



Studio delle connessioni di estremità trave-pilastro nella progettazione di telai sismo resistenti

Mauro Torquati, Andrea Belleri, Paolo Riva

Dipartimento di Progettazione e Tecnologie, Università degli Studi di Bergamo. Viale Marconi 5, 24044 Dalmine

Keywords: connessioni d'estremità, telai sismo resistenti in c.a., connessioni trave-pilastro.

ABSTRACT

Oggetto della ricerca è lo studio di come le connessioni d'estremità fra trave e pilastro possano influire sulla progettazione e sulla risposta strutturale di telai sismo resistenti in calcestruzzo armato. Seguendo le linee guida fornite dalla normativa per la realizzazione di connessioni trave-pilastro alle estremità dei telai, si nota come in generale sia difficoltoso e dispendioso realizzare nodi di questo tipo, sia per la quantità di armatura necessaria all'interno del nodo, sia per problemi legati all'ancoraggio delle barre d'armatura.

È stata valutata la possibilità di declassare a cerniera il vincolo trave-pilastro all'estremità del telaio, in modo da ottenere delle connessioni di più semplice realizzazione, in grado di sostenere le rotazioni imposte dal sisma attraverso un adeguato confinamento dell'estremità della trave.

Sono stati presi in considerazione due telai in C.A. con 3 e 7 piani per valutarne il comportamento in caso di sisma con o senza la connessione proposta attraverso analisi statiche e dinamiche non lineari.

1 INTRODUZIONE

Nella progettazione di telai sismo resistenti l'ancoraggio delle armature rappresenta un problema piuttosto rilevante dal punto di vista realizzativo. La principale difficoltà si riscontra nella realizzazione di un vincolo di incastro ai nodi posti all'estremità del telaio, che devono garantire l'ancoraggio delle armature longitudinali delle travi, la continuità delle armature nei pilastri e avere una specifica armatura resistente a taglio.

Per quanto riguarda l'ancoraggio dell'armatura longitudinale delle travi per i nodi esterni di telai soggetti a sollecitazioni di tipo sismico, l'attuale normativa (D.M. 14 gennaio 2008) prevede, qualora non sia possibile l'ancoraggio al di là del nodo d'estremità, che le barre siano ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione con il nodo o rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia a contenimento del nodo, e che la lunghezza di ancoraggio delle armature tese sia

calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a $1,25 f_{yk}$, misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno. E' inoltre data una limitazione al diametro delle barre d'ancoraggio in modo da evitarne lo sfilamento. Se per nodi esterni non è possibile soddisfare tale limitazione, si può prolungare la trave oltre il pilastro, si possono usare piastre saldate alla fine delle barre, oppure piegare le barre per una lunghezza minima pari a 10 volte il loro diametro disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura.

La soluzione che prevede il prolungamento della trave al di là del nodo richiede una cassatura apposta e una staffatura aggiuntiva di contenimento della porzione aggiunta e la posa al suo interno delle armature longitudinali provenienti dalla trave, ripiegate o uncinata, il tutto in uno spazio piuttosto ridotto, portando a una congestione d'armatura all'interno del nodo (Figura 1).

