

# **MODELLI E ANALISI PRELIMINARI DI EDIFICI INDUSTRIALI ESISTENTI IN ACCIAIO PER LA VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO**

## **MODELING AND PRELIMINARY ANALYSIS OF EXISTING INDUSTRIAL STEEL BUILDINGS FOR SEISMIC RISK ASSESSMENT**

Fabio Petruzzelli, Gaetano Della Corte, Iunio Iervolino  
Università degli Studi di Napoli Federico II  
DIST - Dipartimento di Ingegneria Strutturale  
Napoli, Italia  
[fabio.petruzzelli@unina.it](mailto:fabio.petruzzelli@unina.it)  
[gdellaco@unina.it](mailto:gdellaco@unina.it)  
[iunio.iervolino@unina.it](mailto:iunio.iervolino@unina.it)

### **ABSTRACT**

Industrial steel buildings represent a widespread typology of Italian constructions. For these buildings the assessment of seismic risk may be particularly important for the management of industrial risks and the quantification of damages due to direct losses and business interruption. In the present work the seismic performance of a real case study is analyzed.

The structure consists of a truss roof, supported by built-up battened columns. A few modeling issues are discussed, with particular reference to column base connections with non-standard geometrical details. Extensions and adaptations of the design/justification methods available within Eurocode 3 are proposed. Finally, preliminary results of nonlinear dynamic analyses and expected loss assessment are described.

### **SOMMARIO**

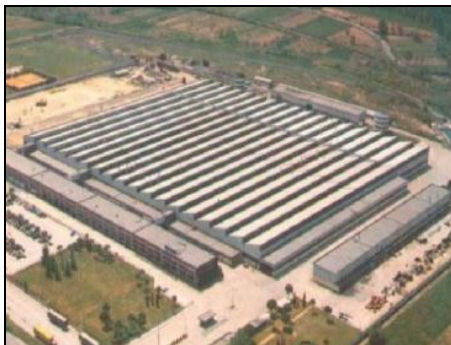
Gli edifici industriali in acciaio rappresentano una tipologia costruttiva molto diffusa, per la quale può essere importante valutare il rischio sismico, in relazione ai danni economici derivanti da interruzioni delle attività produttive. Nel presente lavoro si utilizza una struttura esistente come caso studio rappresentativo di una categoria di edifici industriali del patrimonio edilizio italiano. La struttura esaminata consiste di una copertura realizzata con travature reticolari piane, collegate trasversalmente, e sostenute da colonne composte calastrellate. Nel lavoro vengono discussi i principali aspetti di modellazione, con particolare riferimento ai collegamenti colonna-fondazione e a quelle soluzioni costruttive non codificate, per le quali l'applicazione dei metodi di analisi attualmente disponibili richiede modifiche e/o estrapolazioni. Vengono inoltre presentati alcuni risultati preliminari di analisi dinamiche non lineari e la stima delle perdite attese per cause sismiche.

## 1 INTRODUZIONE

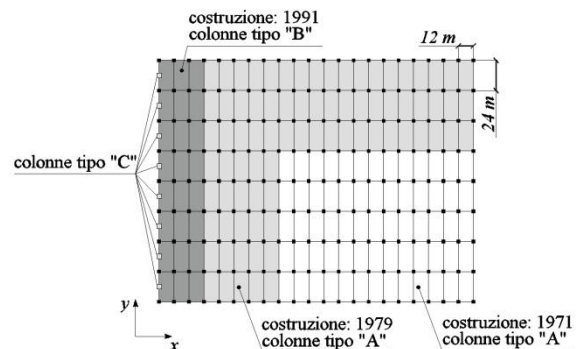
Gli edifici esistenti in acciaio sono una tipologia costruttiva ampiamente diffusa sul territorio nazionale. Sebbene tali strutture siano, in generale, relativamente leggere e, nella maggior parte dei casi, progettate per azioni orizzontali da vento, la valutazione della loro prestazione sismica è importante per la stima delle possibili conseguenze di un terremoto, in termini di danno diretto o interruzione di attività. L'analisi sismica di tali strutture presenta, inoltre, una serie di aspetti di modellazione poco conosciuti e poco indagati sia in ambito scientifico che professionale. Tra questi particolare rilievo assume la caratterizzazione del comportamento dei collegamenti, realizzati molto frequentemente in modo da essere semirigidi e a parziale ripristino di resistenza. Le attuali prescrizioni normative da un lato escludono o limitano fortemente l'impiego in zona sismica di siffatte tipologie di collegamento, dall'altro si presentano spesso non applicabili ai collegamenti esistenti, realizzati con caratteristiche geometriche differenti rispetto a quelle codificate. Nel presente lavoro si analizza il comportamento sismico di un fabbricato esistente destinato alla produzione manifatturiera. Sono discussi dapprima i principali aspetti di modellazione, con particolare riferimento alla caratterizzazione del legame momento-rotazione dei collegamenti. In secondo luogo, si illustrano i risultati di analisi non lineari statiche e dinamiche. Infine, a scopo meramente illustrativo, si valuta la perdita attesa, sia per danno diretto che per interruzione di attività.

