

Il ruolo dei collegamenti nella risposta sismica esibita dalle strutture prefabbricate durante il terremoto dell'Emilia

The influence of connections on the seismic response exhibited by precast structures during Emilia earthquake

Gennaro Magliulo¹, Marianna Ercolino², Crescenzo Petrone³, Orsola Coppola⁴, Gaetano Manfredi⁵ ■

Sommario

Il 20 ed il 29 maggio 2012 due eventi sismici hanno colpito l'Emilia-Romagna ed, in particolare, decine di città della parte settentrionale della regione, che costituisce uno dei centri più industrializzati del territorio nazionale. Le conseguenze di questi due eventi sono significative: 27 decessi, circa 400 feriti, 15000 sfollati, gravi danni strutturali, tra cui quelli diffusi alle strutture prefabbricate. Proprio la vulnerabilità sismica esibita dalle strutture prefabbricate viene qui dimostrata e descritta da un ricco e completo report fotografico realizzato nelle zone epicentrali nelle ore immediatamente successive alle scosse principali. Come prima conclusione, a seguito di tale ispezione, si è trovato che i danni alle strutture prefabbricate sono stati causati principalmente da carenze relative ai sistemi di connessioni tra elementi strutturali e tra questi e gli elementi non strutturali. Un danno così diffuso ad una particolare tipologia strutturale, quale quella degli edifici prefabbricati in c.a., può essere in prima battuta giustificato dalla rarità dell'evento sismico verificatosi oltre che dall'esclusione della zona colpita dalle aree riconosciute sismiche fino al 2003, il che ha permesso ai progettisti l'uso di connessioni semplicemente attrittive. Alcune considerazioni sugli spettri di risposta registrati possono motivare il danno esteso dovuto alla perdita di appoggio.

Abstract

On May 20th and 29th 2012 two 5.9 and 5.8 magnitude (M_W) earthquakes occurred in the Northern cities of Emilia-Romagna region (Northern Italy), that constitutes one of the most industrialized centers of the national territory. The consequences of these events are significant: 27 casualties, about 400 injured, 15000 homeless and severe structural damage, including the ones occurred to precast industrial buildings. The seismic vulnerability exhibited by these structures is demonstrated and described by a complete photographic report, collected in the epicentral zone just few hours after the main seismic events. This direct inspection highlights that most of damage are caused by deficiencies in the connections between structural elements and between structural and non-structural members. The spread damage in precast structures can be justified, in the first instance, by the rarity of the recorded events as well as the exclusion of the epicentral region from the code-recognized seismic areas until 2003, that allowed the use of friction connections. Some simple considerations about the recorded response spectra can also motivate the damage due to the loss of support.

1. Introduzione

Il 20 maggio 2012 alle 03:03:52 (ora locale) un sisma ha colpito la regione dell'Emilia-Romagna con magnitudo 5.9 ed epicentro a Finale Emilia (MO), provocando 7 decessi, circa 50 feriti e 5000 sfollati. Nei giorni successivi sono state registrate una serie di repliche finché il 29 maggio 2012 un nuovo evento sismico di magnitudo 5.8 ha colpito la stessa zona con epicentro a soli 20 km di distanza da quello del precedente evento (Medolla, Modena). Tale evento è stato

registrato alle 09:00:03 (ora locale), quando le attività produttive e lavorative erano in parte riprese, causando altre 20 vittime, circa 350 feriti e portando il numero degli sfollati a 15000. Oltre ai danni relativi alla popolazione, i due eventi hanno provocato anche pesanti danni alle strutture esistenti. In particolare, le tipologie strutturali più colpite sono state quelle degli edifici in muratura di tipo storico e/o rurale e delle strutture prefabbricate ad uso industriale.

¹ DIST, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi di Napoli Federico II, - ✉ gmagliul@unina.it

² DIST, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi di Napoli Federico II, - ✉ marianna.ercolino@unina.it

³ DIST, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi di Napoli Federico II, - ✉ crescenzo.petrone@unina.it

⁴ DIST, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi di Napoli Federico II, - ✉ ors.cop.86@gmail.com

⁵ DIST, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi di Napoli Federico II, - ✉ gamanfre@unina.it

Il terremoto è ovviamente il test più attendibile a cui sottoporre una struttura per poterne valutare la vulnerabilità sismica. Questo è sicuramente il motivo principale dei numerosi studi, che seguono ogni evento sismico significativo, che hanno lo scopo di esaminare e valutare il comportamento esibito dalle diverse tipologie strutturali quando sottoposte all'eccitazione sismica. Tali studi si sviluppano di solito attraverso l'analisi dei danni osservati nelle zone colpite e la verifica delle prescrizioni normative vigenti in materia di prevenzione sismica.

Come suddetto, gli eventi del 20 e del 29 maggio 2012 hanno colpito in maniera particolare le strutture prefabbricate ad uso industriale con una conseguente perdita economica importante per l'intero Paese: è stato stimato in maniera approssimata che il danno diretto relativo al danneggiamento e/o collasso delle strutture prefabbricate ammonta a circa 1 miliardo di euro mentre quello di tipo indiretto, legato ad esempio all'interruzione delle attività industriali, ammonta a circa 5 miliardi di euro. Nonostante tali perdite appaiano particolarmente elevate se correlate all'intensità dei due eventi sismici, esse possono essere facilmente giustificate dalla concomitanza di due fattori:

- l'alta percentuale di strutture prefabbricate nelle aree colpite;
- l'elevata vulnerabilità delle suddette strutture prefabbricate.