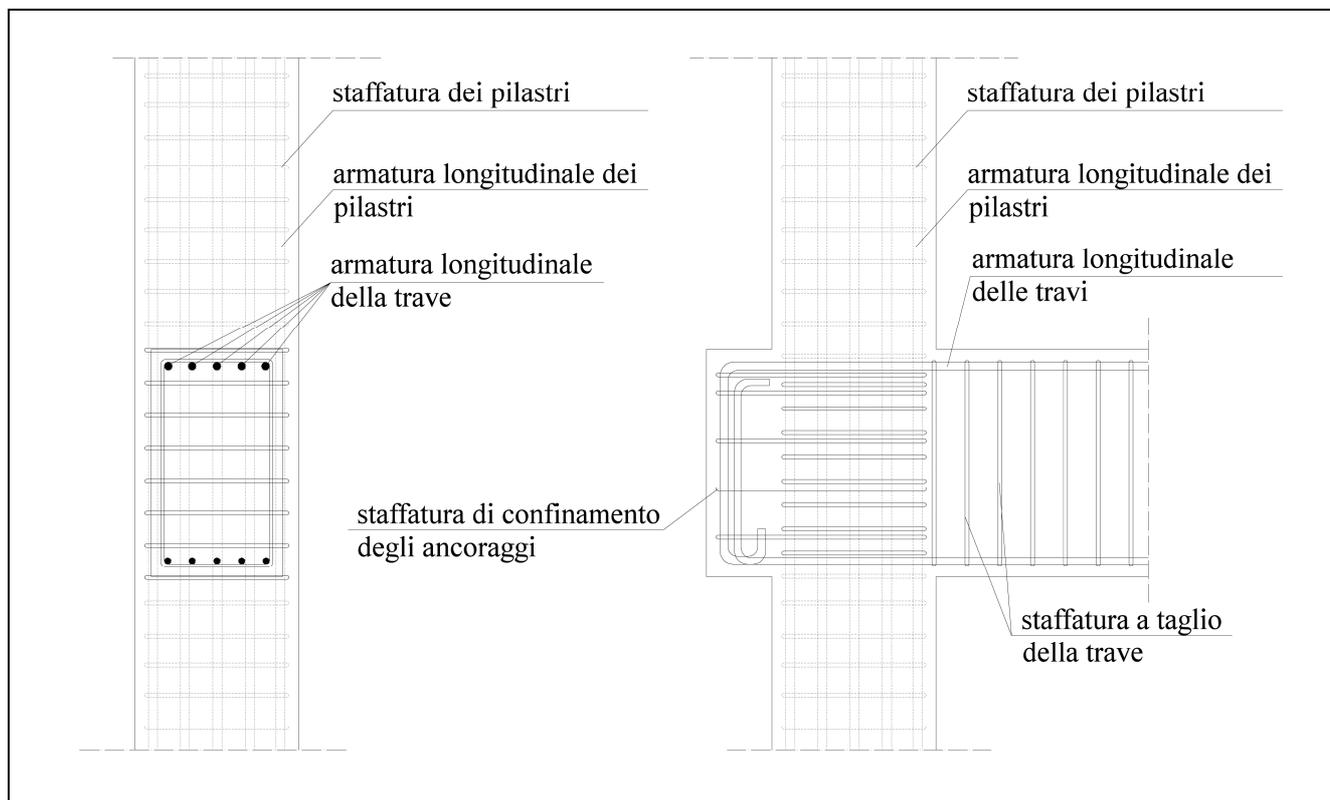


Figura 1. Esempio di dettaglio costruttivo di realizzazione del nodo come incastro

Per quanto riguarda la seconda soluzione, recenti studi (Lee and Yu 2009) hanno valutato l'efficacia di specifici dispositivi meccanici d'ancoraggio (Figura 2) che evitano la congestione delle armature riducendo la lunghezza necessaria per l'ancoraggio delle barre all'interno del nodo. I risultati delle prove sperimentali su questa particolare tipologia di ancoraggio confermano un comportamento equivalente o addirittura migliore rispetto ai comuni ancoraggi a 90° soprattutto quando la struttura è sottoposta a grandi spostamenti anelastici dovuti a carichi ciclici.

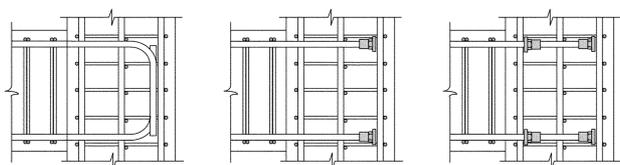


Figura 2: Ancoraggio classico a sinistra, dispositivi meccanici di ancoraggio in centro e a destra.

La terza soluzione, ripiegamento delle armature della trave verso il basso all'esterno del nodo, prevede ugualmente difficoltà di posa simili alla prima soluzione in quanto è richiesta una staffatura aggiuntiva di contenimento della piegatura all'esterno del nodo. Oltre al problema realizzativo, un'eccessivo intasamento di armatura può creare difficoltà durante la fase di getto del calcestruzzo e influire sulla durabilità del nodo e la sua fessurazione. Inoltre il vincolo

d'incastro fa sì che il rispetto del principio della gerarchia delle resistenze ai pilastri laterali, formazione di cerniere plastiche alle estremità delle travi, induca ad incrementare ulteriormente dimensioni e armatura del pilastro stesso.

In questa sede, per ovviare al problema della realizzazione dei dettagli costruttivi dei nodi trave-pilastro d'estremità e per ridurre le sollecitazioni, è stata valutata la possibilità di declassare solo ai fini della progettazione sismica, il vincolo di estremità delle travi da incastro a cerniera, in modo da ridurre l'armatura, ovviare alle problematiche legate all'ancoraggio delle barre longitudinali e facilitare l'applicazione della gerarchia delle resistenze ai pilastri esterni. Ovviamente, il vincolo così declassato deve mantenere inalterata la sua capacità di rotazione, dovendo essere garantita la congruenza delle deformazioni del telaio durante il sisma.

Nella presente memoria è stato esaminato il comportamento strutturale di due edifici realizzati in cemento armato (Figura 3), uno costituito da tre impalcati e l'altro da sette, entrambi con telai esterni sismo-resistenti (in rosso in Figura 3), sottoposti ad azioni di tipo sismico e confrontando il comportamento nel caso di vincolo trave-pilastro d'estremità a incastro piuttosto che a cerniera.

Entrambi gli edifici hanno dimensioni in pianta di 20x30 metri, campate costituite da travi ribassate con luci nette da 5 metri, pilastri con

altezza di interpiano pari a 3,1 metri, raggiungendo una quota al piano di copertura rispettivamente di 9,3 e 21,7 metri. A titolo esemplificativo è presentato soltanto il comportamento strutturale del telaio piano sismo resistente con dimensione in pianta di 20 metri.

