A causa della dissimmetria di armatura nella sezione della trave la plasticizzazione dell'acciaio ha interessato soltanto le barre inferiori.

La misura dell'ampiezza delle fessure all'interno della trave e del pannello nodale consente di individuare con chiarezza la relazione tra rottura flessionale e rottura da taglio. In figura 10 si può osservare più in dettaglio come a partire dal 2° ciclo del V gruppo (drift=1.25%) la fessura nella trave cominci a richiudersi a causa della rottura a taglio del nodo, evidenziata dal progredire delle lesioni diagonali che raggiungeranno un'ampiezza massima di 20 mm a fine prova. Dalla figura 9 si evince come la rottura per taglio del nodo si sia verificata in maniera progressiva, degenerando in corrispondenza degli ultimi 3 cicli (drift=3%).

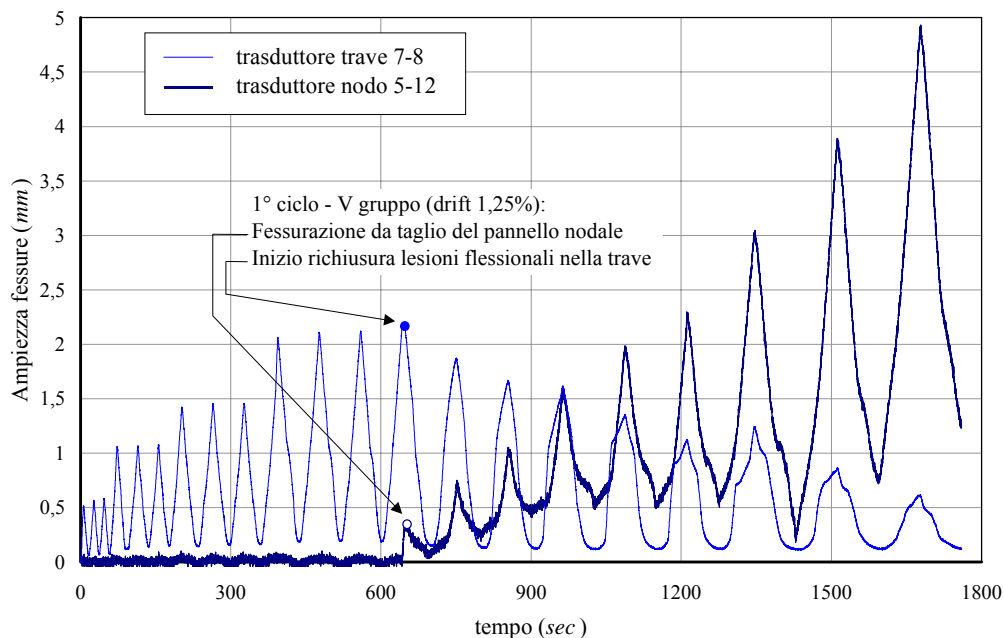


Figura 10. Ampiezza delle fessure flessionali nella trave e delle fessure diagonali da taglio all'interno del pannello nodale.

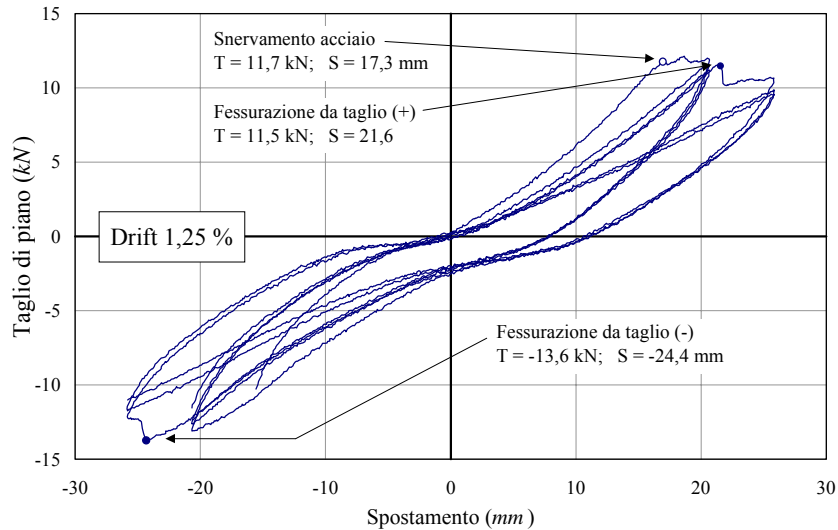


Figura 11. Nodo a T: Gruppi di cicli IV (drift 1%) e V (drift 1,25%).

