

Over-stress in the connections of precast cladding panels due to out-of-plane displacements

Sovra-sollecitazioni nelle connessioni di pannelli prefabbricati per effetto degli spostamenti nel fuori piano

A. Belleri¹, C. Passoni¹, S. Castelli¹, A. Marini¹, P. Riva¹

¹ *Dipartimento di Ingegneria e Scienze Applicate, Università degli Studi di Bergamo, Dalmine, Italy*

ABSTRACT: The seismic vulnerability of industrial and commercial precast concrete buildings has been highlighted by the earthquakes which hit the Italian territory in recent years, particularly for structures built before the enforcement of actual building codes. Multiple collapses of perimeter panels are associated with the failure of panel-structure connections not designed to account for load and displacement demand. Numerous studies have investigated and analyzed the effects that in-plane displacements of the panels have on the panel-structure connections. The present article investigates the effects that out-of-plane displacements have in terms of increased seismic demand in panel-structure connections, particularly in the case in which the panels undergo twisting effects due to both asynchronous displacements of adjacent columns and to displacements deriving from a flexible roof diaphragm. / *Le vulnerabilità sismiche di edifici prefabbricati industriali e commerciali costruiti prima dell'entrata in vigore delle attuali norme tecniche per le costruzioni è stata evidenziata dai terremoti che hanno colpito negli ultimi anni il territorio italiano. Molteplici collapsi di pannelli perimetrali sono stati causati dalle sollecitazioni sismiche sulle connessioni pannello-struttura non progettate per tale richiesta di spostamento, portando così alla rottura delle stesse e al conseguente ribaltamento dei pannelli prefabbricati. Numerosi studi hanno approfondito e analizzato gli effetti che eventuali spostamenti nel piano hanno sulle connessioni pannello-struttura. Il presente articolo indaga gli effetti che spostamenti nel fuori piano hanno in termini di incremento delle sollecitazioni sismiche nelle connessioni pannello-struttura, nel caso in cui i pannelli di chiusura subiscano effetti torcenti dovuti sia a uno spostamento asincrono dei pilastri, sia agli spostamenti derivanti da una copertura deformabile.*

KEYWORDS: cladding panels; panel-structure connections; roof diaphragm / pannelli di chiusura; connessioni pannello-struttura; diaframma di piano

1 INTRODUZIONE

I recenti terremoti in Italia (L'Aquila 2009, Emilia 2012, Italia Centrale 2016) hanno evidenziato la vulnerabilità delle strutture prefabbricate in calcestruzzo armato (CA) non progettate secondo le moderne normative sismiche come riportato in numerosi studi (Toniolo e Colombo 2012; Marzo et al. 2012; Savoia et al., 2012; Liberatore et al., 2013; Magliulo et al., 2014; Belleri et al., 2014; Bournas et al., 2014; Casotto et al., 2015; Minghini et al., 2016; Natri et al., 2017; Palanci et al., 2017). Le principali vulnerabilità, che hanno causato sia collapsi locali sia globali, sono legate alla mancanza di un efficace meccanismo di trasferimento orizzontale tra elementi prefabbricati e alla mancanza di spostamento e compatibilità di rotazione tra elementi strutturali e tra elementi strutturali e non strutturali (Belleri et al. 2014, 2015; Brunesi et al., 2015; Colombo et al., 2016).

Gli edifici prefabbricati industriali e commerciali sono in genere caratterizzati da una maggiore altezza di interpiano e da una maggiore flessibilità nel piano della copertura rispetto agli edifici in calcestruzzo armato tradizionali. Ciò comporta una flessibilità laterale generalmente elevata, che rende la compatibilità di spostamento e rotazione tra elementi collegati un aspetto significativo nella risposta strutturale.

Il sistema di chiusura perimetrale è in genere costituito da pannelli prefabbricati in CA. Due tipi di pannelli sono considerati: pannelli orizzontali e pannelli verticali (Colombo et al., 2016).