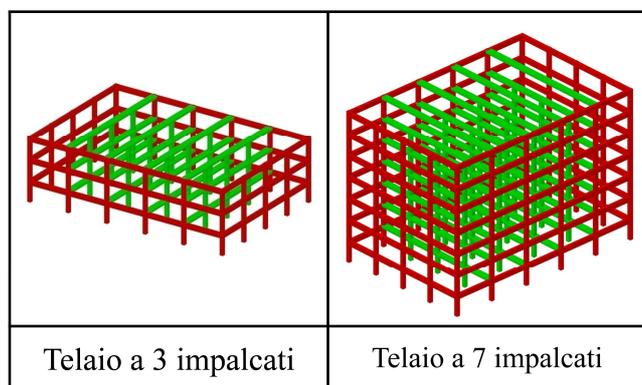


Figura 3. Edifici riguardanti lo studio.

2 DIMENSIONAMENTO DEI NODI DI ESTREMITÀ

Nella realizzazione del vincolo d'estremità trave-pilastro assimilabile a cerniera le armature longitudinali delle travi possono essere dimensionate considerando le sole sollecitazioni gravitazionali, mentre l'armatura a taglio segue il principio della gerarchia delle resistenze. L'aspetto più importante del dimensionamento dell'estremità della trave è il calcolo della staffatura di confinamento che deve garantire alla stessa la necessaria duttilità in termini di rotazione imposta dal sisma. Questo è stato effettuato verificando la capacità rotazionale della sezione di estremità della trave attraverso le relazioni contenute nella circolare esplicativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 (§C8.7.2.5 e §C8A.6), che fornisce le formule per

il calcolo della rotazione di snervamento e di collasso della cerniera:

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_V}{3} + 0,0013 \cdot (1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_V}) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (1)$$

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0,016 \cdot (0,3^v) \cdot \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,225} \cdot \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} \cdot 25^{(\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c})} \cdot (1,25^{100 \cdot \rho_d}) \quad (2)$$

Dove:

ϕ_y curvatura a snervamento della sezione terminale

L_V luce di taglio

h altezza della sezione

d_b diametro medio delle barre longitudinali

f_c , f_y e f_{yw} resistenza a compressione del calcestruzzo, resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale e trasversale

γ_{el} 1,5 per elementi primari e 1,0 per elementi secondari

v sforzo assiale normalizzato di compressione agente su tutta la sezione

ω e ω' percentuali meccaniche di armatura longitudinale in trazione e compressione

ρ_{sx} percentuale di armatura trasversale

ρ_d percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione.

α fattore di efficienza del confinamento

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o}\right) \quad (3)$$

Con:

b_o e h_o dimensioni del nucleo confinato

b_i distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro.

In Figura 4 è chiaro come la realizzazione di una cerniera sia più semplice rispetto all'ipotesi di incastro.