Il diagramma momento-curvatura della trave costituisce una efficace rappresentazione dei meccanismi descritti e della relazione tra rottura flessionale e rottura da taglio. E' già evidente la riduzione di rigidità che si verifica al primo ciclo per effetto della fessurazione della trave. La figura 13 mostra i gruppi di cicli maggiormente significativi. In particolare il diagramma momento-curvatura del IV gruppo (drift 1%) mostra con chiarezza lo snervamento dell'acciaio e la conseguente escursione in campo plastico del diagramma.

Quanto detto sulla richiusura delle fessure flessionali nella trave, una volta che si sia innescata la rottura per taglio nel pannello nodale, è spiegato dai diagrammi momento-curvatura a partire dal V gruppo (drift 1,25%), in cui si può notare come, a parità di drift, la curvatura si riduca nel passaggio da un ciclo al successivo. Si può anche osservare il progressivo restringimento dei cicli, che si traduce in una sempre minore dissipazione di energia legata alla rottura flessionale della trave.

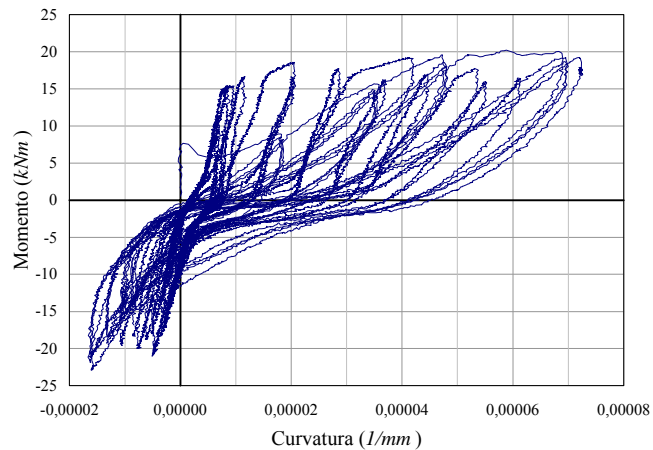


Figura 12. Diagramma momento-curvatura trave

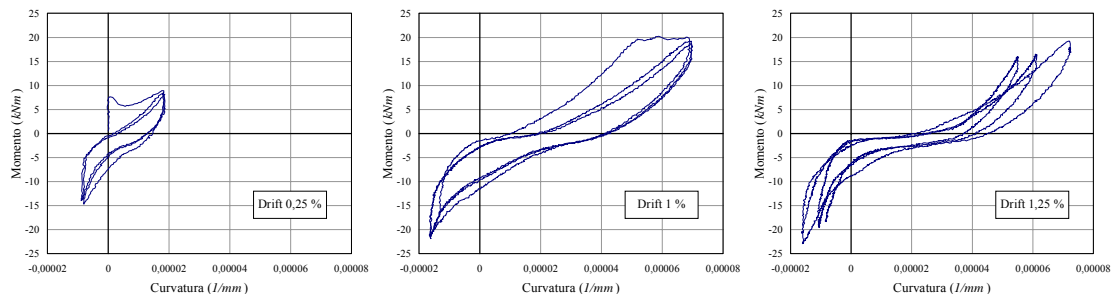


Figura 13. Gruppi di cicli Momento-Curvatura della trave (Drift: 0.25% ÷ 3,00%)

Le immagini della varie fasi di prova consentono di poter verificare visivamente le descrizioni qualitative ed i risultati numerici. In particolare, la figura 14 mostra l'evoluzione del quadro fessurativo nella trave e nel pannello nodale. Sono evidenti le prime fessure nella trave, verso la

mezzeria ed in prossimità del pilastro e la successiva apertura delle lesioni diagonali da taglio, che determinano la graduale richiusura di quelle flessionali. Questo vuol dire che i due meccanismi hanno soglie di resistenza di plasticizzazione prossime, ma la maggiore fragilità della rottura da taglio, fa sì che quest'ultima prenda il sopravvento sulle altre modalità di rottura. Le ultime due immagini mostrano il progredire dei meccanismi associati alla rottura da taglio.