In passato il sistema di connessione dei pannelli alla struttura portante è stato progettato principalmente per reggere i carichi gravitazionali dei pannelli, i carichi del vento o, più recentemente, per evitarne il ribaltamento fuori-piano per effetto dei carichi sismici. La compatibilità di spostamenti associata all'interazione con la struttura di supporto non veniva considerata. Le connessioni devono essere in grado di incassare gli spostamenti e le rotazioni relative tra i pannelli e la struttura di supporto, a

causa della minore rigidità dei dispositivi di connessione rispetto agli elementi prefabbricati collegati: i ribaltamenti di pannelli osservati a seguito del terremoto emiliano sono tipicamente associati alla rottura delle connessioni (Bournas et al., 2014, Belleri et al. 2014, Colombo et al., 2016).

Negli ultimi anni, è stato condotto un lavoro sperimentale per studiare le prestazioni di pannelli e delle loro connessioni (Colombo et al. 2014, Fischinger et al., 2014, Zoubek et al., 2016a, Pantoli et al., 2016). Da tali studi sono derivate raccomandazioni progettuali (Belleri et al. 2016 e Colombo et al., 2016) principalmente per quanto riguarda il comportamento nel piano di tali sistemi. Nel caso di sollecitazioni fuori piano, la domanda sismica su pannelli e connessioni è determinata seguendo le formulazioni associate agli elementi non strutturali (4.3.5 in EN 1998-1). Tuttavia, a causa dell'elevata flessibilità della tipologia strutturale considerata, è importante tenere in considerazione la compatibilità di spostamento della pannellatura, poiché la rottura del sistema di connessione potrebbe causare il ribaltamento del pannello.

Il presente articolo si propone di analizzare le sovrassollecitazioni che nascono nelle connessioni di pannelli verticali e orizzontali per effetti torsionali. Questi effetti sono associati prevalentemente all'assenza di un diaframma rigido di piano a livello della copertura. Infatti, la presenza di lucernari e di singoli collegamenti puntuali alle estremità dei tegoli impedisce l'instaurarsi di un diaframma rigido. Scotta et al. (2015) hanno osservato un aumento dei carichi assiali nelle connessioni del pannello nel caso di tetti flessibili. Tali carichi devono essere aggiunti ai carichi sismici inerziali.

2 SOLLECITAZIONI FUORI-PIANO

Nell'attuale pratica progettuale, la pannellatura perimetrale è tipicamente inclusa solamente in termini di masse, essendo i pannelli di tamponamento considerati come elementi non strutturali. I carichi sismici fuori piano che agiscono sulle connessioni possono essere valutati da formulazioni semplificate, in genere correlate a spettri di risposta associati alla struttura di supporto.

In EN 1998-1, il carico inerziale che agisce sul baricentro del pannello (F_i) tiene conto dell'amplificazione dinamica associata a parametri come la posizione verticale relativa del baricentro del pannello (h_p) rispetto all'altezza dell'edificio (H) e il rapporto tra il periodo fondamentale del pannello (T_p) e il periodo fondamentale dell'edificio (T_s):

$$F_i = PGA \left[\frac{3(1 + h_p / H)}{1 + (1 - T_p / T_s)^2} - 0.5 \right] \frac{W_p}{q_a}, \quad (1)$$

dove W_p è il peso del pannello, PGA è l'accelerazione di picco del suolo (in termini di g), e q_a è un fattore di struttura, preso tra 1 e 2 per gli elementi di facciata. Per la tipologia strutturale esaminata, il periodo fondamentale di un pannello prefabbricato è all'incirca nell'intervallo 0.08-0.5s.

EN 1998-1 (§4.3.5.1.2) richiede che nel caso di elementi non strutturali di grande importanza o di natura particolarmente pericolosa, l'analisi sismica sia basata su un modello realistico delle strutture e sull'uso di adeguati spettri di risposta. In tal caso, si deve prestare particolare attenzione all'influenza del fattore di struttura globale; infatti, la riduzione del carico nei pannelli, rispetto a un'analisi elastica, potrebbe essere inferiore a quella ottenuta considerando il fattore di struttura globale.

3 EFFETTI TORSIONALI

Per quanto riguarda gli effetti torsionali indotti dal movimento asincrono di pilastri adiacenti, si distingue il caso di pannelli orizzontali e pannelli verticali.