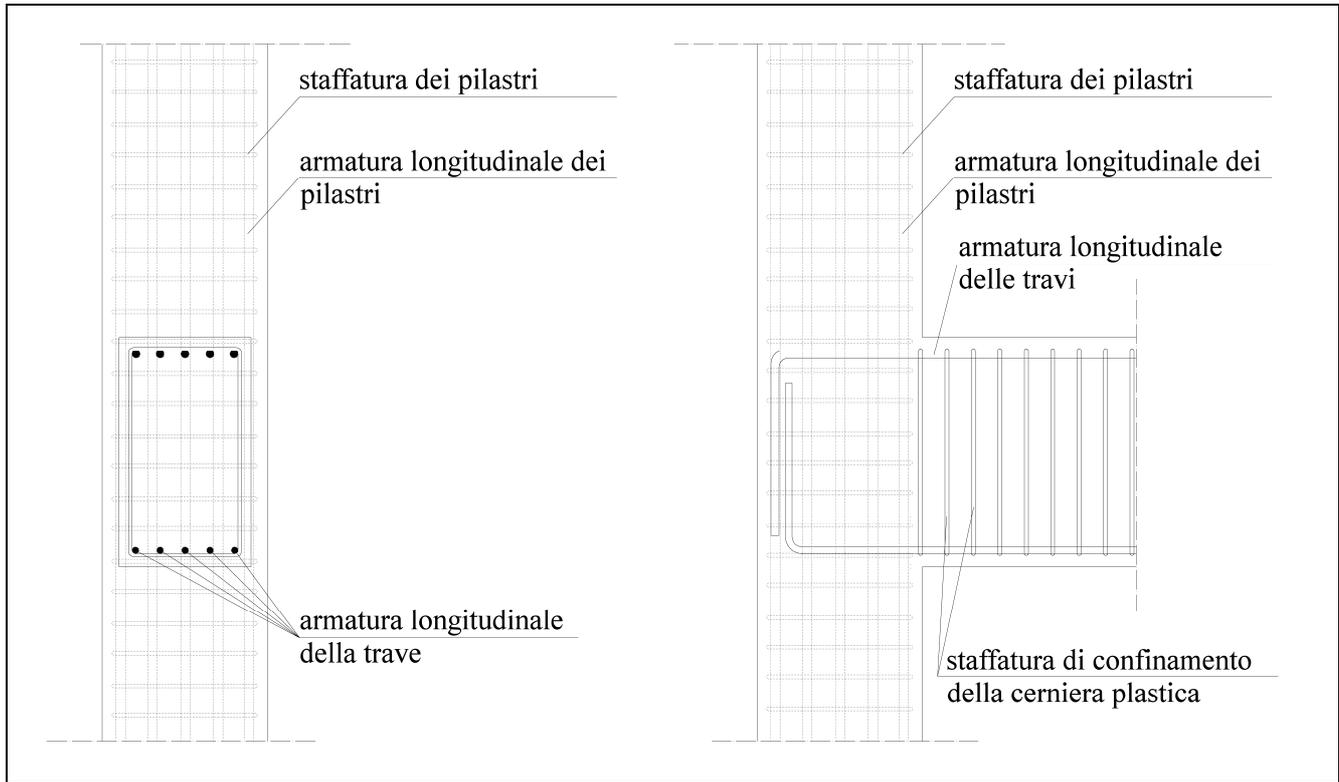


Figura 4. Esempio di dettaglio costruttivo di realizzazione di nodo assimilabile a cerniera

3 ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEI TELAI

3.1 Analisi a spettro di risposta

Il dimensionamento dei telai è stato effettuato mediante analisi a spettro di risposta con le seguenti caratteristiche: accelerazione di picco a_g pari a 0,25 g, terreno di tipo C, periodi di riferimento T_B , T_C e T_D rispettivamente pari a 0,20, 0,60 e 2 s e categoria topografica T1. Il fattore di struttura utilizzato è pari a 5,85 corrispondente a strutture a telaio regolari in altezza con più piani e campate ad alta duttilità.

I diagrammi di taglio e momento su travi e pilastri che compongono il telaio a 7 impalcati sono rappresentati nella Figura 5 e Figura 6, in rosso con nodi d'estremità incastrati mentre in blu con nodi incernierati, da cui si nota la diminuzione del taglio e del momento flettente nelle campate laterali passando dal telaio con incastri alle estremità a quello con cerniere. Considerazioni analoghe si possono fare per le azioni nei pilastri, in particolare si nota come a fronte di un moderato incremento del taglio, che si traduce in una riduzione di 1-2 cm del passo delle staffe dei pilastri centrali, si abbia una

diminuzione delle azioni sui pilastri d'estremità, fatta eccezione per la cerniera plastica alla base.

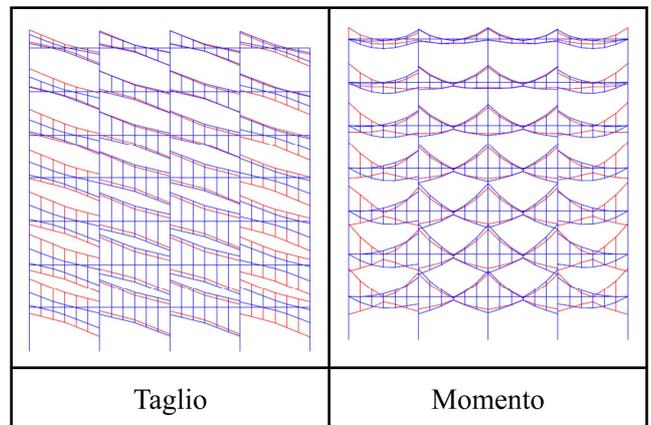


Figura 5. Diagrammi di taglio e momento sulle travate dei telai.

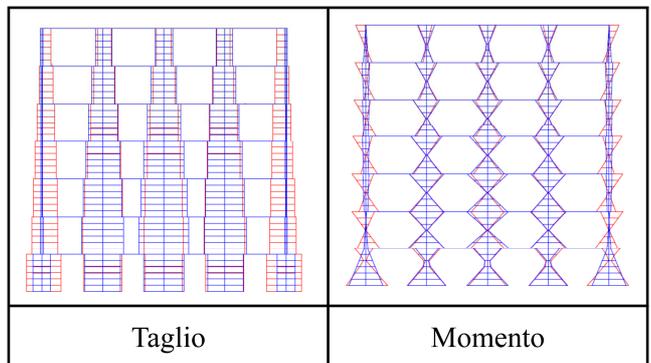


Figura 6. Diagrammi di taglio e momento sui pilastri dei telai.

Una volta dimensionata l'armatura per i due casi di vincolo considerati (Figure 7 e 8), l'efficacia delle soluzioni sviluppate è stata

verificata mediante analisi non-lineari sia statiche sia dinamiche.

