

Progettazione di connessioni prefabbricate trave-pilastro con un approccio agli spostamenti

A. Belleri¹, M. Torquati² and P. Riva³

ABSTRACT: Le strutture prefabbricate tipiche del panorama italiano, specialmente in ambito industriale e commerciale, sono caratterizzate da uno schema statico a telaio incernierato, in cui la dissipazione energetica è affidata interamente alla formazione di cerniere plastiche alla base dei pilastri, mentre la connessione trave-pilastro è per l'appunto schematizzata con un vincolo di tipo cerniera, il cui compito è il trasferimento delle sollecitazioni sismiche degli elementi di piano ai pilastri sismo-resistenti.

Le connessioni a secco utilizzate presentano una rigidità molto inferiore rispetto a quella degli elementi strutturali collegati e sono pertanto sede di localizzazione della richiesta di rotazione. Se tali rotazioni non sono espressamente considerate in fase di progettazione si può raggiungere il collasso prematuro della connessione con conseguente perdita del meccanismo di trasferimento delle sollecitazioni sismiche.

Per valutare in modo corretto la richiesta di rotazione delle connessioni diventa importante tenere in considerazione l'effettiva richiesta di spostamento del pilastro. Nel presente articolo è proposto un metodo di progettazione sismica per telai incernierati prefabbricati basato su un approccio agli spostamenti e un conseguente metodo di progettazione delle connessioni per incassare le rotazioni risultanti dall'analisi.

1 INTRODUZIONE

Sebbene siano possibili svariate soluzioni per il controventamento di strutture prefabbricate sia con getti integrativi di calcestruzzo (Restrepo e al. 1995) sia completamente a secco (Pampanin e Park 2005, Schoettler e al. 2009), lo schema statico di riferimento utilizzato generalmente per la progettazione in Italia è costituito da un telaio con colonne incastrate alla base e travi incernierate in corrispondenza dei nodi trave-pilastro. L'utilizzo di uno schema statico di questo tipo, associato generalmente ad altezze d'interpiano elevate rispetto alle tradizionali strutture in C.A., comporta la realizzazione di strutture molto flessibili, con richiesta di duttilità in termini di spostamento ridotta. La performance sismica dell'edificio risulta dunque legata al controllo dello spostamento d'interpiano più che al controllo delle deformazioni dei materiali.

L'assimilazione dei nodi trave-pilastro a vincoli di tipo a cerniera consente la realizzazione di connessioni in grado di incassare le forze derivanti dal sisma. Tale assunzione tuttavia considera implicitamente la possibilità per la trave di ruotare rispetto al pilastro senza alcuna limitazione. Un comportamento di questo tipo non trova spesso riscontro nella pratica costruttiva, infatti sono molti i fattori che ostacolano la libera rotazione delle connessioni, in modo particolare la possibilità di contatto fra la testa della trave e il lato del pilastro. Nel caso in cui ciò avvenga, si potrebbe raggiungere prematuramente la rottura della connessione con conseguente incapacità di trasferire le forze sismiche al pilastro.

Nel presente articolo si progetta una struttura prefabbricata di due piani utilizzando un approccio agli spostamenti (Direct Displacement Based Design, Priestley et al. 2007) e schematizzando le connessioni trave-pilastro con semplici cerniere come avviene nella pratica progettuale. In fase di progettazione si considera inoltre il corretto comportamento della connessione pilastro-

¹ Dipartimento di Ingegneria, Università degli studi di Bergamo, andrea.belleri@unibg.it

² Dipartimento di Ingegneria, Università degli studi di Bergamo, mauro.torquati@unibg.it

³ Dipartimento di Ingegneria, Università degli studi di Bergamo, paolo.riva@unibg.it

fondazione, nel caso specifico costituita da barre di armatura di richiamo della fondazione posizionate in appositi tubi corrugati in acciaio predisposti nel pilastro riempiti con malta a basso ritiro. La dissipazione isteretica della struttura è affidata interamente alla formazione di una cerniera plastica alla base del pilastro, trascurando a favore di sicurezza il contributo offerto dalle connessioni.