Il presente lavoro pone l'attenzione sul comportamento esibito dalle strutture prefabbricate nelle città colpite dal sisma. In prima battuta, si fornisce una descrizione dell'evoluzione normativa per la progettazione delle strutture prefabbricate. Successivamente si presenta un report fotografico con lo scopo di descrivere in maniera completa e dettagliata la prestazione sismica delle strutture, qui indagate. Si cerca, infine, di identificare le cause dei principali danni, studiando l'azione sismica registrata durante gli eventi principali e confrontandola con l'azione di progetto prevista dall'attuale normativa italiana.

2. La progettazione delle strutture prefabbricate in Italia

La tipologia costruttiva delle strutture prefabbricate si è diffusa in Italia a seguito della Seconda Guerra Mondiale per tutti i noti vantaggi della produzione industriale. Gli elementi prefabbricati, prodotti negli stabilimenti, sono caratterizzati, infatti, da un maggiore controllo della qualità, oltre a fornire il vantaggio non trascurabile della riduzione dei tempi di costruzione. In Italia le strutture prefabbricate sono maggiormente utilizzate nel settore industriale, dove è necessa-

rio disporre di ampi spazi, e, quindi, strutture con larghe campate e piante regolari.

La regione colpita dal sisma del maggio 2012 è caratterizzata da una elevata densità di strutture prefabbricate. Con riferimento ai dati del 2001 dell'Istituto Nazionale di Statistica (ISTAT), gli edifici che si assume possano prevedere strutture prefabbricate, cioè edifici ad uso commerciale, industriale, oppure uffici ed hotel, hanno una percentuale del 3.65% in tutta Italia. Considerando, invece, una parte dell'area colpita dal sisma del maggio 2012, in particolare i comuni di Mirandola, Medolla e San Felice sul Panaro, questa percentuale aumenta fino al 9%, giustificando così l'influenza che il comportamento sismico di tale tipologia strutturale ha sul rischio sismico globale dell'area colpita.

Per avere un'idea della vulnerabilità delle strutture prefabbricate esistenti in Italia, si fornisce una breve descrizione dell'evoluzione normativa italiana, con particolare riferimento ai provvedimenti che regolano il progetto degli elementi e delle connessioni nelle strutture prefabbricate.

Fino al 1971 (Legge 1086, 1971), in Italia non vi erano indicazioni specifiche per la progettazione degli edifici in zona sismica. Dal 1962 solo alcuni codici, che riassumono i concetti di norme passate, specificano le azioni orizzontali da considerare nelle zone sismiche italiane (Legge 1684, 1962). Per il tema di cui si discuterà, è importante sottolineare che una circolare del 1965 (Circ. M. LL.PP. n.1422, 1965), pone il divieto di giunti orizzontali senza dispositivi di tipo meccanico quando il rapporto T/N è maggiore di 0.35, dove T è il massimo valore della forza di taglio, N è il valore di sforzo assiale di compressione ed, in maniera implicita, 0.35 è il coefficiente di attrito della connessione.

Nel 1974, il codice (Legge 64, 1974) introduce indicazioni specifiche per la progettazione sismica delle strutture. Tuttavia, vengono fornite solo poche indicazioni sulla progettazione delle strutture prefabbricate e solo con particolare riferimento alle strutture con pareti strutturali prefabbricate.

Le prime prescrizioni specifiche per le strutture prefabbricate si trovano nel D.M. 3/12/1987, che già sottolinea il ruolo fondamentale delle connessioni, considerando, inoltre, anche le fasi transitorie della costruzione. Le indicazioni per il progetto degli elementi strutturali e delle connessioni sono ancora limitate, ma è qui che compare per la prima volta la prescrizione che proibisce l'uso delle connessioni semplicemente attritive trave-pilastro in zona sismica. L'unica prescrizione quantitativa è fornita, inoltre, per la larghezza del supporto della trave sul pilastro: "Per le travi, la profondità minima dell'appoggio definitivo deve essere non inferiore a 8 cm + l/300, con l la luce netta della trave".

Indicazioni più precise sono fornite nell'OPCM 3274 (2003) e nell'OPCM 3431 (2005), norme, però, obbligatorie solo per il progetto di infrastrutture e strutture strategiche. Le strutture prefabbricate hanno una sezione specifica, dove si identificano come tipologie strutturali le strutture multipiano intelaiate e le strutture monopiano con colonne isostatiche, a seconda del numero di piani e della capacità delle connessioni nella trasmissione delle sollecitazioni. Per ciascuna tipologia viene fornito un fattore di struttura specifico (5.0 e 3.75, rispettivamente). Con riferimento alle connessioni, si dichiara esplicitamente il ruolo fondamentale di tali elementi sulla risposta sismica dell'intera struttura. Nel caso delle strutture intelaiate, la normativa distingue tre possibili tipologie di connessioni:

- a. collegamenti situati al di fuori delle zone di previsto comportamento inelastico, che non modificano quindi le capacità dissipative della struttura rispetto al caso monolitico;
- b. collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità delle travi e dei pilastri, ma sovradimensionati in modo tale da spostare la plasticizzazione in zone attigue all'interno degli elementi;
- c. collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità di travi e pilastri, e dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di quantità di energia dissipabile.

Nel caso delle strutture monopiano con colonne isostatiche, il collegamento tra pilastro ed elemento orizzontale può essere di tipo fisso (rigido o elastico), oppure scorrevole. Le connessioni devono assicurare la trasmissione delle forze orizzontali nella situazione sismica di progetto senza fare affidamento all'attrito. Ciò vale anche per le connessioni tra gli elementi secondari dell'impalcato e le travi portanti. Per le connessioni fisse si considera il principio della gerarchia delle resistenze, cioè la resistenza della connessione deve essere superiore della forza orizzontale che provoca la resistenza ultima alla base della colonna in termini di momento flettente.

