



Prove sperimentali su nodi trave-colonna in c.a. con e senza solaio

Gaetano Califano^a, Rosario Montuori^a, Elide Nastri^a, Francesco Perri^a, Vincenzo Piluso^a, Simona Streppone^a

^a Dipartimento di Ingegneria Civile, Via Giovanni Paolo II, 84084 Salerno, Italy

Keywords: reinforced concrete buildings; reinforced concrete beam-to-column joints; seismic vulnerability; floor joist; floor deck; equivalent beam approach; joint resistance; hysteresis behaviour

ABSTRACT

A seguito di recenti eventi sismici, si è constatato che strutture in cemento armato progettate prima dell'avvento delle attuali normative sismiche esibiscono una certa resistenza laterale, chiamando in causa elementi secondari come tamponature e solai. Il presente lavoro focalizza l'attenzione sulla stima teorica e sperimentale del contributo, in termini di resistenza, espletato dal solaio. In particolare, si vuole validare e affinare il modello matematico già proposto per la stima del numero di travetti "collaboranti" alla resistenza dei nodi trave-colonna. La validazione è eseguita attraverso l'esecuzione di prove monotone e cicliche su nodi in cemento armato con e senza la presenza del solaio. Il fine è quello di valutare la differenza in termini di resistenza tra i nodi costituiti dai soli elementi strutturali principali (travi e pilastri) e quelli costituiti anche dal solaio latero-cementizio (travetti e pignatte). In questa sede, si riportano i risultati delle prime 3 prove eseguite nell'ambito della più ampia campagna sperimentale in corso presso il laboratorio STRENGTH dell'Università degli Studi di Salerno.

1 INTRODUZIONE

Il calcestruzzo armato è molto diffuso nell'ambito della costruzione di opere civili, soprattutto nei paesi dell'area mediterranea. Il sistema intelaiato in cemento armato ha avuto un successo sempre crescente negli anni, al punto che la maggior parte del patrimonio edilizio corrente, in Italia e in altri paesi soggetti a rischio sismico, presenta una struttura in cemento armato e risale agli anni '50-'70 del XX secolo. Edifici così datati, però, sono stati progettati in assenza di normazione sismica e presentano, pertanto, una serie di criticità, come la presenza di telai piani in una sola direzione e la mancanza di rinforzo trasversale nei nodi. E' facile desumere, dunque, che costruzioni di questo tipo siano vulnerabili dal punto di vista sismico (López-Almansa e altri 2013. Nudo e altri 2004. Dönmez 2015. Polese e altri 2008. Rossetto e Elnashai 2003. Magenes e Pampanin 2004.) e ciò è stato comprovato da recenti eventi sismici avvenuti in Italia (Amatrice-Norcia-Visso 2016 e 2017, Emilia-Romagna 2012, Abruzzo 2009) e nel mondo (New Zealand 2010 and 2011). La reportistica relativa all'analisi degli edifici

soggetti a crollo a seguito di eventi sismici disastrosi ha però mostrato che anche edifici di nuova costruzione, soggetti alle regole imposte dai nuovi codici sismici, sono suscettibili della formazione di meccanismi di collasso parziali e di piano soffice. Tale fenomeno è riconducibile alla resistenza aggiuntiva che possono espletare elementi secondari della struttura, come lo stesso impalcato (Lincoln e Bertero 1977. Williamson e Stevens 2009. Aoyama 1985. Suzuki e altri 1983. Masi e Vona 2012. Masi 2003.).

La ricerca inerente i meccanismi di collasso delle strutture in c.a. ha registrato notevoli progressi negli ultimi anni. Sono state condotte molte indagini sperimentali e numeriche per simulare la risposta della struttura a telaio più realisticamente. Esse si sono, dunque, focalizzate su componenti o sottostrutture, come nodi (Park e Mosalam 2013. Alae e altri 2015) e soletta (Ren e altri 2014), investigando il comportamento spaziale del nodo trave-colonna (Ahmed e altri 2013. Durrani e Zerby 1987. French e Boroojerdi 1989. Leon e Jirsa 1986). Da una parte, la presenza delle travi trasversali, a causa dell'effetto di confinamento, può limitare le fratture per taglio e lo sfilamento delle barre di armatura nel nodo

(Ehsani e Wight 1982), dall'altra la soletta comporta un incremento della resistenza della trave, cui consegue una duplice implicazione. Infatti, se in fase progettuale, ne derivano telai sovra-resistenti in quanto il contributo della soletta non viene considerato, in fase di verifica, tale omissione causa un meccanismo a colonna debole-trave forte che altera la modalità di collasso della struttura, che sarà, pertanto, meno duttile (Paultre e altri 1989, Rattray 1986).

Sulla base di tali studi, si è indagato, in maniera più approfondita, il coinvolgimento del solaio latero-cementizio nella rigidità laterale della struttura. In lavori precedenti (Montuori e altri 2016, Montuori e altri 2019), si è dimostrato come il comportamento dei travetti sia assimilabile a quello di una trave equivalente, ottenuta dalla somma di tutti i travetti collaboranti alla rigidità laterale della struttura. Non tutti i travetti posizionati nell'area di influenza partecipano alla resistenza laterale, bensì è possibile stimarli attraverso una formulazione teorica, che si vuole, in questa sede, validare sperimentalmente.

In particolare, l'obiettivo dell'articolo non è solo quello di dimostrare se la formula proposta (Montuori e altri 2016) funzioni dal punto di vista sperimentale, bensì si vuole valutare l'incremento, in termini di resistenza, che la presenza del solaio comporta nei nodi trave-colonna progettati secondo le attuali normative sismiche (EN 1998-3, Eurocodice 8).

Se i travetti si comportano come una vera e propria trave equivalente, infatti, trascurarne il contributo nella verifica dei criteri di gerarchia trave-colonna comporterebbe una grave negligenza, la quale si concretizzerebbe, senz'altro, nella formazione di cerniere plastiche nelle colonne. Di conseguenza, anche gli edifici progettati in accordo alle norme sismiche in vigore, sarebbero suscettibili di crolli per meccanismi parziali o, addirittura, di piano soffice.

In questo lavoro sono stati progettati dei nodi trave-colonna in ottemperanza delle attuali norme sismiche, al fine di sottoporli a prove cicliche. In particolare, sono stati investigati due provini con solaio e uno senza solaio, che costituisce il riferimento rispetto a cui valutare l'incremento di resistenza dovuto alla presenza di travetti e soletta. Tutte le prove innanzi descritte sono state condotte al laboratorio STRENGTH (Structural Engineering Testing All of the Department of Civil Engineering) presso l'Università di Salerno.

2 PROGETTO DEI PROVINI

I provini sono rappresentativi di un nodo esterno centrale di un edificio residenziale, la cui pianta è illustrata in Figura 1. La lunghezza della campata è scelta in maniera tale che il nodo risulti dimensionalmente compatibile con la macchina di prova. L'edificio è composto da due campate in direzione x e una in direzione y , entrambe della lunghezza di 3.2 m. L'altezza di interpiano è pari a 3 m. I materiali adottati sono calcestruzzo di classe C25/30 e barre in acciaio B450C. Il progetto è stato eseguito in accordo all'Eurocodice 2 (EN 1992-1-1, Eurocodice 2) e all'Eurocodice 8 (EN 1998-1, Eurocodice 8), in classe di duttilità Media (MDC).