A progettazione ultimata è stato valutato il comportamento della struttura considerando l'influenza del contatto tra trave e pilastro, valutandone la vulnerabilità in termini di accelerazione di ancoraggio e confrontandola poi con quella associata al telaio schematizzato con connessioni trave-pilastro modellate come cerniere.

2 DIRECT DISPLACEMENT BASED DESIGN (DDBD)

La procedura di progetto utilizzata nel presente lavoro (DDBD, Priestley et Al. 2007), prevede la sostituzione della struttura reale a più gradi di libertà con una struttura equivalente a un solo grado di libertà. Il primo passo consiste nella definizione degli spostamenti associati alla deformata inelastica del primo modo di vibrare (Δ_i). Alcune formulazioni per il calcolo di tali spostamenti nel caso di strutture a telaio incernierato sono disponibili in letteratura (Priestley et Al. 2007, Calvi e Sullivan 2009). La deformata ottenuta consente la definizione dello spostamento target (Δ_d), dell'altezza efficace (H_{eff}) e della massa efficace (m_{eff}) della struttura equivalente a un solo grado di libertà:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}; \quad H_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i H_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}; \quad m_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad (1),(2),(3)$$

Il passo seguente consiste nella valutazione dello smorzamento viscoso equivalente (ξ_{eq}), come somma dello smorzamento elastico (ξ_{el}) e dello smorzamento isteretico (ξ_{hy}). Lo smorzamento viscoso equivalente consente di modificare lo spettro di spostamento elastico ($S_{d,el(5\%)}$ associato a sistemi a un grado di libertà con smorzamento pari al 5%) al variare dello smorzamento.

In letteratura sono disponibili diverse espressioni per determinare il valore dello smorzamento equivalente, tra cui quello proposto da Dwairi et Al. (2007) e quello proposto da Grant et Al. (2004), rispettivamente pari a:

$$\xi_{eq} = 0.05 + C_{ST} \frac{\mu_{\Delta} - 1}{\pi \cdot \mu_{\Delta}}; \quad \xi_{eq} = 0.05 + a \left(1 - \frac{1}{\mu_{\Delta}^b} \right) \left(1 + \frac{1}{(T_{eff} + c)^d} \right) \quad (4), (5)$$

Dove μ_{Δ} corrisponde alla duttilità in spostamento (Δ_d/Δ_y) e T_{eff} è il periodo efficace del sistema, corrispondente alla rigidezza secante associata allo spostamento di progetto Δ_d .

Dopo aver ottenuto lo smorzamento viscoso equivalente, in accordo alle norme tecniche per le costruzioni del 2008 (D.M. 2008), è possibile scalare lo spettro di spostamento:

$$\eta = \frac{S_{d,el}(\xi_{eq})}{S_{d,el}(5\%)} = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{eq}}} \quad (6)$$

Il periodo della struttura equivalente (T_{eff}) è quello associato allo spostamento di progetto (Δ_d) nello spettro di spostamento ridotto ($S_{d,el(\xi_{eq})}$). Tale periodo consente di calcolare la rigidezza efficace della struttura equivalente, quindi il taglio alla base:

$$V_b = k_{eff} \Delta_d = 4\pi^2 \frac{m_{eff}}{T_{eff}^2} \Delta_d \quad (7)$$

Il taglio alla base è poi distribuito sulla struttura in accordo alla deformata inelastica utilizzata:

$$F_i = V_b \frac{m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (8)$$

3 CONNESSIONI PILASTRO-FONDAZIONE

Le connessioni considerate nel presente articolo sono costituite da armature di richiamo della fondazione inserite in camicie d'acciaio all'interno dei pilastri e in seguito riempite con malte a basso ritiro (Belleri e Riva 2010). Si tratta di connessioni con elevata duttilità che consentono di concentrare il danno nello strato di malta tra pilastro e fondazione, permettendo una più facile riparazione a seguito di eventuali danni causati dal sisma. Tale tipologia di connessioni evita l'instaurarsi di fenomeni di instabilità nelle armature longitudinali di collegamento.