In Europa le strutture prefabbricate sono regolate dall'EC8-parte 1 (CEN 2003), non vigente in Italia. Come nell'OPCM 3431 (2005), l'EC8 (CEN 2003) sottolinea l'importanza di adeguate connessioni tra gli elementi strutturali. Sia per la connessione trave-colonna che per la connessione copertura-trave, si richiede di trascurare la resistenza attrittiva nella valutazione della capacità della connessione nei confronti delle forze di scorrimento. Con riferimento alle strutture prefabbricate, l'EC8 riconosce le seguenti tipologie strutturali: sistemi intelaiati, sistemi a parete, sistemi misti, strutture a pannelli e nuclei. A titolo di esempio, il fattore di struttura per i

sistemi intelaiati monopiano varia da un massimo di 4.95 ad un minimo di 1.65, che corrisponde al caso di connessioni non rispettose delle prescrizioni di normativa.

L'attuale codice per le costruzioni in Italia (D.M. 14/01/2008) con la sua circolare (Circ. M. LL.PP. n.617, 2009) presta maggiore attenzione al caso delle strutture prefabbricate rispetto alle normative precedenti, prendendo la struttura principale dell'OPCM 3431 e adottando alcune prescrizioni dell'EC8 (CEN 2003). Con riferimento ai sistemi a pilastri prefabbricati, si considerano le due categorie dell'OPCM, cioè sistemi intelaiati e sistemi a pilastri isostatici. Nel primo caso si hanno strutture con connessioni continue o incernierate, mentre nel secondo caso si hanno strutture monopiano con travi incernierate ad un estremo e libere di scorrere nell'altro. Ancora come nell'OPCM, il D.M. del 2008 proibisce l'uso di connessioni attrittive per la trasmissione di forze orizzontali. Nel caso in cui i provvedimenti relativi alle connessioni non siano rispettati, il codice, inoltre, obbliga ad una riduzione del 50% del fattore di struttura nelle analisi lineari.

3. Danni osservati nelle strutture prefabbricate dell'emilia-romagna

La tipologia delle strutture prefabbricate è tra le categorie maggiormente colpite durante gli eventi sismici che hanno interessato l'Emilia Romagna. Da un'ispezione diretta della zona industriale a ridosso dell'epicentro, nei giorni immediatamente successivi ai due eventi principali, si è riscontrato, infatti, che oltre la metà delle strutture prefabbricate esistenti ha esibito danni significativi agli elementi strutturali, oltre al collasso di alcuni elementi non strutturali, quali pannelli di tamponatura esterna.

In questa sezione, attraverso una documentazione fotografica (Ercolino et al. 2012a, 2012b) relativa ai giorni successivi agli eventi sismici, vengono riportati i danni, strutturali e non, verificatisi nelle strutture prefabbricate a seguito dei terremoti emiliani.

3.1 Danni alle connessioni tra elementi strutturali

Una gran parte delle strutture prefabbricate esistenti sul territorio presenta connessioni il cui meccanismo di trasmissione è basato semplicemente sull'attrito, sia nel caso di connessione tra gli elementi di copertura e le travi, che nel caso di connessione tra gli elementi orizzontali (travi) ed i pilastri. Proprio la mancanza di dispositivi meccanici per la trasmissione delle azioni orizzontali si è dimostrata essere la principale causa di danno negli edifici prefabbricati: la limitata resistenza fornita dai meccanismi attrittivi ha

causato, infatti, in diversi casi la perdita di appoggio degli elementi strutturali dai relativi elementi di supporto. Le conseguenze di tale carenza strutturale sono state disastrose: la Figura 1a mostra un edificio monopiano prefabbricato in cui il collasso delle connessioni attrittive ha provocato la perdita di appoggio dei tegoli di copertura dalla trave principale. La Figura 1b mostra, invece, la perdita di appoggio di una trave principale dal pilastro ed il conseguente collasso dei tegoli di copertura, provocando di fatto l'inagibilità irreversibile dell'intero edificio.

La mancanza di dispositivi specifici per la trasmissione degli sforzi nella connessione trave-pilastro è la causa della perdita di appoggio della trave anche nel caso mostrato in Figura 2a, dove la mensola tozza è divenuta casualmente il nuovo supporto della trave stessa e degli elementi da essa sostenuti. In altri casi, invece, la perdita di appoggio della trave dal pilastro di supporto ha provocato un collasso progressivo dei diversi elementi strutturali a causa di un cambiamento delle condizioni di vincolo: nel caso della Figura 2b, ad esempio, la trave ha perso l'appoggio ad una sua estremità trovandosi ad agire come una mensola, e di conseguenza collassando sotto il peso degli elementi di copertura.

Anche in alcuni casi che prevedono la presenza

di connessioni di tipo meccanico, si sono registrate crisi delle connessioni stesse, dovute essenzialmente all'assenza di dettagli sismici. In Figura 3a si mostra una connessione spinottata trave pilastro in cui si osserva come meccanismo di crisi l'espulsione del ricoprimento di calcestruzzo, a causa delle limitate dimensioni del ricoprimento stesso e della non opportuna staffatura in prossimità della zona di collegamento. Di conseguenza, si è verificato il crollo della trave e, quindi, dei tegoli di copertura, sostenuti dalla trave (Figura 3b).