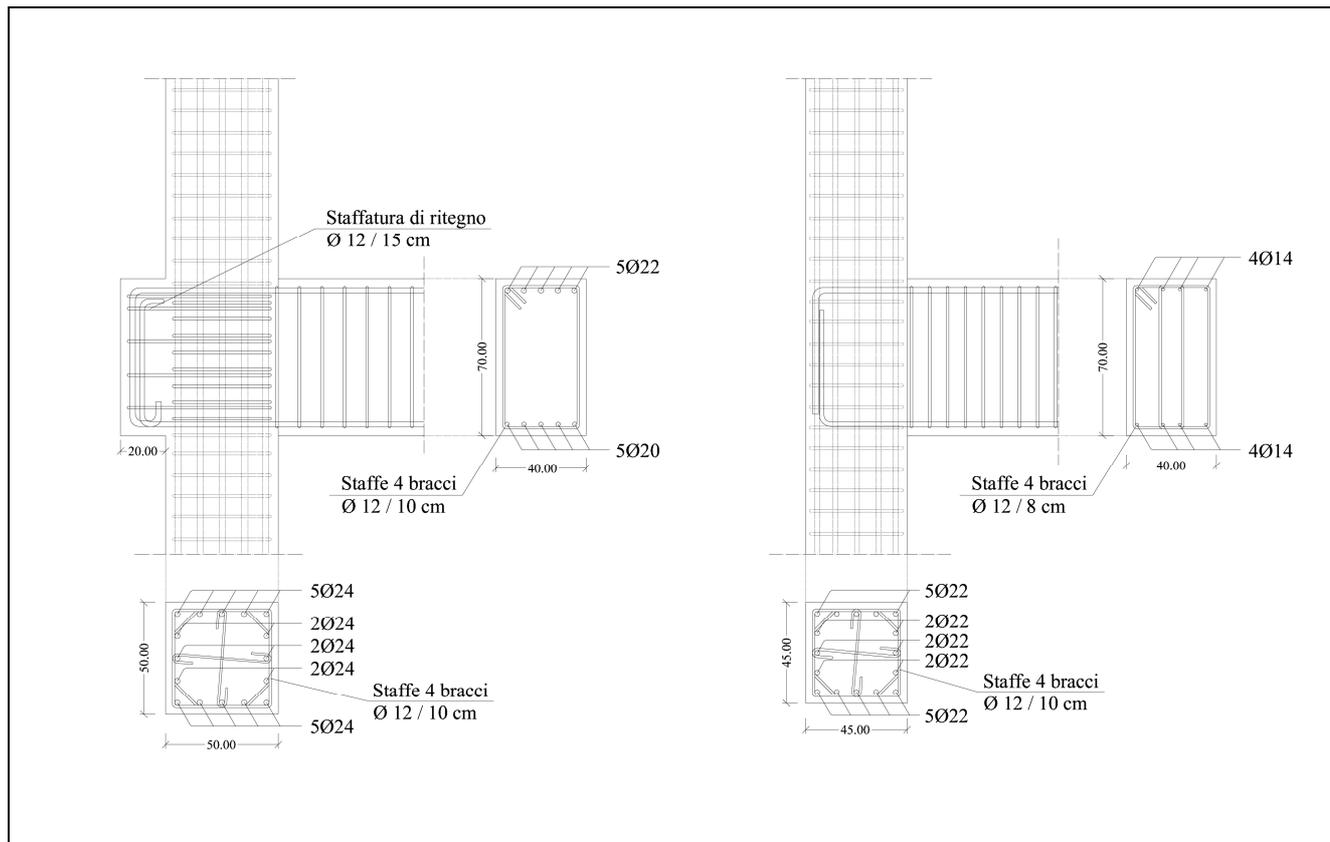


Figura 7. Dettagli costruttivi del nodo d'estremità del primo impalcato del telaio a 3 piani. A sinistra realizzato come incastro, a destra come cerniera.