3.1 Pannelli orizzontali

Per quanto riguarda la pannellatura orizzontale, con collegamenti tra pilastro e pilastro, facendo riferimento a Figura 1, la richiesta di rotazione torsionale (θ) su ciascun pannello è determinata dalla forma deflessa dei pilastri adiacenti:

$$\theta = \frac{(x_1 - x_2) - (x_3 - x_4)}{h} \quad (2)$$

dove x_1 , x_2 , x_3 e x_4 sono gli spostamenti fuori piano dei vertici di ciascun pannello ottenuti direttamente da un'analisi a spettro di risposta, e h è l'altezza del pannello. θ è equamente distribuito tra i due pilastri data la simmetria delle connessioni. Pertanto $\theta = 4\Delta/h$. Si può quindi determinare lo spostamento fuori dal piano del pannello Δ dovuto alla deflessione del pilastro.

Dall'equilibrio alla rotazione e traslazione si possono ottenere gli spostamenti δ_i e da questi le forze nelle singole connessioni associate alla torsione del pannello. L'equilibrio alla rotazione attorno agli assi 3-4 e 1-2 portano rispettivamente a:

$$K_{TC}(\delta_1 - \Delta)L + K_{BC}(\delta_2 + \Delta)L = 0 \quad (3)$$

$$K_{TC}(\delta_3 + \Delta)L + K_{BC}(\delta_4 - \Delta)L = 0 \quad (4)$$

δ_i è lo spostamento fuori dal piano della connessione i -esima; K_{TC} e K_{BC} sono la rigidezza fuori piano della connessione superiore e inferiore, rispettivamente. L'equilibrio alla rotazione attorno agli assi 2-4 e 1-3 portano rispettivamente a:

$$K_{TC}(\delta_1 - \Delta)h + K_{TC}(\delta_3 + \Delta)h = 0 \rightarrow \delta_1 = -\delta_3; \quad (5)$$

$$K_{BC}(\delta_2 + \Delta)h + K_{BC}(\delta_4 - \Delta)h = 0 \rightarrow \delta_2 = -\delta_4; \quad (6)$$

Pannello orizzontale

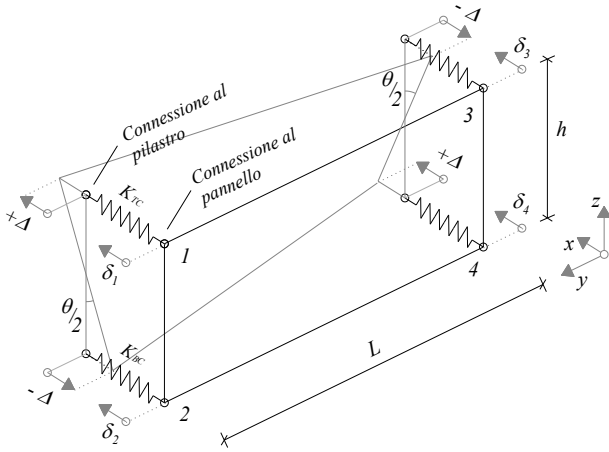
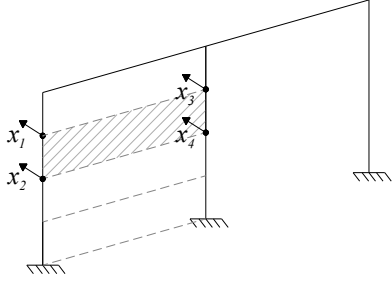


Figure 1. Horizontal cladding panel / Pannello orizzontale.

Dalla rotazione associata agli spostamenti assiali delle connessioni alle estremità del pannello e dalla torsione del pannello, si ottiene:

$$\frac{\delta_1 - \delta_2}{h} - \frac{\delta_3 - \delta_4}{h} + \frac{F_1 \cdot h}{GI_T} L = 0 \quad (7)$$

dove G è il modulo a taglio del calcestruzzo del pannello e I_T è il momento d'inerzia torsionale del pannello. Sostituendo nell'equazione precedente Eq.5, Eq.6 e $F_1 = K_{TC}(\delta_1 - \Delta)$, si ottiene:

$$2\delta_1 - 2\delta_2 + \frac{K_{TC}(\delta_1 - \Delta) \cdot h^2}{GI_T} L = 0 \quad (8)$$