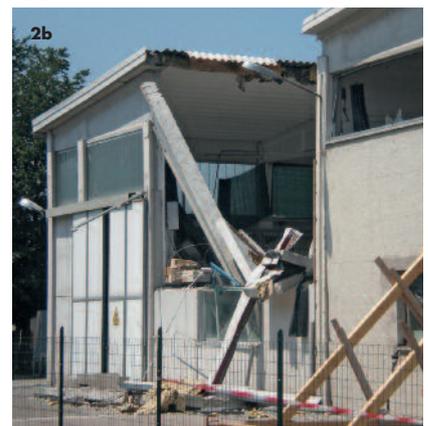
3.2 Danni ai pilastri

In Italia le strutture prefabbricate esistenti presentano generalmente pilastri prefabbricati, collegati in fondazione a plinti isolati ed incernierati in sommità a travi precomprese. In presenza delle forti sollecitazioni indotte dai due eventi principali emiliani, i pilastri hanno subito diversi tipi di danneggiamento, tra cui:

- la perdita di verticalità, dovuta ad una non accertata rotazione a livello della fondazione (Figura 4a);
- la formazione di cerniere plastiche alla base dei pilastri: la Figura 4b mostra una cerniera plastica incipiente, evidenziata da un'estesa fessurazione; la Figura 4c evidenzia, invece, un caso di instabilizzazione delle barre longitudinali per un inadeguato passo e diametro

Figura 1
(a) Collasso dei tegoli di copertura causato dalla perdita di appoggio dalla trave principale.
(b) Perdita di appoggio della trave dal pilastro.

Figura 2
Collasso strutturale causato dalla perdita di appoggio della trave principale dal pilastro.



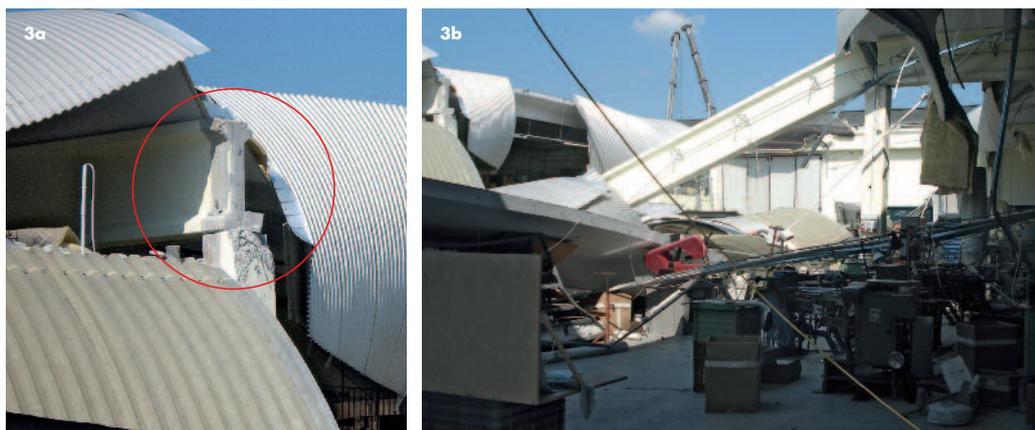


Figura 3
(a) Collasso della connessione spinottata trave-pilastro e (b) conseguente perdita di appoggio della trave e dei tegoli di copertura.



Figura 4
Danni ai pilastri: (a) perdita di verticalità del pilastro; (b) fessurazione alla base del pilastro; (c) formazione della cerniera plastica alla base del pilastro e conseguente instabilizzazione delle barre longitudinali.

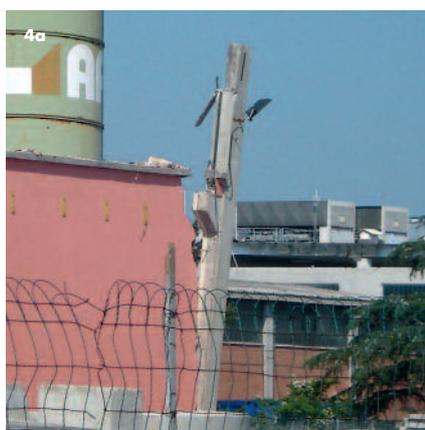


Figura 5
Crisi a taglio del pilastro dovuta all'interazione con la tamponatura esterna in laterizio.



delle staffe nella zona critica della colonna;
- la crisi a taglio per l'interazione del pilastro con il sistema di tamponamento in laterizio (Figura 5).

3.3 Collasso dei pannelli di tamponamento

I sistemi di chiusura esterna delle strutture prefabbricate esistenti in Emilia-Romagna sono costituiti prevalentemente da pannelli in calcestruzzo prefabbricati. Il crollo di tali elementi, sia nella tipologia orizzontale (Figura 6a) che verticale (Figura 6b), ha rappresentato uno dei danni più frequenti.

Le cause del collasso possono essere attribuite a:

- una non adeguata progettazione sismica per i sistemi di connessione pannello-struttura, che sono generalmente progettati per carichi verticali e azioni da vento;
- fenomeni di martellamento dei tegoli di copertura, dei pilastri o anche di pannelli prefabbricati ortogonali;
- fenomeni di interazione tra i pannelli e la struttura, che hanno indotto forze aggiuntive nei dispositivi di connessione, non considerate in fase di progettazione.

La Figura 7 mostra il crollo dei pannelli di tamponatura orizzontali dovuto al collasso della connessione con la struttura e, in particolare, o

Figura 6
(a) Collasso di pannelli di tamponatura orizzontali prefabbricati.
(b) Collasso di pannelli di tamponatura verticali prefabbricati.



Figura 7
Dettaglio del dispositivo di connessione di un pannello di tamponamento orizzontale: (a) profilo incavo annegato nel pilastro, (b) profilo angolare d'acciaio e (c) vite con testa a martello sfilata dal profilo incavo.



Figura 8
Collasso di una connessione per pannelli verticali: (a) il profilo incavo annegato nel pannello e la vite con testa a martello danneggiata; (b) profilo in acciaio collocato sulla trave a cui sono saldate le viti con testa a martello.



alla rottura dei profili di alloggiamento del connettore annegati nella colonna (Figura 7a) o alla crisi a taglio dell'angolare di acciaio che collega il pannello alla struttura (Figura 7b); la Figura 7c mostra il dettaglio della vite con testa a martello sfilata dal profilo incavo.