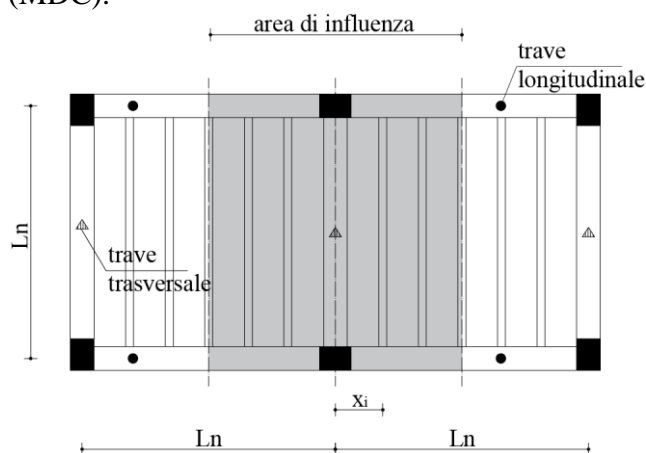


Figura 1. Pianta dell'edificio di riferimento

Sono state progettate due tipologie di provino, riportate in Figura 2 e in Figura 3. Il primo tipo, chiamato J_01, è il nodo di riferimento, in quanto composto dai soli elementi strutturali principali: la trave da testare, trasversale, le due travi longitudinali e la colonna. Il secondo provino, denominato J_01_S, è uguale al precedente ma, in aggiunta, possiede il solaio latero-cementizio gettato in opera, costituito da travetti e soletta in cemento armato e pignatte.

Nella Tabella 1 sono illustrate le caratteristiche degli elementi strutturali risultanti dalla progettazione: travi e pilastro. I dettagli costruttivi inerenti alla duttilità locale, sono stati curati secondo le prescrizioni dell'Eurocodice 8 (EN 1998-1, Eurocodice 8). Nelle travi, sono state utilizzate staffe $\phi 8$ con passo di 8 cm nella zona critica e di 10 cm all'esterno di essa. Sono stati, inoltre, verificati i criteri di gerarchia, stimando il momento resistente della colonna in funzione di uno sforzo assiale nullo, in quanto la prova verrà condotta assumendo tale condizione più conservativa (Kang e altri 2012). Nella zona critica della colonna sono state disposte staffe $\phi 8$ ogni 7

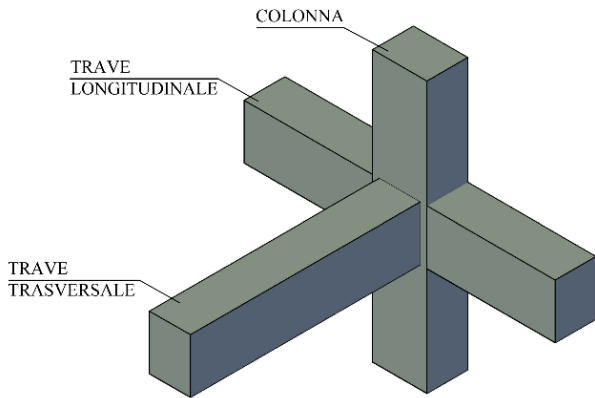


Figura 2. Provino di riferimento J_01

cm, con un tirante $\phi 6$ per ogni direzione. Fuori dalla zona critica, sono state adoperate staffe $\phi 8$ con passo di 10 cm. Per quanto riguarda il nodo trave-colonna, l'Eurocodice 8 (EN 1998-1, Eurocodice 8) non prevede particolari verifiche per la classe di duttilità media. Pertanto il nodo presenta le stesse staffe previste nella zona critica della colonna.

In Figura 4 si riporta, invece, una sezione del solaio e della trave trasversale costituenti il provino J_01_S.

Poiché le tipologie di nodi da sottoporre a test sperimentali sono due e si differenziano per la sola presenza del solaio nel nodo J_01_S rispetto al nodo di riferimento J_01, gli accorgimenti operati per la realizzazione degli stessi, essendo i medesimi, verranno mostrati con riferimento al solo nodo J_01_S. La Figura 5, pertanto, riporta la sezione del nodo J_01_S con il dettaglio della distinta delle armature. Nella parte superiore del provino, in corrispondenza della trave trasversale, sono predisposti i fori di alloggiamento delle barre che servono a fissare le piastre dell'attuatore (come meglio descritto nel paragrafo 3). L'armatura della trave trasversale, come si evince dalla distinta, si richiude su se stessa, onde evitare lo sfilamento delle barre. Le armature della colonna, per la stessa ragione di cui prima, sono

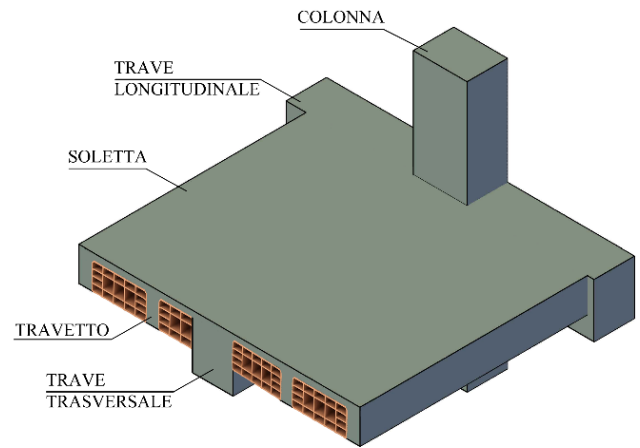


Figura 3. Provino J_01_S

direttamente saldate alle piastre di base che si agganciano alle cerniere della macchina di prova.

Il numero di travetti da realizzare nel provino J_01_S è stato stimato servendosi della relazione riportata nell'articolo (Montuori e altri 2016), cui si rimanda per ragioni di brevità, ma opportunamente modificata per tenere conto dell'assenza del vincolo torsionale della trave longitudinale nella tipologia di prova condotta. Lo schema statico della trave longitudinale, infatti, è quello di una mensola e la rotazione torsionale, ϑ , è pari a:

$$\vartheta = \frac{M_t}{GJ_T} x_i \quad (1)$$

in cui M_t è il momento torcente agente in corrispondenza dell'ascissa x_i ; G è il modulo di elasticità tangenziale e J_T è l'inerzia torsionale della trave. La rotazione in corrispondenza dell'intersezione travetto-trave longitudinale è dovuta alla somma degli effetti risultanti dalla deformazione torsionale della trave e dalla deformazione flessionale dei travetti:

$$\vartheta = \frac{Ml}{6EI} \left(1 + 6\psi \frac{x_i}{L_n} \right) \quad (2)$$

dove M ed I sono, rispettivamente, il momento all'estremità del travetto e l'inerzia del singolo travetto; l e L_n rappresentano la lunghezza della campata del travetto e della trave longitudinale ed

Tabella 1. Caratteristiche degli elementi strutturali principali.

