

# MIGLIORAMENTO E ADEGUAMENTO SISMICO

## di edifici industriali prefabbricati

**Bruno Dal Lago**

*Università degli Studi dell'Insubria / DLC Consulting S.r.l. / Politecnico di Milano*

### Introduzione

Gli edifici industriali prefabbricati, sia mono che pluripiano, sono oggi progettati contro azioni sismiche definite da mappe di microzonazione secondo affidabili criteri strutturali messi a punto dopo intense attività di studio e sperimentazione. Particolare risonanza scientifico/tecnica hanno ottenuto i progetti europei Safe-cast e Safecladding (Figura 1), a seguito dei quali sono state emesse delle linee guida di progettazione sismica dei sistemi di connessione sia delle strutture che dei pannelli di tamponamento, recentemente convogliate in norme ISO.

Ciononostante, il parco esistente può costituire fonte rilevante di rischio sismico a causa della combinazione di

- carenze nella corretta definizione delle aree sismicamente attive in Italia prima del 2006;
- progressivo inasprimento delle accelerazioni attese al suolo per determinati periodi di ritorno;
- inadeguate prescrizioni delle normative pregresse;
- scarsa conoscenza delle principali problematiche sismiche peculiari di tale categoria di edifici e/o delle soluzioni tecnologiche per mitigarli.

Le esperienze dei terremoti a L'Aquila nel 2009 e in Emilia nel 2012, che hanno colpito zone altamente industrializzate del territorio italiano con considerevole densità di edifici prefabbricati, hanno fornito un'importante verifica sul campo del loro comportamento sismico e dei criteri adottati per il loro progetto. Riassumendo le principali lezioni apprese, il terremoto de L'Aquila del 2009, che ha interessato un'area classificata sismicamente attiva sin dal 1976, ha provocato un comportamento delle strutture prefabbricate generalmente soddisfacente, con episodi di danno grave o collasso parziale limitati a pochissimi casi. I terremoti dell'Emilia del 2012, che hanno interessato un'area dichiarata sismicamente attiva solamente dal 2006, hanno invece portato ad un insoddisfacente comportamento delle strutture, con numerosi casi di collasso globale o parziale registrati, confermando l'ovvia lezione che senza una progettazione antisismica non vi può essere resistenza ai terremoti.

È interessante altresì notare che in entrambi gli episodi i pannelli di tamponamento, tipicamente considerati come elementi non strutturali, hanno fatto registrare numerosi collassi dovuti alla rottura delle loro connessioni con gli elementi del telaio.

L'analisi sistematica dei collassi e dei profili di danneggiamento riscontrati risultano di grande utilità ai fini dell'identificazione delle strategie di miglioramento/ adeguamento sismico.

**FIGURA 1. PROTOTIPI DI EDIFICI PREFABBRICATI SOTTOPOSTI A SPERIMENTAZIONE SISMICA PRESSO IL JOINT RESEARCH CENTRE**

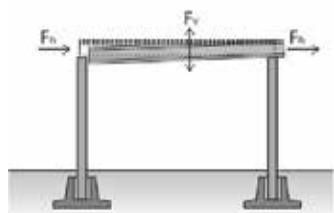


**(A) - SAFECAST**

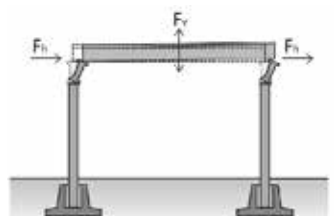


**(B) - SAFECLADDING**

FIGURA 2. MECCANISMI DI PERDITA DI APPOGGIO



(A) - SCORRIMENTO



(B) - RIBALTAMENTO

### Peculiarità del comportamento sismico degli edifici industriali prefabbricati e meccanismi di collasso osservati sul campo

Tralasciando alcune casistiche con tecnologie pre-1970, i classici edifici industriali prefabbricati in calcestruzzo armato sono realizzati con struttura a telaio composta da pilastri di sezione compatta ed elevata altezza (da 6 a 12 m) inseriti in bicchieri di fondazione e disposti in griglie strutturali regolari di lato variabile da 10 a 40 m.