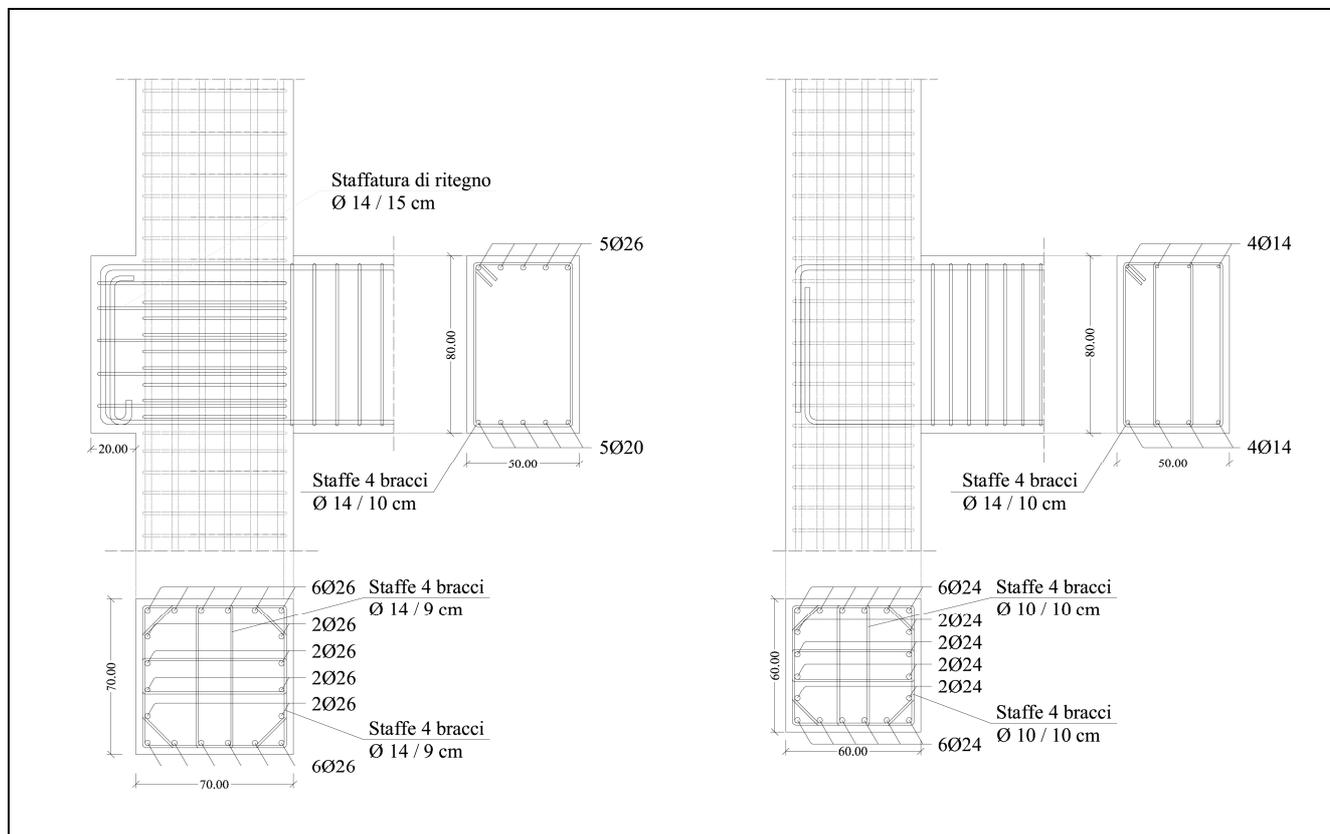


Figura 8. Dettagli costruttivi del nodo d'estremità del primo impalcato del telaio a 7 piani. A sinistra realizzato come incastro, a destra come cerniera.

3.2 Analisi statiche non lineari

Sono state effettuate delle analisi statiche non lineari (pushover) in modo da mettere in evidenza la capacità di spostamento delle due strutture a 3 e 7 impalcati e confrontarne il differente comportamento per la tipologia di nodi d'estremità a incastro e a cerniera.

Nei grafici seguenti (Figure 9 e 10) sono rappresentate le curve di capacità dei telai da cui si evince che la soluzione con nodi d'estremità realizzati come incastro risulta essere più rigida (come atteso) rispetto a quella con nodi d'estremità di tipo cerniera, soluzione che presenta una riduzione del taglio alla base e uno spostamento del punto di controllo maggiore.

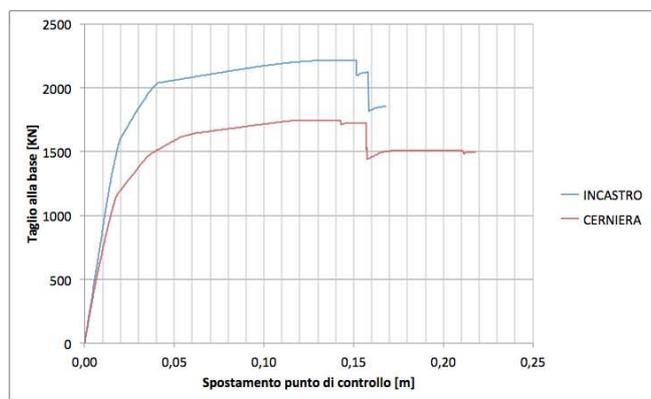


Figura 9. Grafico spostamento-taglio alla base per telaio a 3 impalcati.

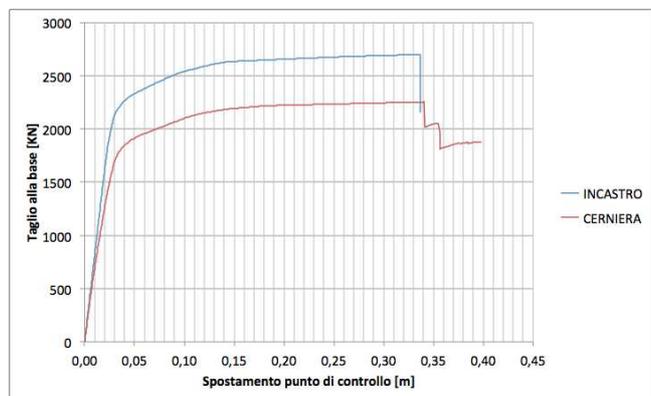


Figura 10. Grafico spostamento-taglio alla base per telaio a 7 impalcati.