Sezione	Trave longitudinale	Trave trasversale	Colonna
base [cm]	30 cm	30 cm	30 cm
altezza [cm]	40 cm	40 cm	40 cm
copriferro [cm]	5.5 cm	4.1 cm	3.8 cm
armatura superiore	4 $\phi 14$	4 $\phi 14$	3 $\phi 20$
armatura inferiore	4 $\phi 14$	4 $\phi 14$	3 $\phi 20$
armatura parete	-	-	2 $\phi 20$

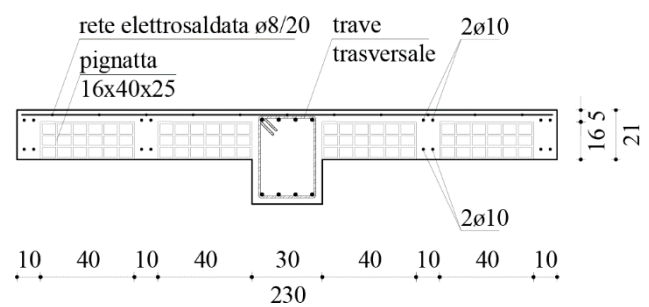


Figura 4. Sezione del solaio e della trave trasversale del provino J_01_S.

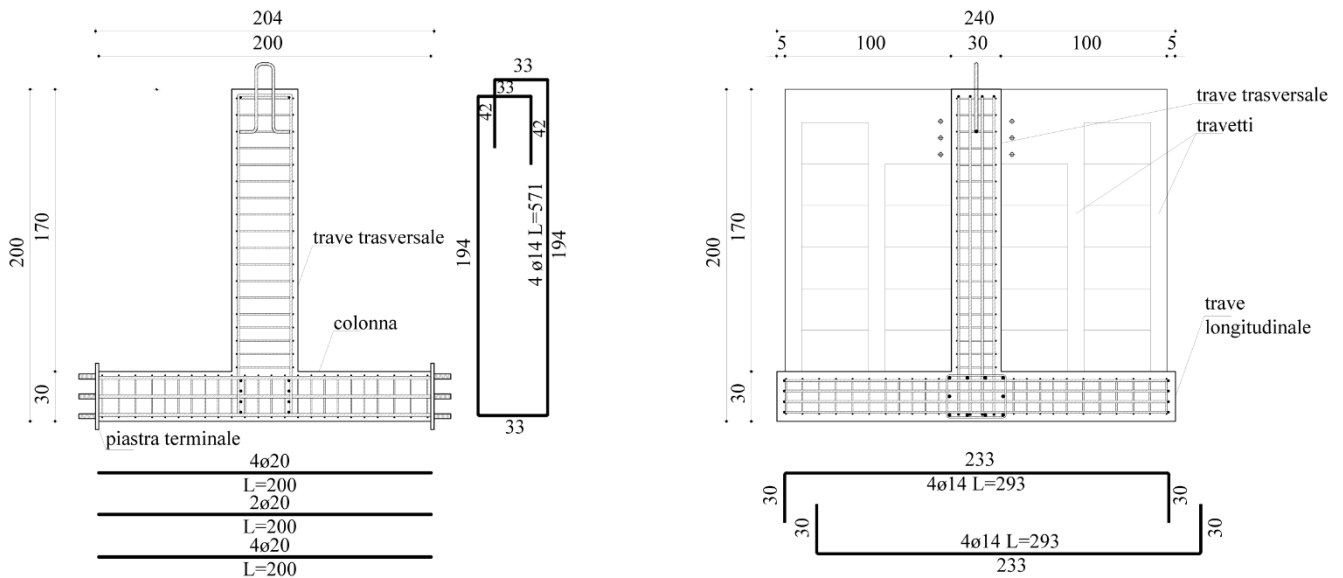


Figura 5. Disegni tecnici e distinta delle armature relativi al provino J_01_S.

E è il modulo di elasticità. Tale relazione è funzione del parametro ψ , che rappresenta il rapporto tra la rigidezza flessionale dei travetti del solaio e la rigidezza torsionale della trave in cui essi si innestano. Il numero dei travetti collaboranti, n_{tc} , si stima pertanto come:

$$n_{tc} = 2 \sum_{i=1}^n \frac{1}{1 + 6\psi \frac{x_i}{L_n}} \quad (3)$$

in cui, n è il numero di travetti presente nell'area di influenza e x_i è la posizione del travetto rispetto all'interasse del pilastro considerato (si veda la Figura 1). Il numero di travetti stimato è pari a 3.47, pertanto sono stati realizzati 4 travetti.

3 SCHEMA DI PROVA

Le prove sono state condotte presso il laboratorio STRENGTH (STRuctural ENgineering Testing Hall) del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Salerno.

La macchina di prova utilizzata, mostrata in Figura 6, è composta, complessivamente, da dispositivi di vincolo, macchina di carico e strumenti di misurazione. I dispositivi di vincolo sono costituiti dalla slitta di base in acciaio ancorata al solettone in cemento armato, che costituisce il pavimento del laboratorio, e da un telaio di contrasto verticale. L'attuatore idraulico, attraverso cui si applica il protocollo di carico prescelto, è fissato alla parte superiore della trave trasversale attraverso bulloni serrati secondo una predeterminata coppia. Il provino è alloggiato

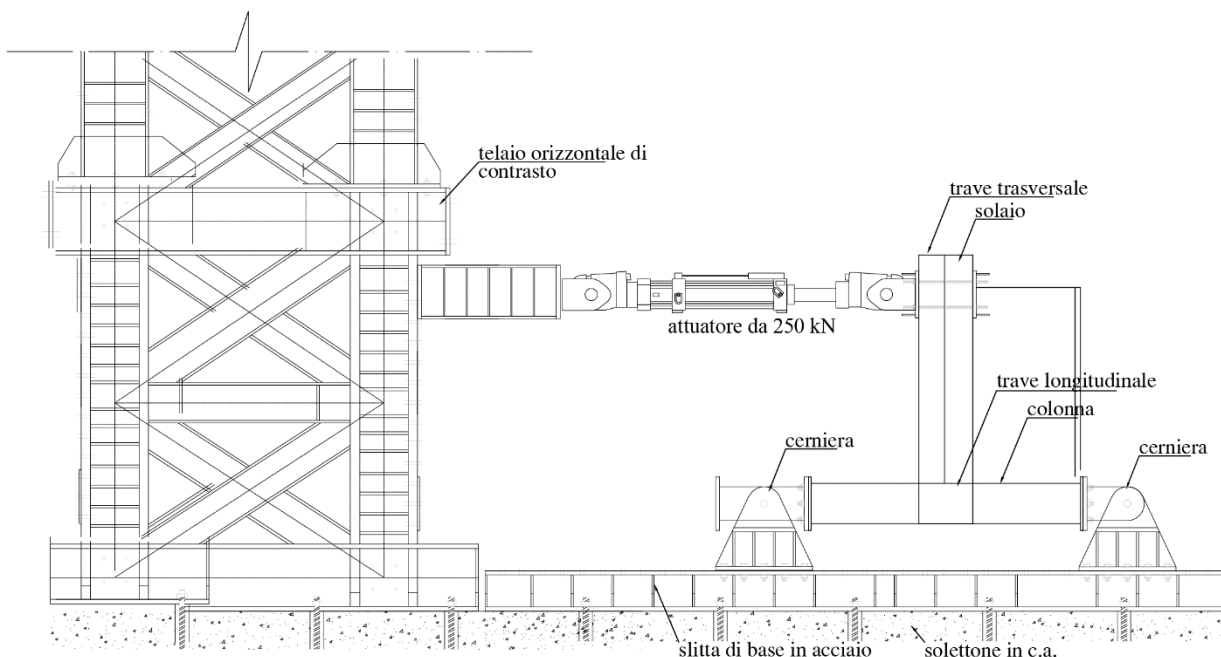


Figura 6. Schema di prova.