Il sistema costituito da Eq.3 e Eq.8 permette di ottenere gli spostamenti δ_1 e δ_2 :

$$\delta_1 = \frac{\Delta \frac{Lh^2}{GI_T} K_{BC} K_{TC} - 2\Delta(K_{BC} - K_{TC})}{2K_{TC} + 2K_{BC} + \frac{Lh^2}{GI_T} K_{BC} K_{TC}} \quad (9)$$

$$\delta_2 = \frac{-\Delta \frac{Lh^2}{GI_T} K_{TC}^2 - \Delta(K_{BC} - K_{TC}) \left(2 + \frac{Lh^2}{GI_T} K_{TC} \right)}{2K_{TC} + K_{BC} \left(2 + \frac{Lh^2}{GI_T} K_{TC} \right)} \quad (10)$$

δ_3 e δ_4 sono pari rispettivamente a $-\delta_1$ e $-\delta_2$. La forza in ogni connessione dovuta alla torsione è quindi pari a:

$$F_1 = -F_3 = K_{TC}(\delta_1 - \Delta) \quad (11)$$

$$F_2 = -F_4 = K_{BC}(\delta_2 + \Delta) \quad (12)$$

3.2 Pannelli verticali

Per quanto riguarda i pannelli verticali, la trattazione è analoga. Considerando il caso di pannelli fissati in modo rigido alla base (Fig. 2), si ha che $\theta = 2\Delta/h$ da cui $\Delta = \theta h/2$.

Pannello verticale

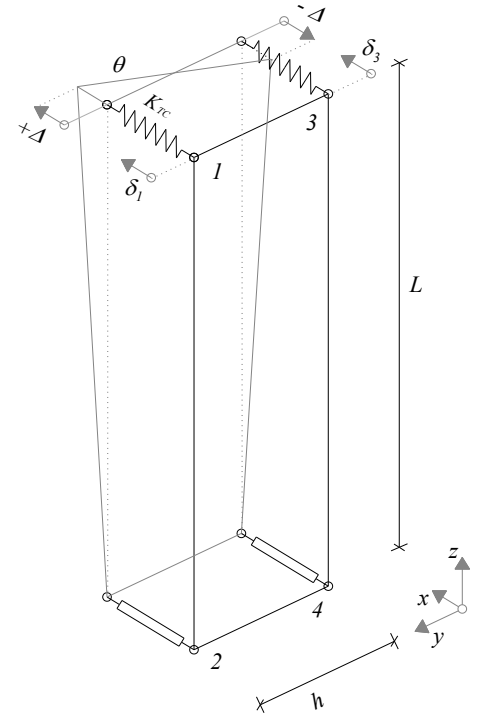
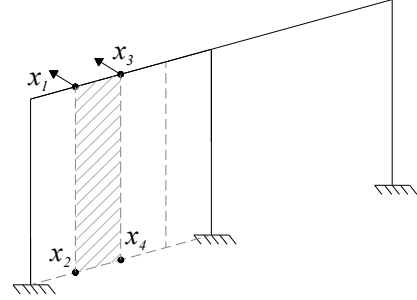


Figure 2. Vertical cladding panel / Pannello verticale.

Dalla rotazione attorno all'asse 2-4 si ottiene direttamente che $\delta_1 = -\delta_3$, da cui $F_1 = -F_3$, dove $F_1 = K_{TC}(\delta_1 - \Delta)$. Dalla rotazione associata agli spostamenti assiali delle connessioni in sommità del pannello e dalla torsione del pannello, si ottiene:

$$\frac{\delta_1 - \delta_3}{h} + \frac{F_1 h}{GI_T} L = 0 \quad (13)$$

da cui sostituendo il valore di δ_3 e di F_1 si ricava:

$$\delta_1 = \frac{K_{TC} h^2 L \Delta}{2GI_T + K_{TC} h^2 L} \quad (14)$$

Segue direttamente il valore di F_1 e F_3 :

$$F_1 = -F_3 = K_{TC}(\delta_1 - \Delta) \quad (15)$$

4 CASO STUDIO

Per valutare l'influenza degli effetti torsionali è stato selezionato il caso di un tipico edificio prefabbricato industriale (Fig. 3).