Al sistema strutturale reale è stato poi associato un sistema equivalente a un grado di libertà secondo l'approccio proposto dalle NTC 2008. È stato inoltre calcolato il reale fattore di struttura ottenuto come rapporto tra il taglio alla base corrispondente allo spostamento ultimo del punto di controllo per i due sistemi a un grado di libertà elastico e anelastico. In Tabella 1 sono riportati i risultati ottenuti, dove si nota come l'introduzione di connessioni d'estremità assimilabili a cerniera porti a una riduzione del taglio alla base di circa il 18% e a un aumento dello spostamento ultimo. Dall'analisi del fattore di struttura effettivo si nota come il valore proposto da normativa sia conservativo rispetto a quanto trovato. Si ricorda che in queste analisi non è stata considerata l'interazione tra telaio sismo-resistente e tamponamenti esterni.

In figura 11 sono riportati i grafici in cui è rappresentata la verifica globale dei telai a 3 e 7 impalcati con le differenti modalità di connessione trave-pilastro. Si osserva come la capacità di spostamento delle strutture esaminate sia molto maggiore rispetto allo spostamento richiesto dal sisma utilizzato nella progettazione (target displacement).

Tabella 1. Risultati dell'analisi pushover.

	V base	Spostamento	q effettivo
	[KN]	pto controllo [m]	
3 Impalcati (Incastro)	2212	0,168	7,05
3 Impalcati (Cerniera)	1790	0,227	9,28
7 Impalcati (Incastro)	2700	0,336	10,53
7 Impalcati (Cerniera)	2255	0,399	11,78

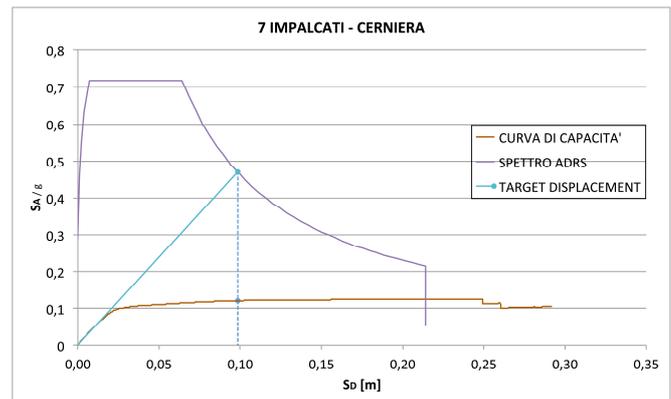
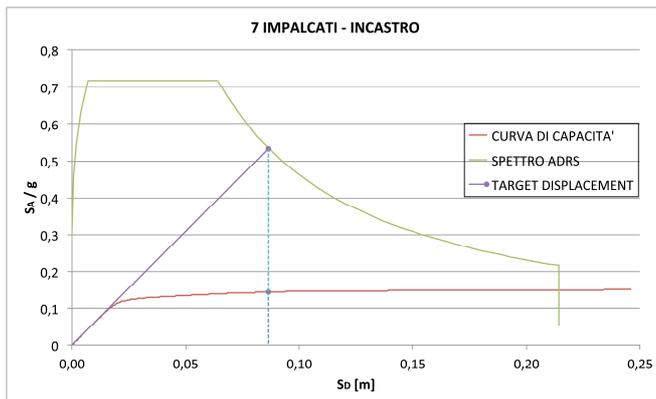
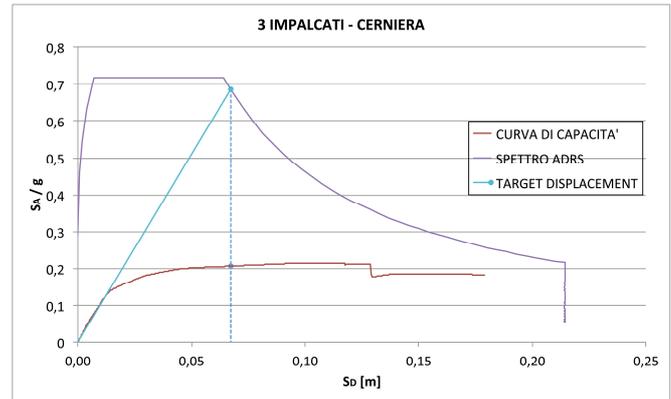
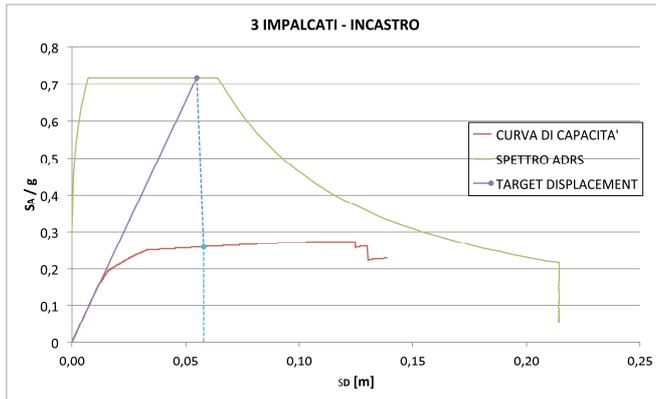