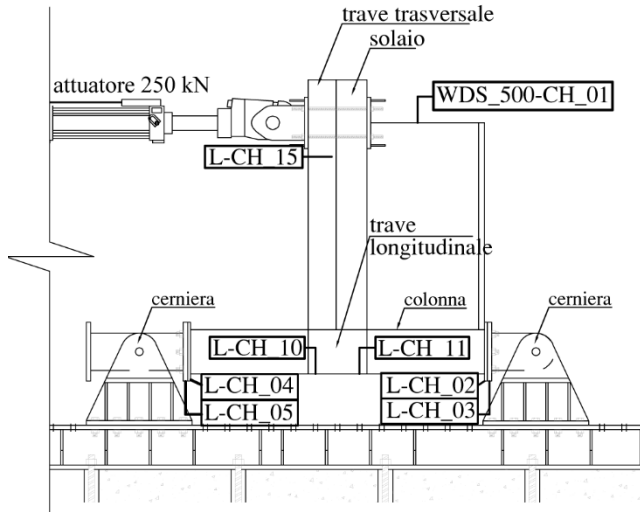


Figura 7. Disposizione dei sensori vista laterale.

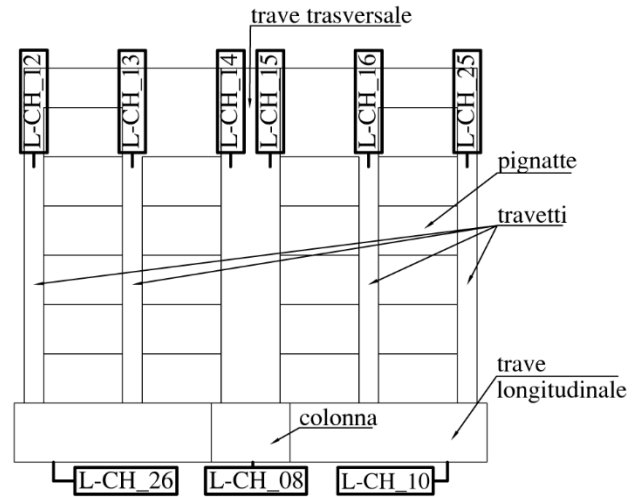


Figura 8. Disposizione dei sensori lato travetti.

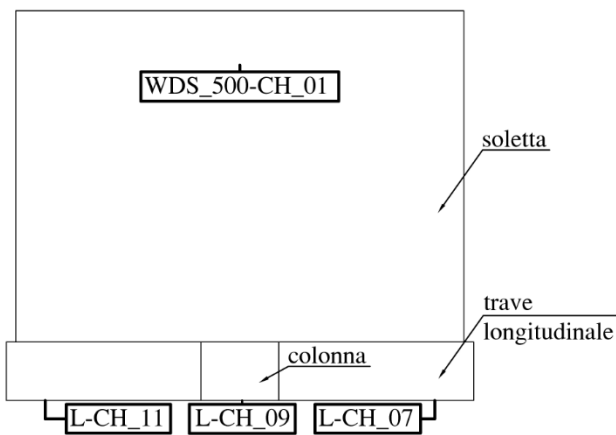


Figura 9. Disposizione dei sensori lato soletta.

nella macchina di prova bullonando le piastre della colonna, previste per l'apposito scopo, alle cerniere della base orizzontale. Pertanto, la colonna è in posizione orizzontale e la trave in posizione verticale. La misurazione è ad opera di una cella di carico, posta in corrispondenza dell'attuatore stesso.

Al fine di reperire il maggior numero di informazioni possibili in termini di spostamenti, trasduttori lineari di spostamento (LDT) sono stati posizionati in punti diversi del provino. La disposizione dei trasduttori di spostamento è indicata in Figura 7, Figura 8 e Figura 9. I trasduttori L-CH_12, L-CH_13, L-CH_16, L-CH_25 monitorano gli spostamenti relativi dei travetti rispetto alla trave longitudinale, mentre L-CH_14 e L-CH_15 gli spostamenti relativi della trave trasversale. L-CH_26, L-CH_08, L-CH_10, L-CH_11, L-CH_09, L-CH_07 consentono di registrare la rotazione torsionale della trave longitudinale. Il trasduttore WDS_500, invece, è un sensore a filo, posizionato alla sommità della trave trasversale, alla stessa altezza dell'attuatore,

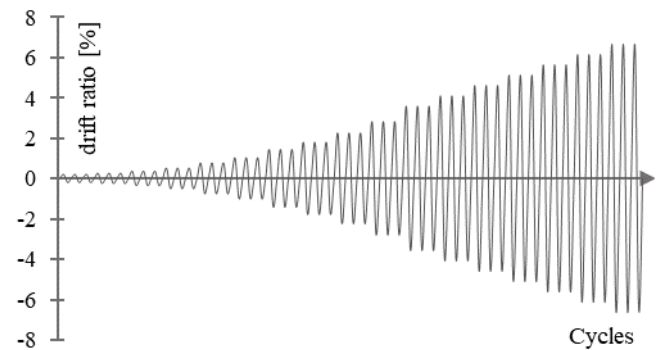


Figura 10. Protocollo di carico in termini di drift.

per avere un ulteriore controllo sugli spostamenti della trave. Infine, L-CH_02 e L-CH_04 sono deputati alla lettura degli spostamenti orizzontali delle cerniere della macchina, al fine di stimare l'entità del gioco foro-bullone, fisiologico nell'apparecchiatura. L-CH_03 e L-CH_05 registrano, invece, gli spostamenti verticali del provino.

Il protocollo di carico, riportato in Figura 10, è simile a (Roy e altri 2017. Hakuto e altri 1995. Park e Paulay 1973.) in cui non è stato applicato sforzo normale alla colonna. Il protocollo è stato determinato secondo le prescrizioni proposte nel documento ACI 374.1-05 (ACI 374.1-05). Esso fornisce il protocollo di carico in termini di drift fino ad un valore del 3.5% che, in questo caso, è stato esteso fino al 6.50%. Per ogni determinato valore di drift, si eseguono 3 cicli. Nei primi tre cicli, è stato fissato un valore di partenza di velocità pari a 0.15 mm/s, ricavando di conseguenza l'intervallo temporale. I successivi gruppi di tre cicli, fino al raggiungimento del 2.75% di drift, invece, sono caratterizzati da

velocità variabile, derivata fissando l'intervallo temporale pari a quello ricavato nella fase precedente e ricavando via via valori diversi di velocità. I cicli relativi a valori di drift superiori a 2.75%, invece, sono caratterizzati da una velocità costante e pari a 2.06 mm/s.

4 RISULTATI DELLE PROVE

Le prove sperimentali sono state condotte, secondo le modalità illustrate nel paragrafo 3, su tre provini: un nodo J_01 e due nodi di tipo J_01_S, nel seguito indicati come J_01_S(1) e J_01_S(2). Si riportano, pertanto, i risultati delle prove.