La Figura 8 mostra la crisi di una connessione tra pannelli verticali e struttura portante: in tal caso si osserva l'utilizzo di un sistema di connessione costituito da un profilo di acciaio annegato nella trave (evidenziato in Figura 8b) ed elementi con testa a martello saldati a tale profilo e inseriti nel profilo incavo annegato nel pannello (Figura 8a). Sotto l'azione sismica, si è avuto il collasso della saldatura tra viti e profilo, provocando il crollo dei pannelli.

4. Azione sismica registrata e considerazioni sul collasso causato dalla perdita di appoggio

Per capire e motivare i danni dopo i due eventi registrati in Emilia, si presenta nel seguito l'evoluzione della zonazione sismica in accordo alla normativa italiana, con particolare riferimento alla regione epicentrale.

In Italia, la definizione di zone riconosciute come "sismiche" si registra per la prima volta nel 1909 a seguito del terremoto di Reggio Calabria e Messina del 1908, che causò circa 80.000 vittime. Le regioni colpite da tale evento vengono, infatti, definite zone sismiche. Successivamente dopo ogni terremoto significativo nel corso dello scorso secolo, la mappa è stata aggiornata

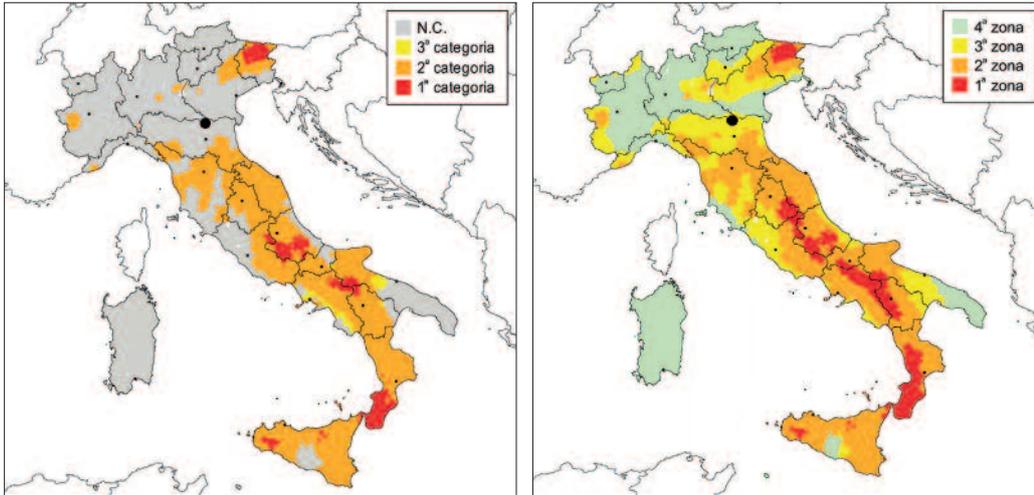


Figura 9
Classificazione sismica del territorio italiano (a) del 1984 e (b) del 2003; il punto nero indica la zona epicentrale colpita dal sisma emiliano (INGV 2012).

ampliando la porzione di zone definite come “sismiche”. La regione che è stata colpita dal recente terremoto (punto nero nella Figura 9) non è ancora inclusa tra le zone sismiche nella mappa redatta nel 1984 (Figura 9a). Solo nel 2003, quando tutto il territorio italiano viene classificato come sismico (Figura 9b), la regione colpita dal recente sisma viene inclusa all’interno delle zone sismiche. In particolare, vengono distinte quattro zone sismiche, zona 1, 2, 3 e 4, corrispondenti ad accelerazioni di progetto su suolo rigido rispettivamente pari a 0.35 g, 0.25 g, 0.15 g e 0.05 g. La maggior parte del territorio emiliano è inserito nella zona 3. Tuttavia, tale zonazione diviene cogente solo il 23 ottobre 2005. Di conseguenza, si prevede che tutte le strutture costruite in Emilia, almeno fino al 2003, non siano progettate con criteri e dettagli antisismici; per questo stesso motivo la vulnerabilità sismica delle strutture costruite in tale regione è attesa essere considerevolmente elevata se paragonata alle zone classificate come sismiche alcuni decenni prima.

Infine, l’attuale normativa italiana (D.M. 14/01/2008) definisce i parametri di pericolosità sismica in maniera pressoché continua per tutto il territorio nazionale, senza la classificazione in zone sismiche. In particolare, per Mirandola (MO) l’accelerazione su suolo rigido, con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni, è pari a 0.140 g. In Figura 10 si riportano gli accelerogrammi in direzione orizzontale, registrati dalla stazione MRN della Rete Accelerometrica Nazionale in occasione del terremoto del 20 maggio 2012. Tali registrazioni evidenziano una accelerazione di picco pari a 0.264 g e 0.261 g per le componenti Nord-Sud e Est-Ovest rispettivamente; le ordinate spettrali raggiungono valori fino a 1 g (Figura 11). Bisogna sottolineare che gli accelerogrammi registrati includono gli effetti sismici di sito; infatti, la stazione MRN è posizionata su di un suolo di classe “C” (velocità delle onde di taglio che vanno da 180 m/s a 360 m/s), come valutato sulla base di dati geologici, e categoria topografica T1 (superficie