Lo smorzamento viscoso equivalente di tale tipologia di connessioni è stato dedotto ricalibrando l'equazione 5 proposta al paragrafo 2 alla luce dei risultati sperimentali ottenuti da test di laboratorio. In particolare sono stati ricalibrati i parametri (a, b, c, d) in modo da ottenere un modello equivalente in termini di momento alla base e drift (energia dissipata) da utilizzare nelle analisi.

L'equazione per il calcolo della curvatura a snervamento viene definita a partire dalla formulazione proposta da Priestley (2003) $\phi_y = 2.1 \varepsilon_y/D$, con ε_y deformazione a snervamento dell'acciaio e D altezza della sezione. La nuova formulazione prevede la sostituzione della costante 2.1 con il parametro α_1 e dell'altezza della sezione D con l'altezza utile d:

$$\phi_y = \alpha_1 \frac{\varepsilon_y}{d} \quad (9)$$

Il parametro α_1 è stato calibrato applicando la procedura dei minimi quadrati ai risultati di una serie di analisi momento-curvatura, prendendo in considerazione l'influenza di diverse variabili quali il rapporto di carico assiale (ν), il rapporto di armatura longitudinale (ρ_1), l'altezza della sezione (D), il copriferro (c), la resistenza del calcestruzzo (f_{ck}) e il rapporto di sovrarresistenza dell'acciaio (f_u/f_y). I parametri che maggiormente influenzano la definizione di α_1 sono il carico assiale (ν) e la percentuale di armatura (ρ_1):

$$\alpha_1 = \frac{\phi_y \cdot d}{\varepsilon_y} = m \cdot \nu + q \quad (10)$$

Le costanti m e q dipendono dal numero delle barre di armatura e sono riportate in Tabella 1.

Tabella 1 – Costanti m e q per il calcolo di α_1

Numero di ferri	4	8	12
m	1.77	0.93	0.91
q	1.59	1.84	1.86

4 CONNESSIONI TRAVE-PILASTRO

Le connessioni trave-pilastro considerate in questo lavoro fanno riferimento a connessioni spinnottate appoggiate alle mensole dei pilastri su cuscinetti in neoprene, e sono schematizzate con semplici vincoli a cerniera (Riva e al. 2011). Lo schema strutturale cui si fa riferimento per la progettazione è rappresentato in Figura 1.

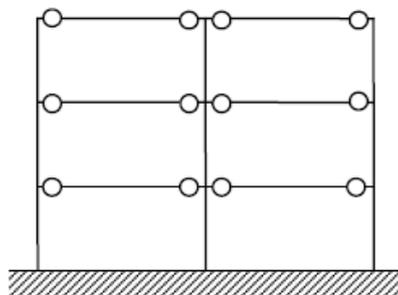


Figura 1. Schematizzazione della struttura

A tale schema strutturale corrisponde la seguente deformata a snervamento (Priestley et Al, 2007):

$$\Delta_{y,i} = \frac{\varepsilon_y}{B} H_i^2 \left(1 - \frac{H_i}{3H_n} \right) \quad (11)$$

La deformata totale è pari a:

$$\Delta_i = \Delta_{y,i} + \Delta_{p,i} = \frac{\varepsilon_y}{B} H_i^2 \left(1 - \frac{H_i}{3H_n} \right) + \phi_p L_p H_i \quad (12)$$

Derivando gli spostamenti rispetto ad H è possibile ricavare le rotazioni:

$$\vartheta_i = \vartheta_{y,i} + \vartheta_{p,i} = \frac{\varepsilon_y}{B} H_i \left(2 - \frac{H_i}{H_n} \right) + \phi_p L_p \quad (13)$$

Coerentemente con l'ipotesi di telaio incernierato, le connessioni trave-pilastro devono essere compatibili con la richiesta di rotazione ottenuta dalle analisi (Belleri e al. 2012). In caso contrario si potrebbe raggiungere prematuramente la rottura della connessione.