Convenzionalmente, i valori di forza e spostamento si assumono positivi quando l'attuatore è in fase di spinta e, al contrario, negativi quando l'attuatore è in fase di tiro.

In Figura 11, Figura 12 e Figura 13 sono mostrati i cicli isteretici forza-spostamento relativi ai nodi J_01, J_01_S(1) e J_01_S(2), rispettivamente, con indicazione, in rosso, della *skeleton curve*, curva di involuppo dei massimi e dei minimi valori di forza attinti durante ogni ciclo.

In Tabella 2, sono riportati, per ogni provino, i valori della massima forza raggiunta dall'attuatore in fase di spinta, F_a^+ , e dello spostamento ad essa corrispondente, s_a^+ ; della massima forza raggiunta dall'attuatore in fase di tiro e del relativo spostamento, indicati rispettivamente con F_a^- e s_a^- ; della forza teorica attesa, positiva e negativa, F_{Rd}^+ e F_{Rd}^- . La forza teorica è ottenuta dividendo il momento resistente atteso della trave per il braccio di leva. Nello specifico, mentre per il nodo J_01 si considera il momento resistente teorico della trave, per i nodi di tipo J_01_S si stima il momento resistente della trave equivalente, la cui sezione è riportata in Figura 14. Essa è composta dall'unione tra i travetti collaboranti, stimati tramite l'Equazione 3, e la trave trasversale ad essi parallela. I momenti attesi sono calcolati considerando le proprietà meccaniche medie dei materiali costituenti il provino, risultanti dalle

Tabella 2. Valori di forza e spostamento dell'attuatore, F_a e s_a , e teorici F_{Rd} .

Nodo	F_a^+ [kN]	s_a^+ [mm]	F_a^- [kN]	s_a^- [mm]	F_{Rd}^+ [kN]	F_{Rd}^- [kN]
J_01	82.75	53.43	-89.53	-51.70	80.87	-80.87
J_01_S (1)	125.18	31.37	-156.33	-51.96	129.69	-185.20
J_01_S (2)	118.72	41.02	-164.79	-51.07	130.87	-187.09

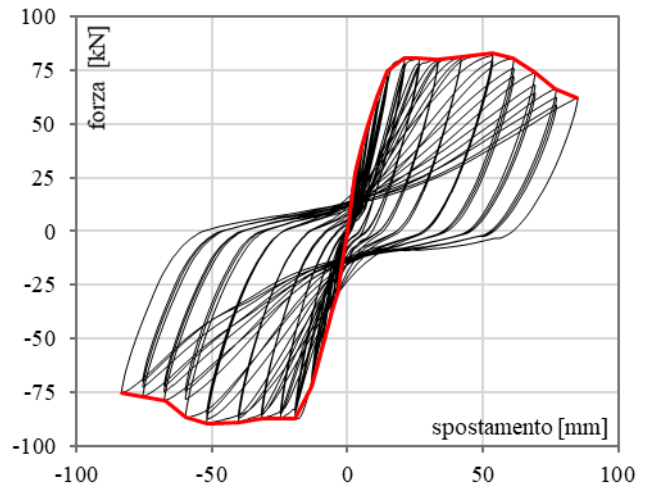


Figura 11. Ciclo di isteresi e *skeleton curve* relativa al provino J_01.

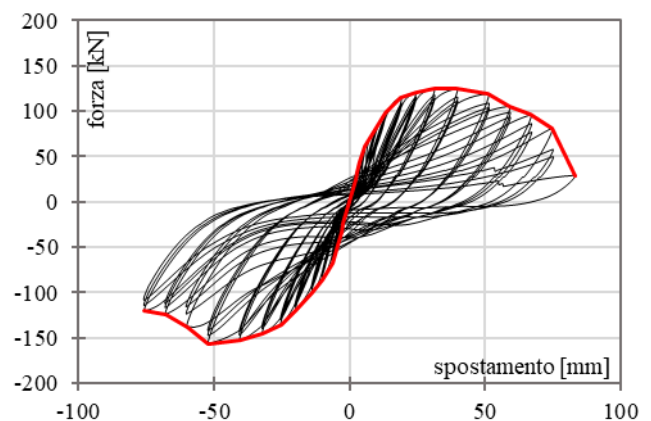


Figura 12. Ciclo di isteresi e *skeleton curve* relativa al provino J_01_S(1).

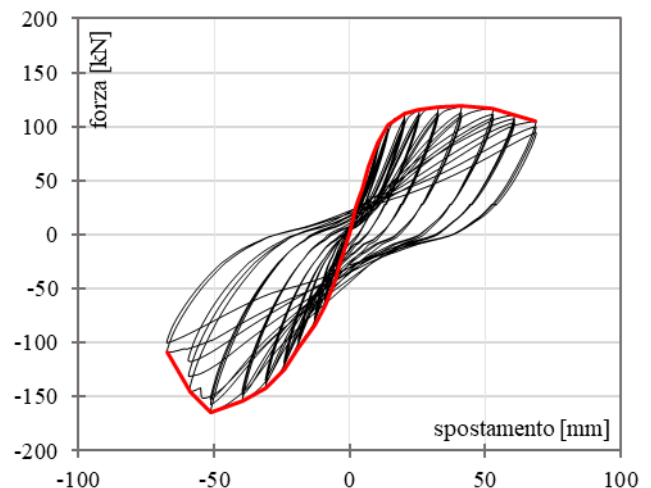


Figura 13. Ciclo di isteresi e *skeleton curve* relativa al provino J_01_S(2).

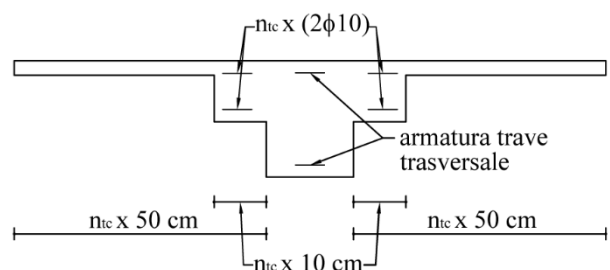


Figura 14. Sezione trave equivalente.

prove effettuate in laboratorio (prove a schiacciamento dei cubetti di calcestruzzo prelevati in situ e prove a trazione sulle barre di armatura). Il braccio di leva ($L=1.27$ m) è pari alla distanza tra il baricentro della piastra dell'attuatore, punto di applicazione della forza, e il centro della cerniera plastica.

Dal confronto tra i valori di forza attinti dall'attuatore, F_a , e quelli attesi, F_{Rd} , si evince la congruenza tra modello teorico e sperimentale. Si noti che la massima forza raggiunta dall'attuatore durante la prova sul nodo J_01 è pari a 82.75 kN, corrispondente ad uno spostamento di 53.43 mm, mentre la minima forza attinta è di -89.53 kN, corrispondente ad uno spostamento di -51.70 mm.

Tale lieve differenza in termini di forza è senz'altro riconducibile ad asimmetrie ed eterogeneità fisiologiche di un materiale composito, quale il calcestruzzo armato. Se ciò accade per il nodo J_01, la cui risposta dovrebbe essere, in teoria, simmetrica, a maggior ragione può verificarsi nei nodi dotati di solaio, J_01_S, i quali già esibiscono, per definizione, una forte asimmetria nei cicli di isteresi, che rispecchia l'asimmetria geometrica dovuta alla presenza del solaio stesso.