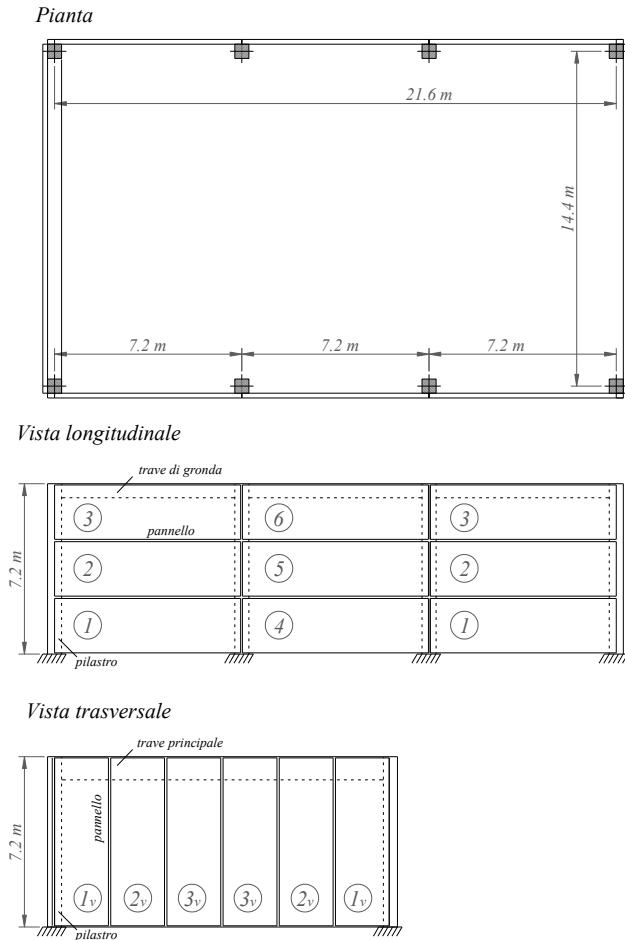


Figure 3. Case study / Caso studio.

Il sistema sismo-resistente è costituito da pilastri incastrati alla base ($H=7.2m$) collegati in sommità da una trave di gronda (sezione trasversale $40 \times 50cm$ con apertura) in direzione longitudinale e da una trave reggi tegoli (sezione trasversale $30 \times 80 cm$) in direzione trasversale. La progettazione sismica è conforme a un suolo di tipo A e a un'accelerazione di picco alla base pari a $0.35g$. Ogni pilastro ha una sezione quadrata ($0.6 \times 0.6m$) rinforzata con 16 barre longitudinali di diametro 18mm, equamente distribuite lungo i bordi (copriferro 40mm). Sono presenti 9 pannelli di rivestimento orizzontali lungo il lato longitudinale dell'edificio e 6 pannelli verticali lungo il lato trasversale. La geometria di entrambe le tipologie di pannello è $2.4 \times 7.2 \times 0.2m$. La massa tributaria del tetto nella parte superiore di ogni colonna è di $33'000kg$ e $66'000kg$ rispettivamente per le colonne d'estremità e interne.

Sono state condotte delle analisi a spettro di risposta elastiche (RS) e dinamiche non-lineari (TH) prendendo a riferimento i telai piani di Figura 3 sollecitati nel fuori-piano. Nel caso delle analisi RS, gli effetti torsionali sono stati valutati considerando un'analisi elastica, ossia con fattore di struttura unitario. Nel caso delle analisi TH è stato posto alla base di ciascun telaio un accelerogramma spettro compatibile generato con il programma SIMQKE (Vanmarcke & Gasparini 1976).

I pannelli sono stati modellati come elementi plate (8×4 suddivisioni per pannello) collegati ai supporti tramite "general link" in corrispondenza delle connessioni. Le caratteristiche geometriche e meccaniche delle connessioni sono state selezionate in modo da essere compatibili con quanto riportato in Belleri et al. (2017). Il comportamento nel fuori-piano delle connessioni è stato modellato tramite una molla non-lineare. In particolare, considerando sollecitazioni fuori-piano, la connessione inferiore considerata (presente nella sola pannellatura orizzontale) è caratterizzata da rigidità di $50'000kN/m$ e capacità di $20kN$, mentre la connessione superiore ha rigidità media pari a $54'000kN/m$ e capacità media pari a $18kN$.