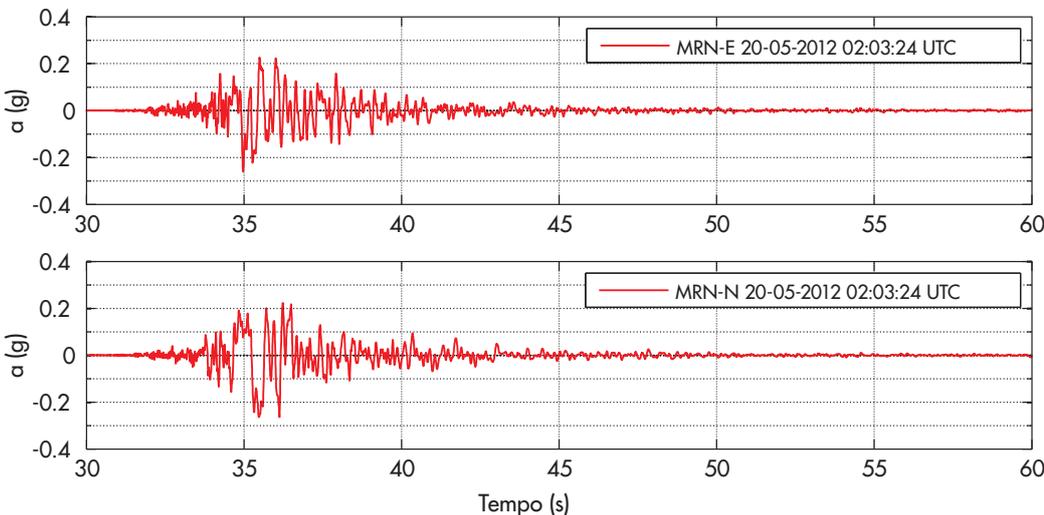


Figura 10
Accelerogrammi registrati nella stazione di Mirandola (MO) (l’origine del tempo è impostato alle 02:03:24 UTC del 20-05-2012).

piana), come riportato nel portale dell'Italian ACcelerometric Archive (Luzi et al. 2008).

Per valutare la rarità dell'evento, in Figura 11 si confrontano gli spettri registrati con gli spettri di progetto nella zona epicentrale per periodi di ritorno pari a 475 e 2475 anni (suolo C e superficie T1), in accordo alla normativa vigente. Il confronto dimostra la rarità dell'evento: lo spettro della componente NS è generalmente compreso tra i due spettri di progetto per un range di bassi periodi (prima di 0.6 s) e supera lo spettro con massimo periodo di ritorno per un range di periodi alti (oltre 0.6 s).

Per stabilire le accelerazioni cui sono state sottoposte le strutture prefabbricate durante gli eventi sismici indagati, si considerano due range di periodi sullo spettro in accelerazione valutati in accordo all'ampio studio parametrico condotto da Magliulo et al. (2013) su strutture prefabbricate monopiano progettate secondo l'attuale normativa italiana in diverse zone sismiche. In tale studio si è trovato che le strutture prefabbricate considerate "nude" sono caratterizzate da un periodo fondamentale compreso tra 0.54 s e 1.45 s, mentre in strutture prefabbricate in cui si considera la presenza della tamponatura esterna il periodo varia da 0.09 s a 0.40 s. Gli spettri in Figura 11 mostrano che non vi è una differenza significativa tra le ordinate spettrali per strutture "nude" e tamponate per la componente NS del sisma registrato a Mirandola (MO); mentre, nel caso della componente EW, il range tra 0.09 s e 0.40 s ha ordinate spettrali significativamente maggiori.

Nella sezione precedente si è evidenziato che la perdita di appoggio è stata la causa principale di collasso nelle strutture prefabbricate in Emilia. Questo può essere dedotto anche a partire da semplici considerazioni sugli spettri in Figura 11. Ipotizzando che il vincolo di diaframma rigido a livello di impalcato non sia garantito, come evidenziato comunemente negli edifici prefabbricati in Emilia, la forza sismica totale F_{tot} è divisa tra i diversi pilastri utilizzando un

criterio basato sull'area di influenza, ossia proporzionale al rapporto tra i carichi verticali W_i , agenti sul pilastro considerato, e il peso totale W_{tot} della struttura. Assumendo che il rapporto di massa partecipante per tali strutture è pari al 100% per i modi traslazionali, la forza sismica V_{Ed} agente su una generica connessione trave-pilastro può essere valutata come segue:

$$V_{Ed} = F_{tot} \cdot \frac{W_i}{W_{tot}} = W_i \cdot S_a(T_i)/g \quad (1)$$

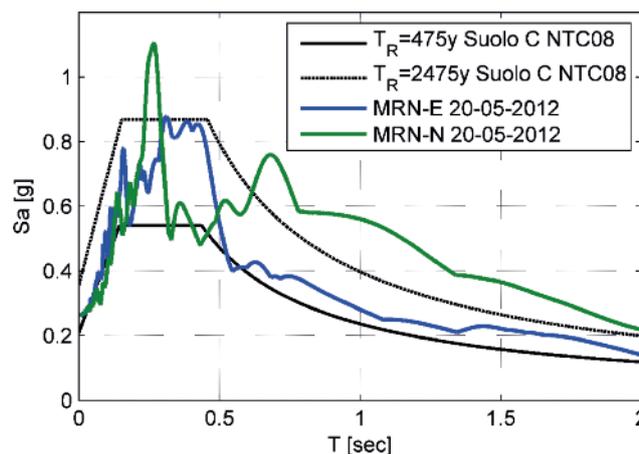
La resistenza di una connessione attritiva V_{Rd} può essere valutata moltiplicando la forza verticale agente sul collegamento ed il coefficiente di attrito μ . Sulla base di queste considerazioni, la verifica nei confronti della perdita di appoggio viene immediatamente effettuata confrontando il coefficiente di attrito con le ordinate spettrali in accelerazione in g, come mostrato in Figura 12. Infatti, può essere valutato e diagrammato un fattore di sicurezza SF (Figura 12b) rispetto al periodo fondamentale della struttura per gli spettri registrati.

$$V_{Rd} = \mu \cdot W_i \rightarrow SF = V_{Rd}/V_{Ed} = \mu / S_a(T_1)/g \quad (2)$$

Secondo gli studi sperimentali condotti da Magliulo et al. (2011) su collegamenti attritivi tra neoprene e calcestruzzo, il coefficiente di attrito varia nell'intervallo 0.09 ÷ 0.13 per tensioni di compressione variabili tra 1.7MPa e 5.3MPa. In Figura 12a questi limiti vengono confrontati con gli spettri registrati e nella Figura 12b si valuta il fattore di sicurezza SF considerando un valore medio di μ pari a 0.13. Il fattore di sicurezza SF è molto inferiore all'unità per una vasto range di periodi e conferma la vulnerabilità registrata in edifici prefabbricati con connessioni attritive in Emilia.