La copertura è organizzata con due orditure di travi, l'orditura principale con travi a sezione filante di luce dai 10 ai 25 m oppure a doppia pendenza di luce anche maggiore, a sostenere tegole di snellezza e luce elevata (dai 20 ai 40 m), generalmente disposti distanziati ad interasse variabile tra 5 e 7.5 m, con interposte cospicue o lastre shed con prese di luce zenitale. Il perimetro dell'edificio è poi chiuso con pannelli anch'essi prefabbricati. In virtù delle grandi luci degli elementi di copertura, essi sono sempre concepiti senza continuità di momento con i pilastri.

Lo schema di funzionamento di tale assieme strutturale quando sottoposto a sollecitazione sismica è pertanto apparentemente semplice: i pilastri si deformano con profilo a mensola, concentrando alla loro base la massima sollecitazione flessionale, mentre la copertura non entra direttamente a fare parte del sistema resistente alle azioni orizzontali. Tale comportamento è caratterizzato da un'intrinseca flessibilità cui corrispondono periodi elevati che, considerando i tipici spettri di risposta sismici, risultano associati a basse accelerazioni e forze e ad elevati spostamenti.

A complicare tale favorevole schema è il ruolo delle connessioni, sia tra elementi strutturali facenti parte del telaio sia tra telaio e pannellature. In particolare, le connessioni trave-pilastro e tegolo-trave devono evitare in caso di sisma il possibile collasso per perdita di appoggio, che si esplica con i possibili meccanismi di slittamento e di ribaltamento, illustrati in Figura 2.

La resistenza all'attivazione di tali meccanismi deve basarsi su connessioni meccaniche e non sul solo effetto dell'attrito, minato sia dall'incerto coefficiente di attrito dovuto all'utilizzo di apparecchi di appoggio elastomerici, sia dalla presenza di una storia di accelerazione verticale, che può far pericolosamente diminuire, sebbene istantaneamente, la pressione di contatto tra gli elementi.

L'attivazione di tali meccanismi in edifici non progettati per azioni sismiche è stata riscontrata in numerosi casi di edifici del tutto sprovvisti di connessioni meccaniche (Figura 3) oppure (in misura minore) provvisti di connessioni a spinotto con piccoli diametri o di forcelle poco armate.

Inoltre, la peculiare assenza di un getto integrativo in copertura, invero tipica dei capannoni più moderni (circa dagli anni 1970 in avanti), comporta la condizione (inusuale per strutture in calcestruzzo armato) di diaframma non rigido, laddove possibili differenze di rigidità o massa pertinente ai diversi telai paralleli dell'edificio possono indurre un incremento delle sollecitazioni nelle connessioni degli elementi orizzontali, oppure una vibrazione slegata e fuori fase degli stessi, a seconda della rigidità delle connessioni e degli elementi di piano.

Nei riguardi delle tamponature si devono distinguere due casi: gli edifici con tamponature in luce tra i pilastri (tipici fino alla decade 1980) oppure con gran-

*Negli episodi di terremoto, è interessante notare che i pannelli di tamponamento, tipicamente considerati come elementi non strutturali, hanno fatto registrare numerosi collassi dovuti alla rottura delle loro connessioni con gli elementi del telaio.*

di pareti tagliafuoco interne subiscono un importante irrigidimento nel piano che può portare ad un efficace controventamento, sebbene talvolta associato ad importanti distorsioni di piano in caso di diaframma flessibile, a possibili fenomeni di rottura per taglio di tratti terminali di pilastri in caso di pareti non continue fino all'imposta delle travi, oppure a collassi delle pareti stesse per effetto combinato delle sollecitazioni sismiche fuori e nel loro piano. Assai diversamente, gli edifici con tamponature esterne ai pilastri subiscono un ben minore effetto sul comportamento sismico del telaio, ma l'interazione struttura-pannelli porta a complesse sollecitazioni sulle connessioni dei pannelli, che vengono sollecitati contemporaneamente fuori dal piano per effetto dell'inerzia del pannello, e nel piano per effetto del trascinarsi provocato dalla vibrazione del telaio. Tale combinazione di sollecitazione, e specialmente la componente nel piano, ha portato ai numerosi collassi sopracitati, avvenuti per rottura delle connessioni dei pannelli, di cui si riportano due esempi in Figura 4.

È evidente che a maggiori deformabilità del diaframma corrispondono anche problemi di incompatibilità cinematiche nella direzione fuori dal piano dei pannelli. Analogamente, la presenza di carriponte può portare ad irrigidimenti locali e a collassi localizzati, invero sovente rilevati per effetto dei terremoti dell'Emilia.