Sono state condotte due tipologie di analisi al variare della rigidità di piano della copertura: copertura infinitamente flessibile nel piano e copertura infinitamente rigida nel piano. I risultati delle analisi sono riportati in Tabella 1 in termini di rotazioni torsionali dei pannelli nel caso di copertura con comportamento rigido nel piano e in Tabella 2 nel caso di copertura con comportamento flessibile nel piano.

Si osserva come la flessibilità nel piano della copertura influenza in modo significativo gli effetti torsionali nei pannelli, soprattutto nel caso di pannelli verticali dove la rotazione torsionale è nulla nel caso di copertura con piano rigido.

Table 1. Torsional rotation in the cladding panels (in-plane rigid roof) / Rotazione torsionale nei pannelli prefabbricati (copertura rigida nel piano).

N. pannello	Rotazione torsionale	
	RS	TH
	$10^{-3} rad$	$10^{-3} rad$
1	0.07	0.87
2	0.02	0.18
3	0.09	0.82
4	0.00	0.30
5	0.00	0.02
6	0.00	0.03
1 _v	0.00	0.00
2 _v	0.00	0.00
3 _v	0.00	0.00

Table 2. Torsional rotation in the cladding panels (in-plane flexible roof) / Rotazione torsionale nei pannelli prefabbricati (copertura flessibile nel piano).

N. pannello	Rotazione torsionale	
	RS	TH
	10^{-3} rad	10^{-3} rad
1	3.56	4.61
2	7.24	4.39
3	8.56	4.47
4	0.003	0.18
5	0.002	0.15
6	0.001	0.17
1 _v	10.81	4.17
2 _v	7.78	4.05
3 _v	2.80	3.40

In Tabella 3 e 4 sono riportate le sollecitazioni nelle connessioni nel caso di copertura con comportamento nel piano rigido e flessibile.

Table 3. Loads in the connections (in-plane rigid roof) / Carichi nelle connessioni (copertura rigida nel piano).

N. pannello	Sollecitazioni nelle connessioni			
	RS	TH	Eq.1**	Eq.11,12,15
	kN	kN	kN	kN
1 TC*	14.4	18.0	6.4	0.2
BC*	16.2	18.8	6.4	0.2
2 TC	13.7	14.1	8.8	0.1
BC	14.0	14.0	8.8	0.1
3 TC	7.5	8.4	11.3	0.2
BC	7.8	8.9	11.3	0.2
4 TC	15.6	16.8	6.4	0.0
BC	14.4	17.5	6.4	0.0
5 TC	16.3	17.9	8.8	0.0
BC	16.0	19.2	8.8	0.0
6 TC	6.8	7.8	11.3	0.0
BC	7.6	8.7	11.3	0.0
1 _v TC	7.6	7.3	9.0	0.0
2 _v TC	7.6	7.3	9.0	0.0
3 _v TC	7.6	7.3	9.0	0.0

* TC = connessione superiore; BC = connessione inferiore.

** Eq.1 valutata con $q_a=2$.

Table 4. Loads in the connections (in-plane flexible roof) / Carichi nelle connessioni (copertura flessibile nel piano).

N. pannello	Sollecitazioni nelle connessioni			
	RS	TH	Eq.1	Eq.11,12,15
	kN	kN	kN	kN
1 TC	22.1	18.4	6.4	8.6
BC	23.8	20.5	6.4	8.6
2 TC	41.9	19.3	8.8	17.7
BC	41.9	20.3	8.8	17.7
3 TC	48.2	19.5	11.3	20.8
BC	48.4	20.4	11.3	20.8
4 TC	15.6	16.9	6.4	0.0
BC	14.5	16.8	6.4	0.0
5 TC	16.3	16.8	8.8	0.0
BC	16.0	18.3	8.8	0.0
6 TC	6.9	6.7	11.3	0.0
BC	7.7	7.8	11.3	0.0
1 _v TC	55.9	20.0	8.8	27.5
2 _v TC	42.0	19.3	8.8	19.8
3 _v TC	19.1	18.2	8.8	7.1

Dai dati relativi alle rotazioni torsionali si osserva come queste aumentino in modo significativo nel caso di copertura con comportamento flessibile nel piano, sia nel caso di pannelli orizzontali che verticali. Gli effetti torsionali maggiori sono associati ai pannelli di estremità e hanno valore assoluto maggiore per i pannelli verticali.