Come mostrato in Figura 2, dimensionata la trave per i carichi gravitazionali, la rotazione disponibile è pari a Δ/h . Una volta raggiunta tale rotazione, la testa della trave entra in contatto con il pilastro; ciò non consente ulteriori rotazioni libere e può portare alla rottura per taglio degli spinotti di collegamento.

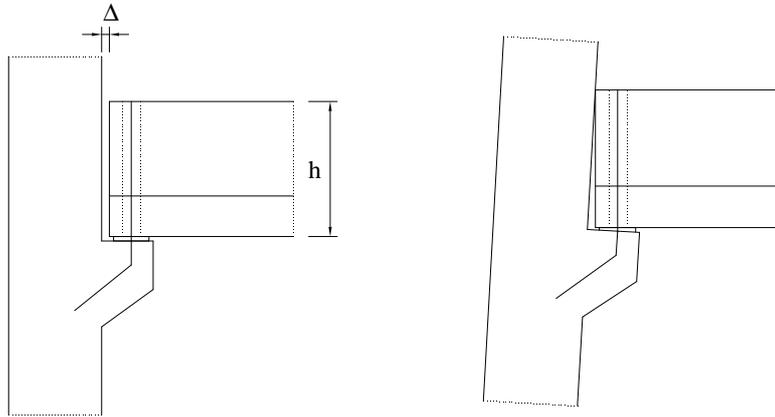


Figura 2. Rotazione disponibile prima del contatto trave-pilastro

5 ESEMPIO APPLICATIVO

Si progetta ora un edificio prefabbricato con dimensioni in pianta di 76.30x87.85m (Figura 3). La struttura è composta da 56 pilastri con sezione 0.70x0.70m, disposti ai vertici di una maglia rettangolare di 7x8m, con altezza di interpiano pari a 3.5m. La massa sismica tributaria di ogni pilastro per ogni piano è pari a 30000 kg.

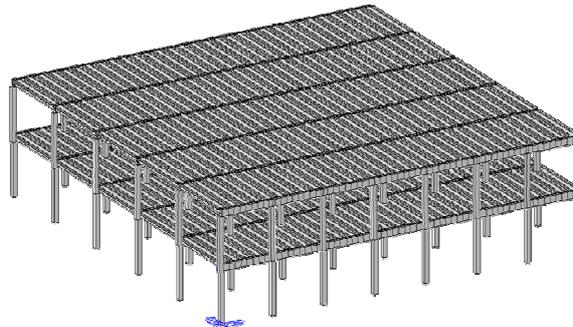


Figura 3. Struttura dell'edificio progettato

Le connessioni pilastro-fondazione e trave-pilastro ipotizzate corrispondono alle tipologie descritte nei paragrafi 3 e 4. L'azione sismica (D.M. 2008) è stata valutata considerando un sito con categoria di suolo tipo C (parametri di riferimento $a_g = 0.35g$, $T_c = 0.25s$ e $F_0 = 2.5$).

La struttura è stata progettata limitando il drift di interpiano a un valore compatibile con lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), assunto pari a 2.5%.