Infine, possono sussistere problemi nel comportamento del sistema resistente alle azioni orizzontali, ovvero i pilastri o le loro fondazioni. È invero stata spesso riscontrata negli edifici progettati prima degli anni '80-'90 l'adozione di un'armatura scarsa, sia longitudinalmente che trasversalmente, progettata per sole azioni statiche. Un'insufficiente armatura longitudinale può essere causa di un'importante riduzione di resistenza rispetto alle sollecitazioni associate ai carichi sismici odierni, considerando anche le importanti sollecitazioni del secondo ordine che insistono nelle zone critiche alla base dei pilastri. Inoltre, un'insufficiente armatura trasversale, più che causare un possibile collasso per taglio reso improbabile dalla tipica elevata snellezza del pilastro, può comportare scarso confinamento della sezione critica e contenimento delle barre longitudinali contro l'instabilità locale provocata dalla pressoflessione del pilastro ed esaltata dal progressivo allungamento plastico ciclico delle barre longitudinali. Esempi di edifici con forti danneggiamenti alla base dei pilastri o collassi globali sono mostrati in Figura 5. Infine, si riporta che problemi rilevanti in fondazione sono stati osservati solamente in rari casi associati a fenomeni di liquefazione del terreno, il che suggerisce che le usuali ipotesi di progettazione per carichi statici, combinate con gli elevati coefficienti di sicurezza, portano ad un comportamento genericamente soddisfacente delle fondazioni.

### **Criteri generali di intervento**

Le caratteristiche sopraelencate creano un mosaico di possibili combinazioni il cui quadro completo può sfuggire al progettista inesperto incaricato di realizzare un intervento di miglioramento/adequamento di un capanno esistente. Si ribadiscono due concetti fondamentali per approcciare il problema: non nuocere; non improvvisare. Il problema deve essere affrontato, nei termini regolati dalle NTC18, con indagini su materiali, carpenterie

**FIGURA 3. PERDITA DI APPOGGIO PER SLITTAMENTO DI UNA TRAVE (EMILIA 2012)**



*Un'insufficiente armatura longitudinale può essere causa di un'importante riduzione di resistenza rispetto alle sollecitazioni associate ai carichi sismici*

*Il progettista può scegliere di salvare l'assetto originario del sistema resistente e su questo operare gli opportuni interventi correttivi di miglioramento sismico, oppure modificare l'assetto resistente stesso ed ottenere in questo modo una struttura diversa più resistente.*

e armature e con lo sviluppo di un modello strutturale rappresentativo della situazione reale dell'edificio. Non è sempre semplice la definizione di questo modello, come nel caso di vincoli di appoggio ad attrito che richiederebbero una complessa analisi dinamica non lineare, sotto l'azione combinata delle tre componenti di accelerazione del terreno, capace di rappresentare il loro possibile scorrimento, sebbene sia possibile assumere che in ogni caso lo scorrimento debba essere impedito con l'inserimento di appositi dispositivi meccanici.

In base all'esito dell'analisi preliminare ed al grado di inadeguatezza strutturale rilevato, il progettista può scegliere di (a) salvare l'assetto originario del sistema resistente e su questo operare gli opportuni interventi correttivi di miglioramento sismico, oppure (b) modificare l'assetto resistente stesso ed ottenere in questo modo una struttura diversa più resistente.

Nell'opzione (b) confluiscono sostanzialmente sistemi di controventamento molto impattanti ottenuti tramite l'introduzione di diagonali metallici internamente o esternamente all'edificio, il getto di contrafforti esterni in calcestruzzo armato, oppure il collegamento dei pannelli di tamponamento esterni rendendoli integrati con la struttura.

Spesso risulta opportuno o necessario dotare tali interventi di sistemi di dissipazione energetica. Questi interventi risultano molto complessi, andando a sconvolgere il sistema resistente alle azioni orizzontali, e andrebbero considerati solamente in situazioni di grave deficienza strutturale, difficilmente sanabile altrimenti.

In seguito ai terremoti dell'Emilia sono stati tempestivamente attivati alcuni strumenti legislativi atti a governare l'emergenza, fornendo i criteri per il rilascio dell'agibilità provvisoria degli edifici, con riserva di successivi maggiori interventi fatti sulla base di organici progetti per il miglioramento/ adeguamento sismico secondo le Norme Tecniche in vigore.