Figura 11. Verifiche globali dei telai

3.3 Analisi dinamica non lineare

Sono state inoltre effettuate delle analisi dinamiche non lineari applicando alla base delle strutture un accelerogramma artificiale spettro-compatibile generato con il codice di calcolo SIMQKE-1 (SIMulation of earthQuaKE ground motions), in modo da valutare il comportamento dinamico dei telai.

In Tabella 2 sono riportati gli spostamenti in sommità e i tagli alla base. In accordo ai risultati delle analisi pushover si nota come il taglio massimo alla base sia maggiore per la soluzione con incastri alle estremità e sia influenzato dalla presenza di modi di vibrare superiori che non sono presi in considerazione dall'analisi pushover svolta. Per quanto riguarda gli spostamenti di interpiano e le rotazioni delle cerniere plastiche, si osserva che in entrambe le soluzioni tali rotazioni sono inferiori (in media del 45% circa) alle rotazioni ultime e che il massimo drift d'interpiano, definito come rapporto tra spostamento e altezza d'interpiano, sia contenuto per entrambe le soluzioni, con valori leggermente superiori (8% circa) per soluzione con vincolo a cerniera.

Tabella 2. Risposta della struttura all'analisi time-history.

	Taglio alla base [KN]	Massimo drift d'interpiano [%]
3 Impalcati (Incastro)	3074	1,61
3 Impalcati (Cerniera)	2952	1,75
7 Impalcati (Incastro)	5559	1,20
7 Impalcati (Cerniera)	5029	1,27

4 CONCLUSIONI

Il lavoro svolto ha mostrato l'efficacia dell'ipotesi di declassare i vincoli d'estremità di telai sismo-resistenti a vincoli di tipo cerniera. La soluzione adottata è alternativa ai nodi d'estremità di telai tradizionali e cerca di superare le problematiche connesse a tali nodi quali la congestione e l'ancoraggio delle armature, consentendo inoltre di diminuire le sollecitazioni dei pilastri d'estremità, i quali sono spesso in comune tra due telai sismo-resistenti ortogonali e quindi soggetti a flessione deviata.

I dettagli costruttivi relativi ai vincoli proposti sono di più semplice realizzazione sia per quanto

riguarda la progettazione sia per quanto riguarda la posa in cantiere di armatura e cassetture.

Nella realizzazione del vincolo a cerniera, diventa importante l'armatura trasversale di confinamento che deve comunque garantire una sufficiente duttilità in termini di rotazione, consentendo al telaio di sopportare le deformazioni indotte dal sisma.

Le analisi statiche non lineari svolte hanno evidenziato come l'introduzione di connessioni d'estremità assimilabili a cerniera porti a una diminuzione del taglio alla base e a un aumento dello spostamento ultimo del telaio. Inoltre il calcolo del fattore di struttura effettivo ha mostrato come i valori trovati siano in accordo con quanto proposto dalla normativa.

Si osserva come la capacità di spostamento delle strutture indagate sia molto maggiore rispetto allo spostamento richiesto dal sisma utilizzato nella progettazione.

Le analisi dinamiche non lineari, effettuate applicando un accelerogramma spettro compatibile alla base delle strutture, hanno dimostrato l'efficacia della soluzione proposta, mostrando che strutture progettate ipotizzando un vincolo a cerniera all'estremità manifestano un comportamento simile alla situazione con vincoli d'incastro alle estremità, spostamenti d'interpiano di poco superiori e rotazioni delle cerniere plastiche comunque inferiori alle rotazioni ultime.

Il lavoro proposto si presta ad ulteriori prospettive di sviluppo che possono riguardare una campagna di indagini parametriche mediante analisi dinamiche non lineari tridimensionali su un numero maggiore di strutture.

BIBLIOGRAFIA

- Lee H. J. and Yu S. Y., 2009. Cyclic Response of Exterior Beam-Column Joints with Different Anchorage Methods. *ACI Structural Journal Technical Paper Title no. 106-S32*.
- UNI EN 1992-1-1, Eurocodice 2, dicembre 2004. Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- EN 1998-1:2004, Eurocodice 8, dicembre 2004. Design of structure for earthquake resistance, Parte 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
- D.M. 14 gennaio 2008, Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009 n. 617, Applicazione norme tecniche per le costruzioni.