Applicando la procedura DDBD si ricavano gli spostamenti di snervamento (Δ_y) e di progetto (Δ_d) della struttura equivalente:

$$\Delta_y = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_{i,y}^2}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_{i,y}} = 0.088m; \quad \Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_{i,d}^2}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_{i,d}} = 0.111m \quad (14), (15)$$

La duttilità in spostamento μ_{Δ} , calcolata come rapporto tra Δ_d e Δ_y , è pari a 1.26, mentre l'altezza e la massa efficaci sono:

$$H_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_{i,d} H_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_{i,d}} = 6.1m; \quad m_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_{i,d}}{\Delta_d} = 48000kg \quad (16), (17)$$

Valutando lo smorzamento viscoso equivalente associato alla dissipazione fornita dalle connessioni pilastro-fondazione ($\xi_{eq} = 8.7\%$) e individuando lo spettro di spostamento ridotto ($\eta = 0.854$), si ottiene il periodo della struttura equivalente $T_{eff} = 1.32s$ la rigidezza efficace $k_{eff} = 1101kN/m$ e infine il taglio alla base $V_b = k_{eff} \times \Delta_d = 120kN$

Il taglio alla base è poi distribuito sulla struttura in accordo alla deformata inelastica per ottenere le forze sismiche di piano di ogni pilastro, pari a 30 kN e 90 kN rispettivamente per il primo e il secondo piano. Considerando due connessioni trave-pilastro per ogni campata, si dimensionano gli spinotti per una forza di taglio pari a 45 kN.

La richiesta di rotazione della connessione al secondo piano, la più gravosa, è pari a 0.027 rad. Con riferimento alla Figura 2 è possibile risalire alla richiesta minima di gap fra la testa della trave e il pilastro per evitare il contatto:

$$\Delta = 0.027 rad \cdot h = 18.9mm \quad (19)$$

Nel caso in cui la trave sia stata posizionata già a contatto con il pilastro, lo schema strutturale di riferimento subisce una variazione: si introduce infatti un grado di incastro in corrispondenza dei nodi, come mostrato in Figura 4. La risposta è differente nel caso in cui sul collegamento trave-pilastro agisca un momento orario o un momento antiorario: nel primo caso si genera effettivamente un momento funzione della resistenza a taglio degli spinotti, mentre nel secondo caso la trave è in grado di ruotare liberamente (Figura 4).

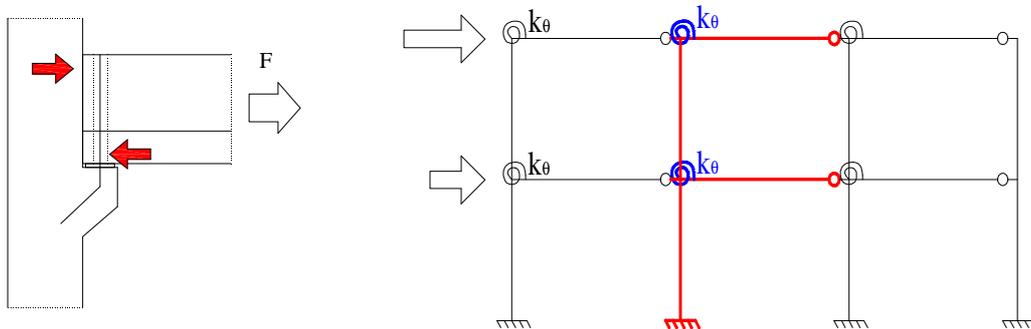


Figura 4. Momento generato dal contatto (sinistra) e nuovo schema associato (destra)

Infine è stata valutata la vulnerabilità sismica nei casi in cui sia impedita o meno la possibilità di ruotare alle connessioni. La valutazione è stata effettuata confrontando le accelerazioni a_g (accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido) che portano alla rottura a taglio degli spinotti delle connessioni trave-pilastro o alla rottura per raggiunta rotazione ultima della cerniera plastica alla base del pilastro.

Nel caso in cui le rotazioni della trave sono libere, si raggiunge la rotazione ultima alla base del pilastro per un'accelerazione $a_g = 0.363g$, mentre nel caso di rotazioni impedita si ha la rottura a taglio degli spinotti della connessione del secondo piano per $a_g = 0.177g$. Da ciò si evince la necessità di considerare l'effettiva rotazione libera disponibile delle connessioni trave-pilastro per evitare la prematura rottura delle stesse.