A supporto dell'operato dei professionisti coinvolti in quanto sopra, sono state pubblicate dal Dipartimento della Protezione Civile delle Linee di Indirizzo che raccolgono i contributi di molteplici competenze. Riguardo l'azione diaframma della copertura, si specifica che le norme non impongono la presenza di un diaframma di copertura rigido, e si ribadisce che edifici con diaframma flessibile possono avere un ottimo comportamento sismico. In tale caso, la puntuale verifica delle connessioni di copertura resta in ogni caso necessaria, sia in termini di resistenza che di capacità deformativa. Questo implica che gli elementi di copertura entrino nel modello globale dell'analisi strutturale assieme alle loro connessioni. E queste vanno rappresentate, non come vincoli fissi, ma con le loro effettive deformabilità per non avere dal calcolo valori eccessivi e irrealistici delle forze che rendono impossibile un ragionevole dimensionamento delle connessioni stesse.

Qualora la particolare situazione lo richieda, possono tuttavia essere applicati gli opportuni provvedimenti atti ad irrigidire nel suo piano la copertura. A tal fine il getto di una soletta in cemento armato resta fortemente sconsigliata.

Questa, infatti, pone un notevole peso aggiuntivo che sconvolge l'assetto costruttivo originario e porta ad una catena di conseguenze che amplifica

**FIGURA 4. COLLASSO DI PANNELLI DI TAMPONAMENTO**



**(A) - L'AQUILA 2009**



**(B) - EMILIA 2012**



ingiustificatamente le necessità di rinforzo. Un provvedimento molto meno invasivo per irrigidire nel suo piano la copertura è l'inserimento di elementi metallici di controvento che, funzionando a trazione in combinazione con gli elementi (compressi) di copertura già presenti, realizzino un sistema reticolare. Il peso aggiunto resta trascurabile, ma il funzionamento complessivo della copertura viene fortemente modificato con necessità di una rinnovata verifica di tutte le sue connessioni.

Con riferimento alle connessioni degli elementi orizzontali, come precedentemente argomentato, è necessario procedere ad una verifica puntuale delle stesse.

La possibile presenza di giunti in appoggio semplice, ovvero senza connessioni meccaniche, deve essere sanata con l'inserimento di collegamenti meccanici capaci di resistere alle azioni orizzontali, trascurando l'incerto contributo dell'attrito. Le soluzioni, principalmente basate su piastre/profilati e barre passanti o tasselli, sono molteplici e si può fare riferimento alle specifiche Linee di Indirizzo.

Alcuni esempi sono illustrati in Figura 6. Si specifica che la progettazione delle connessioni meccaniche degli elementi orizzontali non va affrontata al solo scopo di evitare fenomeni di perdita d'appoggio, ma anche allo scopo di irrigidire (senza renderlo perfetto) il diaframma di piano.

Considerando i pilastri, nella previsione progettuale non si può far conto sulle incerte risorse di sovrarresistenza e duttilità di pilastri aventi un'armatura trasversale insufficiente a garantire lo sviluppo stabile della plasticizzazione, come tipico dei pilastri non progettati con criteri antisismici. Un'insufficiente resistenza o duttilità dei pilastri deve quindi essere sanata con un intervento di rinforzo.

Gli interventi di rinforzo, analoghi a quelli eseguiti nelle tradizionali strutture a telaio in calcestruzzo armato gettato in opera ed elencati nelle Linee di Indirizzo, possono prevedere l'incremento della resistenza attraverso l'aggiunta di armatura longitudinale in apposito incamiciamento o di profilati metallici esterni, curando in entrambi i casi l'ancoraggio alla fondazione, oppure l'incremento della duttilità dell'elemento attraverso l'aggiunta di un confinamento trasversale.

Si ricorda che gli interventi di rinforzo dei pilastri possono portare ad un aumento della rigidità della struttura e di conseguenza ad un aumento delle sollecitazioni sulle connessioni, che devono essere di nuovo verificate. Analoghe considerazioni vanno svolte per le fondazioni.

Con riferimento ai pannelli di tamponamento, le strategie di connessione sono molto differenti a seconda dell'assetto dei pannelli.

In questo caso, le Linee di Indirizzo risultano poco efficaci nel distinguere chiaramente i diversi casi, fornendo inoltre delle soluzioni temporanee emergenziali, come cordini laschi tassellati, che sono state erroneamente considerate da alcuni progettisti come soluzioni definitive.