Per quanto riguarda le sollecitazioni nelle connessioni, si ha in generale una buona corrispondenza tra i risultati delle analisi a spettro e delle analisi dinamiche non-lineari fintanto che la connessione si mantiene in campo elastico, ossia per copertura con comportamento rigido nel piano. Nel caso di copertura con comportamento flessibile nel piano si osserva il raggiungimento della capacità delle connessioni in vari pannelli (valori in grassetto) con possibile rottura delle stesse e conseguente rischio di ribaltamento.

Osservando i risultati ottenuti dall'applicazione delle equazioni è evidente come l'utilizzo della sola Eq.1 con fattore $q_a=2$ (comune nella pratica progettuale) porti a una sottostima delle sollecitazioni, soprattutto nel caso di copertura flessibile nel piano. In tale caso, l'aggiunta degli effetti torsionali (Eq.11, 12, 15) ai risultati di Eq.1 con $q_a=1$ porta a una stima più accurata delle sollecitazioni massime.

5 CONCLUSIONI

This article has investigated the effects that out-of-plane displacements have in terms of seismic overstress in the panel-structure connections, when the cladding panels undergo twisting effects due both to an asynchronous displacement of adjacent columns and to the displacements arising from an in-plane flexible roof. Analytical formulations valid for both horizontal and vertical panels have been proposed to account for such effects.

The validation of the proposed formulation was obtained from considering a case study representative of an industrial building. In particular, the out-of-plane behavior of two frames with cladding panels was analyzed: the first with horizontal panels (longitudinal direction of the building), the second with vertical panels (transverse direction of the building). Two types of roof were considered depending on its in-plane stiffness: roof with in-plane rigid behavior and roof with in-plane flexible behavior. The torsional rotation data showed that the rotation increases significantly in the case of roof with in-plane flexible behavior and that the major torsion effects are associated with the end panels, with higher absolute values for the vertical panels.

The non-linear dynamic analyses showed that the formulation typically used for the evaluation of the out-of-plane seismic inertia loads is not conservative, also in the absence of twisting phenomena. The

addition of torsional effects to these results leads to a more accurate estimation of the loads in the connections, in particular for roof with in-plane flexible behavior.

Il presente articolo ha indagato gli effetti che spostamenti nel fuori piano hanno in termini di incremento delle sollecitazioni sismiche nelle connessioni pannello-struttura, nel caso in cui i pannelli di chiusura subiscano effetti torcenti dovuti sia a uno spostamento asincrono dei pilastri, sia agli spostamenti derivanti da una copertura deformabile. A tal fine, sono state proposte delle formulazioni analitiche valide sia per pannelli orizzontali sia verticali.

La validazione di quanto proposto è avvenuta prendendo a riferimento un caso studio rappresentativo di un edificio industriale. In particolare è stato analizzato il comportamento fuori-piano di due telai con pannellature, il primo con pannelli orizzontali (direzione longitudinale dell'edificio), il secondo con pannelli verticali (direzione trasversale dell'edificio). Sono state considerate due tipologie di copertura a seconda della rigidità nel piano della stessa: copertura con comportamento rigido nel piano e copertura con comportamento flessibile nel piano. I dati relativi alle rotazioni torsionali hanno mostrato come queste aumentino in modo significativo nel caso di copertura con comportamento nel piano flessibile e che gli effetti torsionali maggiori sono associati ai pannelli di estremità, con valore assoluto maggiore per i pannelli verticali.

Le analisi dinamiche non-lineari hanno evidenziato come la formulazione tipicamente adottata per la valutazione delle forze d'inerzia nel fuori-piano dovute al sisma non sia conservativa, anche in assenza di fenomeni torcenti. L'aggiunta degli effetti torsionali a tali risultati porta a una stima più accurata delle sollecitazioni, in particolare per copertura con comportamento nel piano flessibile.