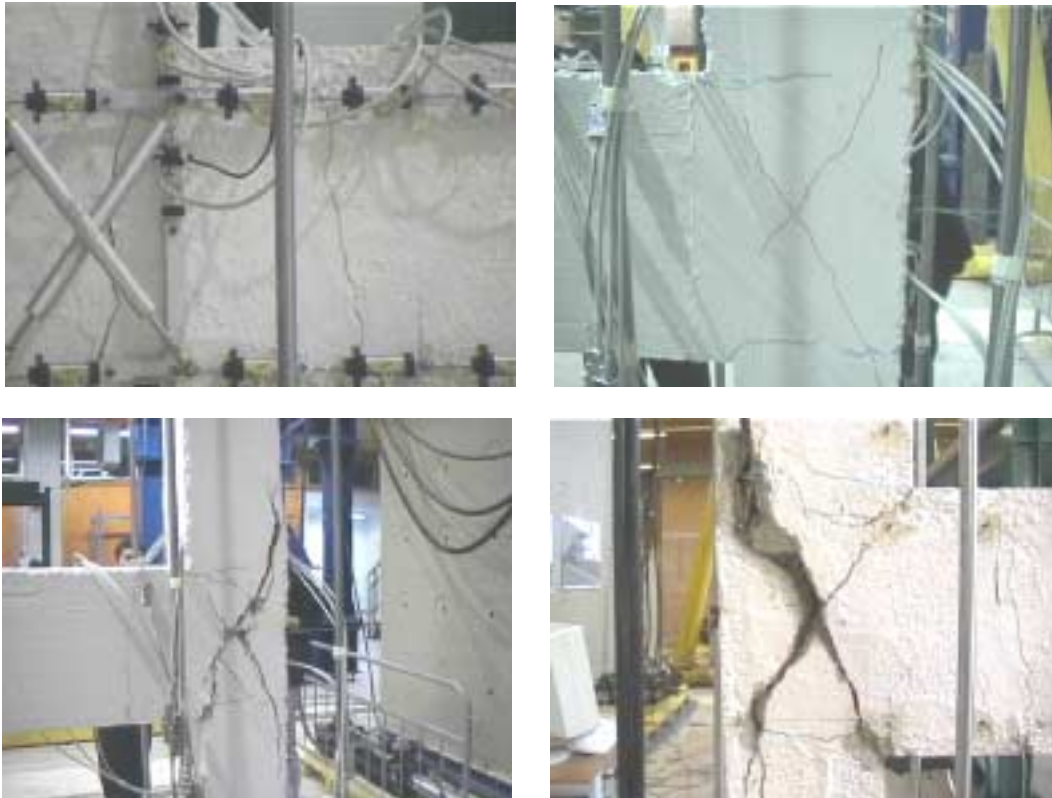


Figura 14. Nodo a T: Fessurazione flessionale della trave e rottura a taglio del pannello nodale.

In figura 15 sono raffigurati i due cinematismi di corpi rigidi osservati nel caso, rispettivamente, di spostamento positivo (da sinistra verso destra) e di spostamento negativo. Questi due cinematismi sono caratterizzati dalla rotazione intorno alle zone compresse dei pilastri dal lato trave: la zona A per spostamenti positivi e la zona inferiore B per spostamenti negativi.

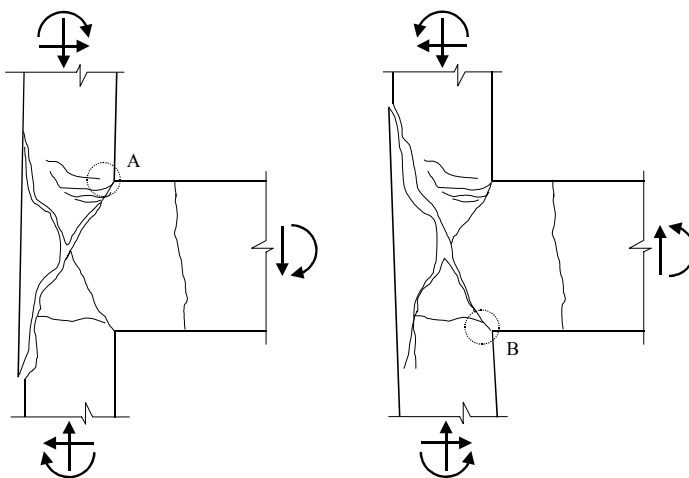


Figura 15. Cinematismi osservati nel nodo esterno.

Essi determinano l'estendersi delle fessure verso i pilastri e l'inflessione delle barre longitudinali esterne dei pilastri, che, non essendo collegate da armature trasversali nel nodo, spingono verso l'esterno l'intero blocco triangolare di calcestruzzo.