In Figura 15, Figura 16 e Figura 17, si riportano, invece, i cicli di isteresi dei nodi in termini di momento-rotazione alla corda. Il momento è il prodotto tra la forza dell'attuatore nel singolo istante temporale e il braccio di leva ($L=1.27$ m), prima descritto. La rotazione alla corda, riportata sull'asse delle ascisse, è valutata con riferimento al medesimo braccio di leva.

In Figura 18, Figura 19 e Figura 20 si riportano i cicli momento adimensionalizzato-rotazione alla corda. Il momento è diviso rispetto al momento plastico teorico relativo alla trave a sezione rettangolare. Le curve così ricavate mostrano l'entità dell'errore che si commette, in termini di resistenza, allorché la presenza del solaio viene trascurata. La sovrapposizione delle stesse sarà utile al confronto tra i provini con e senza solaio.

La Tabella 3 riassume i dati relativi ai grafici momento-rotazione. In essa si riportano i momenti corrispondenti alla forza attinta dall'attuatore (M_{Ed}); i momenti resistenti teorici della trave a sezione rettangolare, ottenuti con le caratteristiche medie dei materiali costituenti il provino ($M_{Rd,R}$) e il rapporto tra tali quantità. Confrontando i due valori suddetti, si riscontra che, in generale, il momento resistente teorico sottostima i valori dei

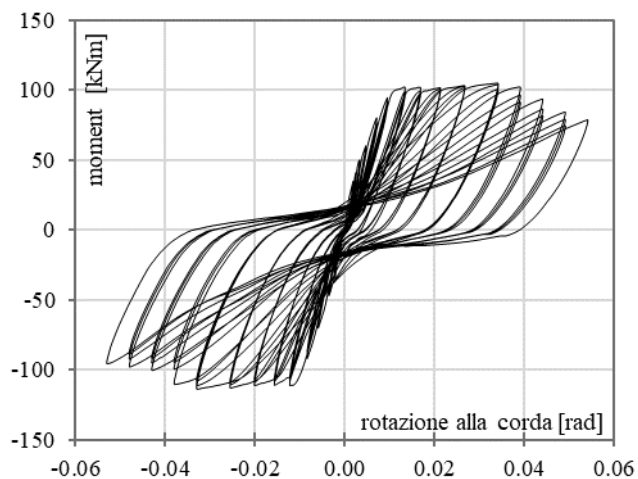


Figura 15. Grafico momento-rotazione alla corda relativo al nodo J_01.

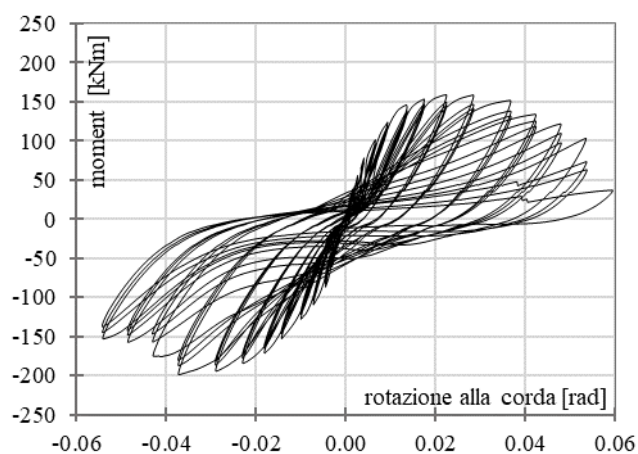


Figura 16. Grafico momento-rotazione alla corda relativo al nodo J_01_S(1).

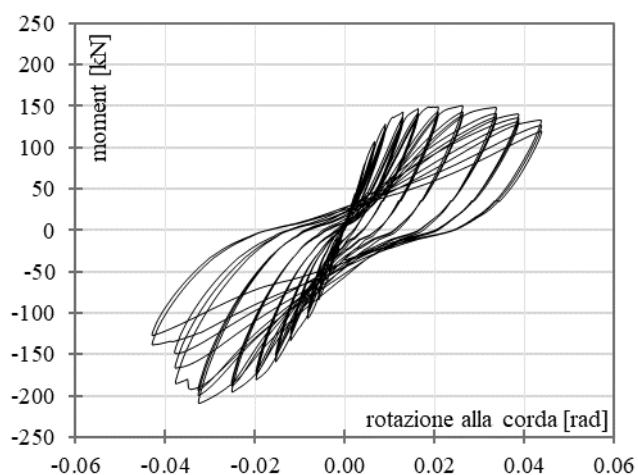


Figura 17. Grafico momento-rotazione alla corda relativo al nodo J_01_S(2).

Tabella 3. Confronto tra momenti dell'attuatore, M_{Ed} , e teorici, $M_{Rd,R}$.

Nodo	M_{Ed}^+ [kNm]	$M_{Rd,R}^+$ [kNm]	$M_{Ed}^+ / M_{Rd,R}^+$	M_{Ed}^- [kNm]	$M_{Rd,R}^-$ [kNm]	$M_{Ed}^- / M_{Rd,R}^-$
J_01	105.09	102.70	1.02	-113.71	-102.70	1.11
J_01_S (1)	158.98	102.70	1.55	-198.54	-102.70	1.93
J_01_S (2)	150.77	103.87	1.45	-209.28	-103.87	2.01

momenti sperimentali e che ciò è accentuato nei nodi con solaio.

È utile, a questo punto, operare un confronto tra i risultati delle prove. A tale scopo, in Figura 21 si riporta la sovrapposizione dei cicli momento adimensionalizzato-rotazione alla corda dei tre provini testati. È chiaro ed evidente l'incremento di resistenza che il nodo con solaio esibisce. Ad

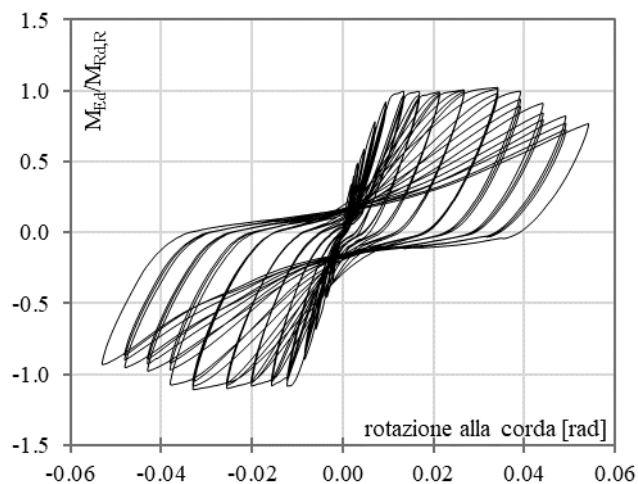


Figura 18. Grafico momento adimensionalizzato-rotazione alla corda relativo al nodo J_01.