REFERENCES

- Belleri A, Brunesi E, Nascimbene R, Pagani M, Riva P (2014) Seismic Performance of Precast Industrial Facilities Following Major Earthquakes in the Italian Territory. *J. Perform. Constr. Facil.*, doi:10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000617
- Belleri A, Torquati M, Riva P, Nascimbene R (2015) Vulnerability assessment and retrofit solutions of precast industrial structures. *Earthquake and Structures*, 8(3):801-820 doi:10.12989/eas.2015.8.3.801
- Belleri A, Torquati M, Marini A, Riva P (2016) Horizontal cladding panels: in-plane seismic performance in precast concrete buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, doi:10.1007/s10518-015-9861-8
- Bournas DA, Negro P, Taucer FF (2014) Performance of industrial buildings during the Emilia earthquakes in Northern Italy and recommendations for their strengthening. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(5):2383-2404
- Brunesi E, Nascimbene R, Bolognini D, Bellotti D (2015) Experimental investigation of the cyclic response of reinforced precast concrete framed structures. *PCI Journal*, 15(2):57-79
- Casotto C, Silva V, Crowley H, Nascimbene R, Pinho R (2015), Seismic Fragility of Italian RC Precast Industrial Structures. *Engineering Structures*, 94:122-136
- CEN (2004), EN 1998-1:2004, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium
- Colombo A, Negro P, Toniolo G (2014) The influence of claddings on the seismic response of precast structures: the safecladding project. *Proceedings of 2nd ECEES: 24-29 August 2014, Istanbul, Turkey*
- Colombo A, Negro P, Toniolo G, Lamperti M (2016) *Design guidelines for precast structures with cladding panels*, JRC Technical report, ISBN 978-92-79-58534-0
- Fischinger M, Zoubek B, Isakovic T (2014) *Seismic response of precast industrial buildings*. Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology: Vol. 1. Ansal A (editor), Springer, Berlin, pp 131-177
- Liberatore L, Sorrentino L, Liberatore D, Decanini LD (2013) Failure of industrial structures induced by the Emilia (Italy) 2012 earthquakes. *Engineering Failure Analysis*, 34:629-647
- Magliulo G, Ercolino M, Petrone C, Coppola O, Manfredi G (2014a) The Emilia Earthquake: Seismic Performance of Precast Reinforced Concrete Buildings. *Earthquake Spectra*, 30(2):891-912
- Marzo A, Marghella G, Indirli M (2012) The Emilia-Eomagna earthquake: damages to precast/prestressed reinforced concrete factories. *Ingegneria Sismica*, 29(2):132-147
- Minghini F, Ongaretto E, Ligabue V, Savoia M, Tullini N (2016) Observational failure analysis of precast buildings after the 2012 Emilia earthquakes. *Earthquake and Structures*, 11(2):327-346
- Nastri E, Vergato M, Latour M (2017) Performance evaluation of a seismic retrofitted R.C. precast industrial building. *Earthquakes and Structures*, Vol. 12, No. 1 (2017) 13-21
- Palanci M, Senel SM, Kalkan A (2017) Assessment of one story existing precast industrial buildings in Turkey based on fragility curves. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(1):271-289
- Pantoli E, Hutchinson TC, McMullin KM, Underwood GA, Hildebrand MJ (2016) Seismic-drift-compatible design of architectural precast concrete cladding: tieback connections and corner joints. *PCI journal*, 61(4):38-52
- Savoia M, Mazzotti C, Buratti N, Ferracuti B, Bovo M, Ligabue V, Vincenzi L (2012) Damages and collapses in industrial precast buildings after the Emilia earthquake. *Ingegneria Sismica*, 29(2-3):120-131
- Scotta R, De Stefani L, Vitaliani R (2015) Passive control of precast building response using cladding panels as dissipative shear walls. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(11):3527-3552
- Toniolo G, Colombo A (2012) Precast concrete structures: the lessons learned from the L'Aquila earthquake. *Structural Concrete*, 13(2):73-83
- Vanmarcke EH, Gasparini DA (1976) Simulated Earthquake Motions Compatible with Prescribed Response Spectra – SIMQKE-1. M.I.T. Department of Civil Engineering Research Report R76-4
- Zoubek B, Fischinger M, Isaković T, (2016a) Cyclic response of hammer-head strap cladding-to-structure connections used in RC precast building, *Engineering Structures*, 119:135-148