I pannelli verticali possono essere efficacemente disaccoppiati dal moto nel piano della struttura, e contemporaneamente vincolati fuori piano, da opportune connessioni scorrevoli che possono essere post-inserite. I pannelli orizzontali esterni vengono usualmente vincolati con angolari tassellati che non garantiscono la corretta cinematica del pannello.

**FIGURA 5. DANNI E CROLLI DI PILASTRI**



**(A) – DISTACCO DEL COPRIFERRO E INSTABILITÀ LOCALE DELLE BARRE LONGITUDINALI – EMILIA 2012**



**(B) – COLLASSO GLOBALE DELLA STRUTTURA CONSEGUENTE ALLA ROTTURA DELLA BASE DEI PILASTRI – EMILIA 2012**

**FIGURA 6. INTERVENTO DI COLLEGAMENTO MECCANICO DEGLI ELEMENTI ORIZZONTALI**



**(A) – GIUNTO TRAVE-PILASTRO**



**(B) – GIUNTO TEGOLO-TRAVE**

**FIGURA 7. INTERVENTO DI COLLEGAMENTO MECCANICO DEI PANNELLI DI TAMPONAMENTO**



**(A) – CONNESSIONE SCORREVOLE PER PANNELLI VERTICALI**



**(B) – CONNESSIONE ANGOLARE A W PER PANNELLI ESTERNI ORIZZONTALI**



**(C) – CONNESSIONE ANGOLARE PER PANNELLI INTERNI ORIZZONTALI**

Tale connessione può però essere migliorata impiegando dei piatti piegati tre volte in forma di W, i quali garantiscono ampie possibilità deformative e di distorsione nel piano dei pannelli, fornendo un adeguato ritegno fuori piano.

Infine, pannelli orizzontali in luce dei pilastri possono essere vincolati contro il ribaltamento o il possibile allontanamento dei pilastri attraverso degli angolari rinforzati tassellati.

Alcune applicazioni sono mostrate in Figura 7.

### Riflessioni conclusive

Si è mostrato come gli edifici prefabbricati esistenti possano costituire una fonte di rischio sismico potenzialmente rilevante, specialmente se progettati senza alcun criterio antisismico.

Tuttavia, è disponibile un quadro completo di interventi cui il progettista può fare riferimento in seguito all'analisi dettagliata dell'insieme strutturale su cui intervenire e, inoltre, sono stati approvati bonus per detrazioni fiscali (SismaBonus e SuperSismaBonus) che possono fornire incentivo economico ai proprietari degli immobili per un'adozione in massa di tali interventi, nell'ottica di una significativa riduzione del rischio sismico associato agli edifici prefabbricati.

Tali incentivi risultano tuttavia poco adeguati alla particolare situazione degli edifici industriali, fissando il tetto massimo di spesa detraibile in funzione del numero di generiche unità immobiliari, il che ha certamente senso per condomini di appartamenti, ma ne ha ben meno quando si considerino centri industriali di grandi dimensioni.

Quando fosse tecnicamente ed economicamente possibile, gli interventi dovrebbero mirare al livello di adeguamento che corrisponde al pieno soddisfacimento dei requisiti stabiliti dalle norme per le nuove costruzioni. Le norme stesse però permettono di limitarsi ad un miglioramento delle capacità sismiche che non raggiunge detto livello. In questo caso un minor periodo di ritorno del terremoto di progetto può essere scelto con una minore accelerazione di picco al suolo.

La massima riduzione concessa dal corrisponde ad un fattore 0.6 da applicarsi appunto alla forza sismica di progetto. In ogni caso i requisiti di limitazione del danno possono essere trascurati.

Quanto sopra conduce a prediligere un'ottimizzazione del rapporto costi/benefici, incentivando iniziative di miglioramento sismico su larga parte degli edifici esistenti.

In quest'ottica, la possibilità di effettuare gli interventi basilari di mitigazione del rischio di collasso degli elementi orizzontali semplicemente appoggiati e dei pannelli di tamponamento, risolvibili con l'adozione di dispositivi meccanici puntuali dal costo limitato compatibile con gli incentivi fiscali, risulta essere di estremo interesse, e ci si augura di prossima capillare diffusione.

*Per i richiami bibliografici guardare su [www.modulo.net](http://www.modulo.net)*