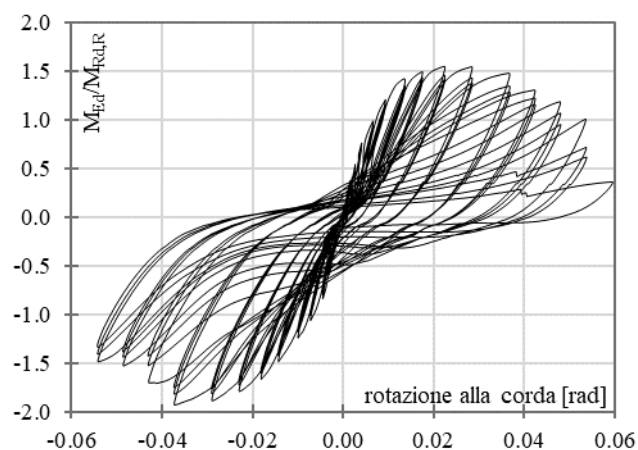


Figura 19. Grafico momento-rotazione alla corda relativo al nodo J_01_S(1).

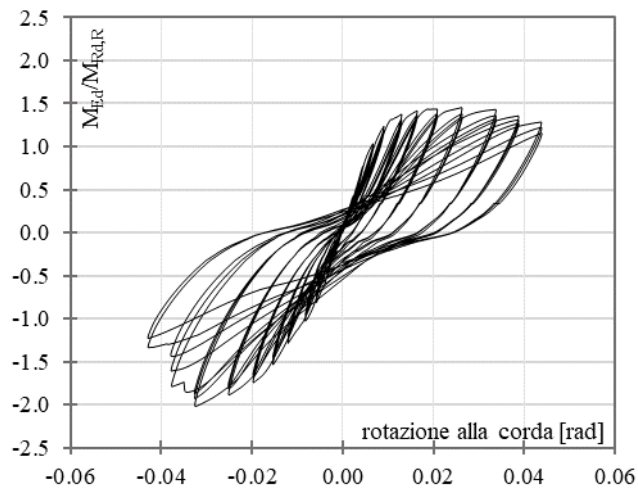


Figura 20. Grafico momento-rotazione alla corda relativo al nodo J_01_S(2).

ulteriore conferma di ciò, in Figura 22 si riporta la sovrapposizione delle tre *skeleton curves* illustrate in Figura 11, Figura 12 e Figura 13.

In Tabella 4 si compendiano i risultati fin qui esposti, operando una stima dell'accuratezza del modello utilizzato nella determinazione del numero dei travetti collaboranti. A tale fine, si è valutato l'errore che si commette nel considerare o meno la presenza del solaio e quanto il modello a trave equivalente si avvicini ai risultati della sperimentazione. Infatti si è valutata la differenza, in termini percentuali, tra:

- il momento resistente atteso nella trave a sezione rettangolare, $M_{Rd,R}$, e il momento sperimentale, M_{Ed} ;
- il momento resistente atteso nella trave equivalente, $M_{Rd,Eq}$, e il momento sperimentale.

In particolare, risulta che il modello costituito dalla sola trave trasversale comporta una sottostima della resistenza, che si sostanzia in un errore finanche pari al 101.48% per il nodo J_01_S(1). Contrariamente, stimare la resistenza

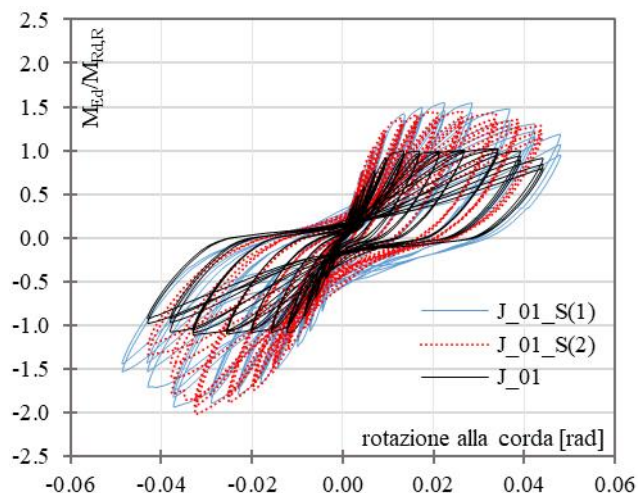


Figura 21. Sovrapposizione dei cicli momento-adimensionalizzato-rotazione alla corda.

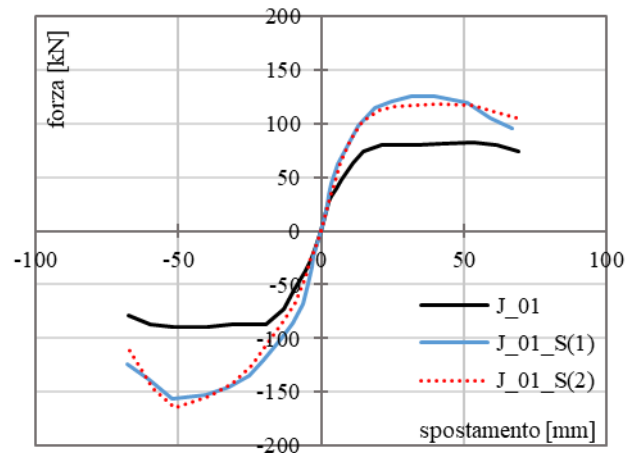


Figura 22. Sovrapposizione delle *skeleton curves* forza-spostamento.

Tabella 4. Stima dell'errore commesso nella valutazione della resistenza del nodo dotato o meno di solaio.

Nodo	M_{Ed}^+	M_{Ed}^-	$M_{Rd.R}^{+/-}$	$M_{Rd.Eq}^+$	$M_{Rd.Eq}^-$	$\frac{M_{Rd.R}^+ - M_{Ed}^+}{M_{Rd.R}^+}$	$\frac{M_{Rd.R}^- - M_{Ed}^-}{M_{Rd.R}^-}$	$\frac{M_{Rd.Eq}^+ - M_{Ed}^+}{M_{Rd.Eq}^+}$	$\frac{M_{Rd.Eq}^- - M_{Ed}^-}{M_{Rd.Eq}^-}$
	J_01	105.09	-113.71	102.70	-	-	-2.33	-10.72	-
J_01_S(1)	158.98	-198.54	102.70	164.70	-235.20	-54.80	-93.32	3.47	15.59
J_01_S(2)	150.77	-209.28	103.87	166.20	-237.60	-45.15	-101.48	9.28	11.92

attraverso il modello a trave equivalente riduce tale errore al 11.92% per il medesimo nodo.

I risultati mostrano che, in generale, la massima forza è raggiunta nel provino di tipo J_01_S, comprovando la sovra-resistenza che esso esibisce rispetto al nodo di riferimento J_01, privo di solaio. Inoltre, quando l'attuatore è in fase di spinta, la forza registrata dallo stesso è simile a quella teorica del modello a trave equivalente ma, mentre nel provino con solaio la forza dell'attuatore risulta sempre inferiore a quella attesa, nel nodo di riferimento accade l'inverso.

5 CONCLUSIONI

Le normative europee per le strutture esistenti (EN 1998-3, Eurocodice 8) presentano un'evidente lacuna nella valutazione del contributo effettivo dei travetti del solaio nella risposta sismica delle strutture in calcestruzzo armato. Infatti, esse non specificano se il progettista debba o meno portare in conto tale contributo nel comportamento globale della struttura. Per queste ragioni, (Montuori e altri 2016, Montuori e altri 2019) hanno proposto un modello teorico che consente di stimare in maniera accurata il numero di travetti che contribuiscono alla risposta sismica dell'edificio in cemento armato, il cui impalcato è un solaio latero-cementizio gettato in opera, ossia composto da travetti e pignatte.