Va notato che le semplici considerazioni sopra riportate trascurano sia la componente verticale dell'azione sismica che la bidirezionalità del moto alla base; ovviamente, considerando que-

Figura 11
Spettri di risposta elastici registrati il 20 maggio 2012 a Mirandola, componente NS (verde) e componente EW (blu), confrontati con gli spettri di risposta elastici per periodo di ritorno pari a 475 anni (nero) e 2475 anni (nero tratteggiato) previsti dalla normativa vigente (D.M. 14/01/2008) per suolo di classe C e classe topografica T1.



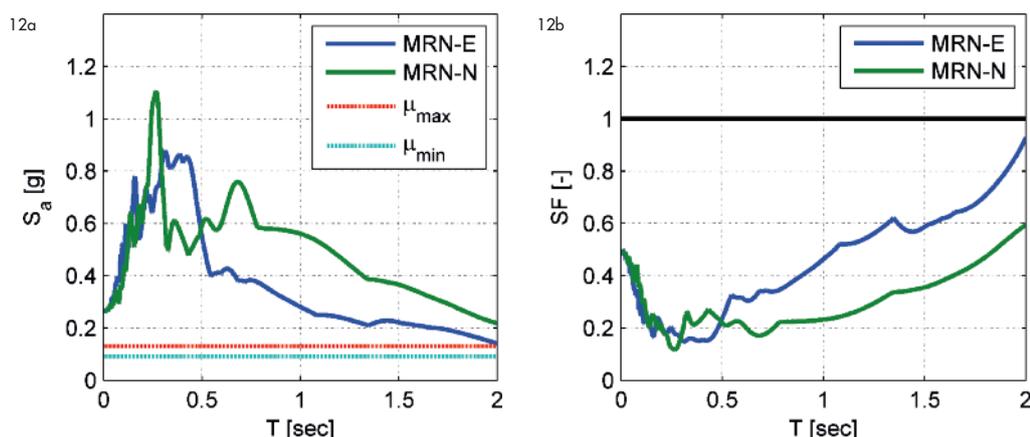


Figura 12
 (a) Accelerazioni spettrali registrate a Mirandola confrontate con i limiti superiori ed inferiori del coefficiente di attrito valutati da Magliulo et al. (2011), (b) fattore di sicurezza relativo al meccanismo di collasso per perdita di appoggio diagrammato in funzione dei periodi fondamentali per gli accelerogrammi registrati a Mirandola (MO), assumendo $\mu = 0.13$.

sti due fenomeni si sarebbero ottenuti fattori di sicurezza inferiori.

L'uso di uno spettro elastico non ridotto per la valutazione della forza agente sulla connessione trave-pilastro può non essere accettato se si considera il fatto che le strutture prefabbricate possono dissipare energia in campo inelastico. Tuttavia, l'approccio adottato non è approssimato nel caso in cui la resistenza della connessione attritiva sia inferiore al taglio plastico del pilastro, ossia alla forza che causa la formazione della cerniera plastica alla base della colonna. In questo caso, infatti, non vengono sfruttate fonti di plasticità e, di conseguenza, lo spettro non va ridotto per la valutazione delle forze sismiche.

Si può concludere, quindi, che nel caso in cui la resistenza a taglio della connessione viene attinta prima della plasticizzazione flessionale nel pilastro, le strutture prefabbricate con connessioni attritive neoprene-calcestruzzo collassano per perdita di appoggio dei loro elementi orizzontali sotto l'eccitazione sismica registrata nella zona epicentrale. In Magliulo et al. (2008) si anticipa questa conclusione, dimostrando che le strutture prefabbricate con connessioni attritive soffrono di problemi di perdita di appoggio della trave dal pilastro. Questa affermazione si basa su analisi dinamiche non lineari, effettuate su modelli spaziali sottoposti alle tre componenti di un terremoto (Magliulo e Ramasco 2007, Magliulo et al. 2007, Magliulo et al. 2012b, Maddaloni et al. 2012) tipico di una zona italiana a media sismicità.

5. Conclusioni

I terremoti che il 20 e il 29 maggio hanno colpito l'Emilia-Romagna hanno provocato danni prevalentemente alle strutture prefabbricate per uso industriale con un'enorme perdita economica, a causa dell'elevata percentuale di edifici prefabbricati nell'area colpita e della vulnerabilità di tale tipologia strutturale se non progettata per azioni sismiche. Attraverso uno studio dell'evoluzione delle principali disposizioni presenti nelle

passate norme di progettazione italiane, ed analizzando una documentazione fotografica dei danni strutturali registrati, possono essere tracciate le conclusioni riportate di seguito.