Non si è evidenziato alcuno scorrimento significativo dell'uncino, né verso l'esterno, né, tantomeno, verso l'interno, quindi l'espulsione del blocco suddetto non può essere attribuita ad un fenomeno di perdita di aderenza degli uncini, che, invece, come si può notare nell'ultima immagine della figura 14 rimane solidale alla parte interna di calcestruzzo.

6 CONFRONTO TRA LE RISPOSTE DEI NODI A "C" E A "T".

Uno degli obiettivi della sperimentazione effettuata su sottoassemblaggi del telaio prototipo è quello di stabilire delle correlazioni tra la risposta della struttura nel suo complesso e la risposta fornita dai nodi trave-pilastro, nelle due tipologie di nodo interno (a croce) e nodo esterno (a T).

Da questo punto di vista è interessante confrontare la risposta del nodo a T23-1 con quella del nodo C23-1. Si ricorda che i due nodi sono stati sottoposti alla medesima storia di spostamenti ed allo stesso carico verticale applicato assialmente sul pilastro.

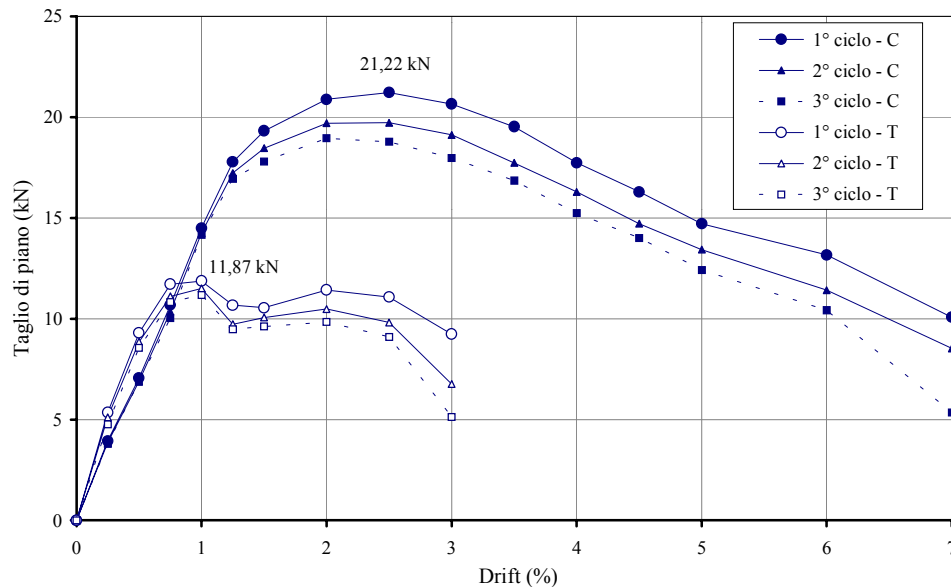


Figura 16. Diagrammi involuppo taglio di piano – spostamento nodi T23-1 e C23-1.

Inoltre, si osserva che il confronto è reso significativo dalla tipologia delle rotture evidenziate. Infatti, sebbene la geometria ed i rapporti di rigidità tra gli elementi determinino il tipo di rottura, poiché, a meno di meccanismi misti nei primi cicli, le rotture nelle due prove avvengono con modalità definite, il confronto è sostanzialmente svincolato dalla differente geometria dei due sistemi strutturali. In figura 16 sono riportati i diagrammi involuppo dei cicli di isteresi sperimentali nei due nodi. Ogni curva congiunge i valori massimi misurati per ogni ciclo a valori di drift crescente. Si osserva innanzitutto la differenza delle resistenze laterali massime associate ai due meccanismi di rottura: nel nodo a C il valore massimo del taglio di piano è di 21,22kN, mentre nel nodo a T assume il valore di 11,87 kN. I drift corrispondenti a tali resistenze sono, rispettivamente, il 2,5% e l'1%. Il livello di drift a cui sono state interrotte le due prove è pari al 7% nel nodo a C, ed al 3% nel nodo a T; con resistenze a fine prova (3° ciclo) pari, nell'ordine, al 25% ed al 45% della resistenza massima.