La formula proposta è stata usata, in questo lavoro, per dimensionare i nodi in c.a. sottoposti a prove cicliche presso il laboratorio STRENGTH (STRuctural ENGineering Test Hall) del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Salerno. In particolare, è stata investigata la risposta di due provini con solaio e di uno senza solaio, per evidenziare al meglio le differenze in termini di resistenza dovute alla presenza di travetti e soletta. Lo scopo di questa indagine sperimentale è sia validare la formula teorica precedentemente proposta sia constatare l'influenza dei travetti del solaio in termini di resistenza.

Sebbene siano state condotte solo tre prove a fronte delle cinque previste nell'ambito della campagna sperimentale in corso, è possibile pervenire alle seguenti conclusioni preliminari.

In maniera generale, si è osservato che entrambi i provini dotati di solaio esibiscono una resistenza maggiore rispetto al nodo di riferimento sprovvisto di solaio, dimostrando, pertanto, che il contributo dello stesso sia preponderante e non possa essere in alcun modo trascurato, né in fase progettuale né in fase di verifica.

Tale notevole evidenza sperimentale ha indotto a stimare l'errore che scaturisce dall'includere o meno il solaio nella valutazione della resistenza del nodo in c.a. In particolare, imputare la resistenza del nodo in c.a. alla sola trave trasversale comporta una sottostima della resistenza effettiva pari anche al 101%. Al contrario, invece, considerare, nella resistenza del nodo, anche i travetti e la soletta dell'impalcato comporta un risultato molto più attinente ai dati sperimentali, con un errore massimo del 15%. Il modello matematico proposto da (Montuori e altri 2016), pertanto, mostra un'adeguata accuratezza e conferma il coinvolgimento dei travetti nel comportamento a trave equivalente.

REFERENCES

- ACI 374.1-05. Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary.
- Ahmed, S.M., Gunasekaran, U., Macrae, G.A. 2013. Slab effects on building seismic performance: state of the art. *Journal of Structural Engineering*, **40** (2), 121-126.
- Alaee, P., Li, B., Cheung, P.P. C. 2015. Parametric investigation of 3D RC beam-column joint mechanics. *Magazine of Concrete Research*, **67** (19), 1054-1069.
- Aoyama, H., 1985. Problems associated with "weak-beam" design of reinforced concrete frames. *J Faculty Eng Univ Tokio*, **38**(2), 75-105.
- Dönmez, C., 2015. Seismic performance of wide-beam infill-joist block RC frames in Turkey. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, **29**(1).
- Durrani, A.J. and Zerbe H.E. 1987. Seismic resistance of R/C exterior connections with floor slab. *Journal of Structural Engineering*, **113**(8), 1850-1864.
- EN 1998-1, Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance, Part 1.
- EN 1998-3, Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 3, Assessment and Retrofitting of Buildings.

- EN 1992-1-1, 2015. Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Ehsani, M.R. and Wight J.K., 1982. Behavior of External Reinforced Concrete Beam to Column Connections Subjected to Earthquake-type Loading. *Report UMEE 82R5*. University of Michigan, Ann Arbor, MI, USA.
- French, C.W. e Boroojerdi, A., 1989. Contribution of R/C floor slabs in resisting lateral loads. *Journal of Structural Engineering*, **115**(1), 1–18.
- Hakuto, S., Park, R., Tanaka, H., 1995. Retrofitting of reinforced concrete moment resisting frame. *Research report*, 95–4.
- Kang, T. H.-K., Kim, W., Shin M., 2012. Cyclic Testing for Seismic Design Guide of Beam-Column Joints with Closely Spaced Headed Bars. *Journal of Earthquake Engineering*, **16**:2, 211-230.
- Leon, R. e Jirsa, J.O. 1986. Bidirectional loading of RC beam-column joints. *Earthquake Spectra*, **2**(3), 537–564.
- Lincoln, E., Bertero, V.V., 1977. Evaluation of floor system to dynamic characteristics of moment-resisting space frames. *Sixth world conference of earthquake engineering*, India, **3**; 3006–12.
- López-Almansa, F., Domínguez, D., Benivent-Climent, A., 2013. Vulnerability analysis of RC buildings with wide beams located in moderate seismicity regions, *Engineering Structures*; **46**, 687–702.
- Magenes, G., Pampanin, S., 2004. Seismic response of gravity-load design frames with masonry infills. *13th world conference on earthquake engineering*, 4004. August 1–6, Vancouver, B.C., Canada.
- Masi, A., 2003. Seismic vulnerability assessment of gravity load designed R/C frames. *Bull Earthq Eng*, **1**, 371–95.
- Masi, A., Vona, M., 2012. Vulnerability assessment of gravity-load designed RC buildings: evaluation of seismic capacity through non-linear dynamic analyses. *Engineering Structures*, **45**, 257–69.
- Montuori, R., Nastri, E., Piluso, V., 2016. Modelling of floor joists contribution to the lateral stiffness of RC buildings designed for gravity loads. *Engineering Structures*, **121**, 85-96.
- Montuori, R., Nastri, E., Palese, M.I., Piluso, V., 2019. The effect of floor joists on the elastic and inelastic behavior of R.C frames. *Engineering Structures*, **196**, art. no. 109267.
- Nudo, R., Sarà, G., Viti, S., 2004. Influence of floor structures on seismic performance of RC frames, *13th world conference on earthquake engineering*, 424. August 1–6, Vancouver, B.C., Canada.
- Park, R., Paulay, T., 1973. Behaviour of reinforced concrete external beam-column joints under cyclic loading. *Proceedings of the 5th world conference on earthquake engineering*, Rome, Italy, 88.
- Park, S., Mosalam, K.M. 2013. Experimental investigation of nonductile RC corner beam-column joints with floor slabs. *Journal of Structural Engineering*, **139** (1), 1-14.
- Paultre, P., Castele, D., Rattray, S. and Michell, D., 1989. Seismic response of reinforced concrete frame subassemblages – a Canadian code perspective. *Canadian Journal of Civil Engineering*, **16**(5), 627–649.
- Polese, M., Verderame, G.M., Mariniello, C., Iervolino, I., Manfredi, G., 2008. Vulnerability analysis for gravity load designed RC buildings in Naples – Italy. *Journal of Earthquake Engineering*, **12**(S2), 234–45.
- Rattray, S., 1986. Reversed Cyclic Load Tests of Reinforced Concrete Frame Subassemblages. McGill University, Montreal, Canada.
- Ren, P., Li, Y., Zhou, Y., Lu, X., Guan H. 2014. Experimental Study on the Progressive Collapse Resistance of RC Slabs. *Structures Congress 2014*, 868-879.
- Roy, B., Laskar, A.I., 2017. Cyclic behavior of in-situ exterior beam - column subassemblies with cold joint in column. *Engineering Structures*, **132**, 822–833.
- Rossetto, T., Elnashai, A., 2003. Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data. *Engineering Structures*, **25**, 1241–63.
- Suzuki, N., Otani, S., Aoyama, H., 1983. Effective width of slab in reinforced concrete structures. *Transaction, Japanes Concrete Institute*; **5**, 309–16.
- Williamson, E., Stevens, D., 2009. Modeling structural collapse including floor slab contribution. *Structures congress 2009*, April 30 – May 2, Austin, Texas, United States, 1–9.