- Un'ispezione diretta della zona industriale ha evidenziato che almeno metà delle strutture prefabbricate, che ospitano attività industriali e un gran numero di lavoratori, ha esibito importanti danni. Da una tale evidenza si comprende che se il primo terremoto fosse avvenuto durante l'orario lavorativo, il bilancio complessivo delle vittime sarebbe stato sicuramente più disastroso.
- I danni alle strutture prefabbricate hanno interessato prevalentemente i sistemi di connessione: i principali danni registrati sono relativi a casi di perdita di appoggio degli elementi strutturali orizzontali dovuta alla crisi delle connessioni trave-pilastro e tegolo-trave attritive, ed il crollo dei sistemi di tamponatura esterna a causa del collasso dei dispositivi meccanici di collegamento. I danni possono essere giustificati da due motivi: (a) la rarità dell'evento e (b) l'esclusione della zona epicentrale dalla classificazione sismica di normativa fino al 2003, permettendo l'utilizzo di connessioni facenti affidamento sul solo attrito.
- Sulla base di semplici considerazioni sugli spettri di risposta registrati nella zona epicentrale si può confermare che, nel caso in cui la resistenza a taglio delle connessioni attritive trave-pilastro si attinga prima della formazione di cerniere plastiche nei pilastri, le strutture prefabbricate, che prevedono connessioni facenti affidamento sull'attrito calcestruzzo-neoprene, subiscono una perdita di appoggio dei loro elementi orizzontali, allorché sottoposte all'eccitazione sismica registrata nella zona epicentrale.

Ringraziamenti

La ricerca è stata parzialmente finanziata dal Dipartimento della Protezione Civile nell'ambito del progetto di ricerca DPC-ReLUIS 2010-2013.

Bibliografia

- CEN (2003) - Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance - Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. European Standard EN 1998-1:2003. Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n. 1422 del 6 febbraio 1965 (1965) - Istruzioni per il rilascio della dichiarazione di idoneità tecnica dei sistemi costruttivi e strutture portanti prevista negli art. 1 e 2 della Legge 5 novembre 1964, n. 1244 con particolare riferimento alle strutture prefabbricate.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n. 617 del 2 febbraio 2009 (2009) - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- Decreto Ministeriale del 14/01/2008 (2008) - Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni. G.U. n. 29 del 4/2/2008.
- Decreto Ministeriale del 3/12/1987 (1987) - Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate. G.U. n. 106 del 7/5/1988.
- Decreto Ministeriale del 16/01/1996 (1996) - Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi. G.U. n. 29 del 5/2/1996.
- Ercolino M., Coppola O., Petrone C., Magliulo G. (2012a). Report sui danni registrati a Mirandola (Mo) in seguito all'evento sismico del 29 maggio 2012 - v. 1.0, disponibile a: http://www.reluis.it/images/stories/2012_05_29_report%20Mirandola.pdf.
- Ercolino M., Petrone C., Coppola O., Magliulo G. (2012b) - Report sui danni registrati a San Felice sul Panaro (Mo) in seguito agli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012 - v. 1.0. disponibile a http://www.reluis.it/images/stories/report_San-Felice-sul-Panaro_20-29maggio.pdf.
- INGV (2012) - <http://zonesismiche.mi.ingv.it>, accesso il 20 ottobre 2012.
- Istruzioni del Consiglio Nazionale delle Ricerche e dell'Ente Nazionale Italiano di Unificazioni - CNR-UNI 10012 (1967) - Ipotesi di carico sulle costruzioni.
- Legge 2 Febbraio 1974, n. 64 (1974) - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche G.U. n. 76 del 21/3/1974.
- Legge 25 Novembre 1962, n. 1684 (1962) - Provvedimenti per l'edilizia con particolari prescrizioni per le zone sismiche G.U. n. 326 del 22/12/1962.
- Legge 5 Novembre 1971 n.1086 (1971) - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale, precompresso e per le strutture metalliche G.U. n.321 del 21/12/1971.
- Luzi L., Hailemikaël S., Bindi D., Pacor F., Mele F. (2008) - ITACA (Italian ACcelerometric Archive): a web portal for the dissemination of Italian strong motion data. *Seismological Research Letters*, Vol. 79 (Issue 5), pp. 716-722.
- Maddaloni G., Magliulo G., Cosenza E. (2012) - Effect of the seismic input on nonlinear response of r/c building structures, *Advances in Structural Engineering*, Vol. 15 (Issue 10), pp. 1861-1877.
- Magliulo G., Maddaloni G., Cosenza E. (2007) - Comparison between non linear dynamic analysis performed according to EC8 and elastic and non linear static analyses, *Engineering Structures*, Vol. 29 (Issue 11), pp. 2893-2900.
- Magliulo G., Ramasco R. (2007) - Seismic response of three-dimensional r/c multi-storey frame buildings under uni- and bi-directional input ground motion, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 36 (Issue 12), pp. 1641-1657.
- Magliulo G., Fabbrocino G., Manfredi G. (2008) - Seismic assessment of existing precast industrial buildings using static and dynamic nonlinear analyses, *Engineering Structures*, Vol. 30 (Issue 9), pp. 2580-2588.
- Magliulo G., Capozzi V., Fabbrocino G., Manfredi G. (2011) - Neoprene-concrete friction relationships for seismic assessment of existing precast buildings, *Engineering Structures*, Vol. 33 (Issue 2), pp. 532-538.
- Magliulo G., Capozzi V., Ramasco R. (2012a) - Seismic performance of R/C frames with overstrength discontinuities in elevation, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 10 (Issue 2), pp. 679-694.
- Magliulo G., Maddaloni G., Cosenza E. (2012b) - Extension of N2 methods to plan irregular buildings considering accidental eccentricity, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 43, pp. 69-84.
- Magliulo G., Ercolino M., Capozzi V., Coppola O., Manfredi G. (2013) - Influence Of Cladding Panels On Dynamic Behavior Of One-Storey Precast Buildings, (in preparazione).
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 30/3/2003 (2003) - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione del territorio nazionale e di normative tecniche. G.U. n. 105 del 08/05/2003.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 3/5/2005 (2005) - Ulteriori modifiche ed integrazioni all'O.P.C.M. 20 marzo 2003 n. 3274, recante «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica». G.U. n. 107 del 10/5/2005.