6 CONCLUSIONI

L'articolo propone la progettazione di un edificio prefabbricato di due piani con un approccio agli spostamenti (DDBD). Lo schema statico tipicamente utilizzato nella progettazione corrisponde a un telaio incernierato, con connessioni trave-pilastro schematizzate come semplici cerniere e connessioni pilastro-fondazione assimilabili a vincoli di incastro. Tuttavia a struttura ultimata tali rotazioni potrebbero essere impedita, ad esempio dal contatto della trave con il pilastro, con modifiche dello schema statico di telaio incernierato e sovra-sollecitazioni nelle connessioni che ne possono causare la prematura rottura.

Lo smorzamento viscoso equivalente utilizzato per scalare lo spettro in spostamento nella procedura del DDBD è stato valutato a favore di sicurezza considerando il solo contributo della cerniera plastica alla base dei pilastri. È stata inoltre adottata una procedura per il calcolo della curvatura a snervamento più appropriata per gli edifici prefabbricati in oggetto.

È stata valutata la vulnerabilità dell'edificio in termini di accelerazione a_g nel caso in cui sia concessa o meno libertà di rotazione alle connessioni trave-pilastro. I risultati delle analisi condotte hanno mostrato una diminuzione della capacità sismica della struttura, associata al prematuro collasso degli spinotti di collegamento, quando la rotazione della connessione trave-pilastro è impedita.

Alla luce delle suddette considerazioni, per questa tipologia di edifici prefabbricati, risulta necessario prevedere una progettazione basata sul controllo delle rotazioni trave-pilastro. In particolare la schematizzazione delle connessioni mediante vincoli a cerniera deve essere attentamente valutata alla luce dell'effettiva capacità di rotazione disponibile.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Belleri A., Riva P., *“Seismic performance and retrofit of precast grouted sleeve connections”*, PCI Journal, V 57, No 1, 2012, pp. 97-109.
- Belleri A., Torquati M., Riva P., *“Displacement Based Assessment for precast concrete structures: application to a three story plane frame”*, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 2012.
- Calvi G.M., Sullivan T. J. *“A model code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures”*, IUSS Press, Pavia, Italia, 2009.
- D.M. 14 gennaio 2008, *“Norme tecniche per le costruzioni”*, Gazzetta Ufficiale, Roma, Italia.
- Dwairi H.M., Kowalsky M.J., Nau J.M., *“Equivalent Damping in Support of Direct Displacement-Based Design”*, Journal of Earthquake Engineering, No. 11, 2007, pp. 512- 530.
- Grant D.N., Blandon C.A., Priestley M.J.N., *“Modelling Inelastic Response in Direct Displacement-Based Design”*, IUSS Press Pavia, Italia, 2004.
- Pampanin S. and Park R., *“Appendix B: Special provisions for the seismic design of jointed ductile precast concrete connections”*, In NZS3101: 2005

- Priestley M. J. N., Calvi G. M., Kowalsky M. J., “*Displacement-Based Seismic Design of Structures*”, IUSS Press, Pavia, Italia, 2007.
- Priestley M. J. N. “*Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited, The Ninth Mallet Milne Lecture*”, IUSS Press, Pavia, Italia, 2003.
- Restrepo J. I., Park R., Buchanan A. H., “*Design of Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames*”, PCI Journal – Sep-Oct 1995.
- Riva P., Belleri A., Torquati M., “*Problematiche progettuali legate al comportamento sismico di alcune tipologie di connessioni di strutture prefabbricate*”, Industrie manufatti cementizi, Vol. 18, 2011, pp. 26-34.
- Schoettler M.J., Belleri A., Zhang D., Restrepo J.I., Fleishman R.B., “*Preliminary results of the shake-table testing for the development of a diaphragm seismic design methodology*”. PCI Journal, V 54, No 1, 2009, pp. 100-124.