7 CONCLUSIONI

Le prove sperimentali su nodi trave-pilastro in c.a. realizzati con le regole progettuali ed i materiali tipici degli anni '50-'70, costituiscono una novità nel panorama scientifico italiano degli ultimi due anni. La sperimentazione eseguita presso il laboratorio "Prove Materiali e Strutture" dell'Università della Basilicata su tre nodi trave-pilastro rappresenta la prima fase di una ricerca finalizzata all'individuazione di criteri e procedure affidabili per la valutazione della risposta sismica attesa di strutture esistenti.

Nonostante la limitatezza numerica delle prove non consenta di ricavare da esse regole empiriche immediatamente utilizzabili per le analisi di vulnerabilità delle strutture, i risultati ottenuti si rivelano particolarmente utili a chiarire i meccanismi di risposta principali. In particolare, le modalità di rottura evidenziate sono di due tipi:

- rottura a taglio nel pannello nodale dell'insieme strutturale a T

- rottura flessionale nei pilastri dei nodi a C.

In realtà, sia i nodi interni che quelli esterni hanno mostrato nei primi gruppi di cicli modalità di rottura miste, con plasticizzazioni di natura diversa sia all'interno del pannello nodale che nelle membrature. Solamente al crescere degli spostamenti impressi la modalità di rottura prevalente ha costituito un fusibile per gli altri meccanismi, impedendone l'evoluzione. Peraltro, non sempre il primo meccanismo di plasticizzazione corrisponde a quello di rottura, ad esempio, nel nodo a T, si verificano inizialmente fessurazioni nelle travi ed all'interfaccia tra i pilastri ed il pannello nodale, ma queste fessure cominciano a richiudersi non appena si instaura la rottura da taglio.

I confronti effettuati mostrano la notevole differenza tra la risposta del nodo esterno e quella del nodo interno, sia in termini di duttilità che di resistenza. Entrambe le tipologie di nodi hanno evidenziato una scarsa capacità dissipativa, essendo caratterizzati da cicli di isteresi molto stretti. I valori ultimi di spostamento raggiunti nei nodi interni, associati ad una considerevole progressiva riduzione di rigidità secante portano ad alcune considerazioni. Ricordando che il terremoto non induce direttamente forze alla struttura, bensì spostamenti, il problema della sicurezza va affrontato rispetto alla capacità di deformazioni non elastiche della struttura, fino alla perdita completa di integrità delle parti che la compongono.

Da questo punto di vista, è interessante osservare che la riduzione di rigidità nei nodi interni assume quasi le sembianze di un "autoisolamento", considerata la evidente tendenza alla stabilizzazione della risposta al crescere del numero dei cicli. Ciò è dovuto alla perdita di aderenza delle barre longitudinali dei pilastri. Infatti, a fronte di una ridotta capacità di trasferire le tensioni al calcestruzzo, causa di scorrimenti prematuri, le barre lisce hanno la peculiarità di un ridotto degrado dell'aderenza. E' quindi fondamentale verificare come tali fenomeni possano influenzare la risposta dinamica. A tale scopo sarà di grande interesse la prova pseudodinamica sulla struttura tridimensionale, già realizzata, avente la stessa geometria e gli stessi dettagli di armatura dei nodi trave-pilastro.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- R. Decreto-Legge 16 novembre 1939-XVIII, n. 2229. *Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato.*
- Circolare 23 maggio 1957 n. 1472. *Armature delle strutture in cemento armato.*
- Santarella L.. *Il cemento armato – Vol. I*, Hoepli, Milano, 1956.
- Park R. and Paulay T., *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley, New York, 1975.
- NZS 3101:1995, Part. 1 and Part. 2, "*Concrete Structures Standard -The Design of Concrete Structures*", Standards Association of New Zealand, Wellington.
- Braga, F. (Coordinatore) e AA. VV., *Commentario al D.M. 6.01.1996 e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.04.1997 del Ministero LL.PP.* Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica e Servizio Sismico Nazionale. Lamisco Editore, Potenza, 1998.
- Hakuto S., Park R., Tanaka H., "Retrofitting of Reinforced Concrete Moment-Resisting Frames", *Research Report.95-4*, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand, 1995.
- Hakuto S., Park R., and Tanaka H., *Seismic Load Tests on Interior and Exterior Beam-Column Joints with Substandard Reinforcing Details*. ACI Structural Journal, V. 97, No. 1, 2000.
- Braga F., De Carlo G., Gigliotti R., Laterza M., *Modellazione dell'aderenza nei meccanismi di risposta di nodi trave-pilastro in c.a. in presenza di armature lisce*. X Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia". Potenza-Matera, 2001.