## 2 DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO

L'edificio oggetto di studio, destinato alla produzione di componenti per l'industria manifatturiera pesante, è stato realizzato nel 1971 e, successivamente, sottoposto ad ampliamenti nel 1979 e nel 1991. Nella sua attuale configurazione, il fabbricato presenta dimensioni planimetriche di 252 m per 192 m. Nelle Figure 1 e 2 sono mostrate, rispettivamente, una vista aerea ed una pianta schematica dell'edificio, con indicazione delle porzioni di fabbricato realizzate nei differenti anni.



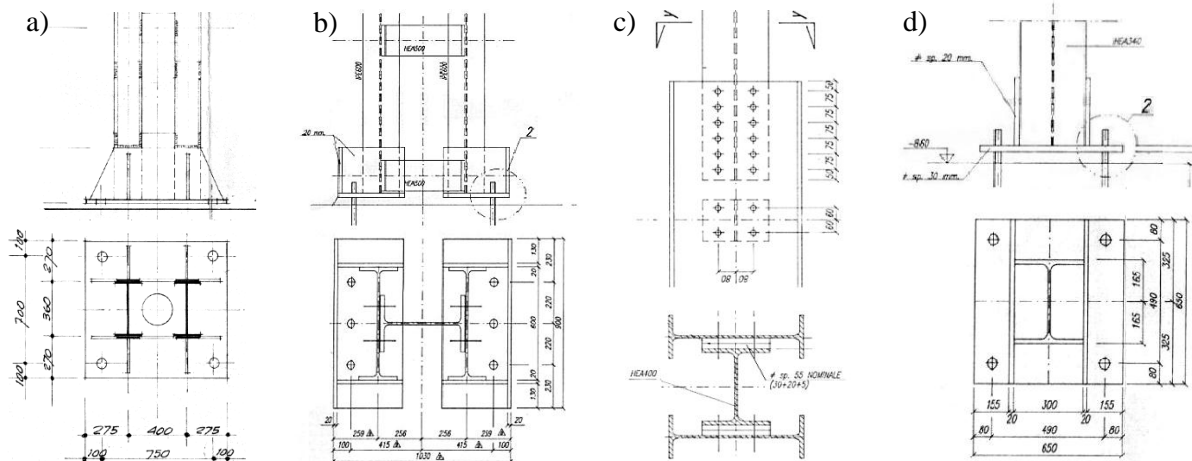
**Fig. 1:** Vista aerea dell'area di impianto.



**Fig. 2:** Pianta schematica dell'edificio oggetto di studio.

La struttura della copertura è di tipo reticolare con travi a shed nella direzione planimetrica  $x$  e travature rettangolari nella direzione  $y$ . La copertura è completata da controventi di falda “a croce di Sant’Andrea” e da elementi di orditura minuta che sorreggono i pannelli di chiusura. Il trasferimento delle azioni orizzontali in fondazione è affidato a colonne composte calastrellate. Nelle porzioni di fabbricato realizzate nel 1971 e nel 1979, le colonne composte sono realizzate tramite due profili IPE360, rinforzati sulle flange da piatti dello spessore di 10 mm e accoppiati tra loro con “calastrelli” costituiti da piatti saldati sulle ali. Il collegamento in fondazione è realizzato tramite piastra di base e tirafondi, con piatti di irrigidimento (Fig. 3a). Nel prosieguo tali colonne saranno indicate come tipo “A”. Nella porzione di fabbricato rea-

lizzata nel 1991, le colonne principali, indicate come colonne tipo “B”, sono realizzate tramite accoppiamento di profili IPE600 per mezzo di monconi di profilo HEA500 bullonati alle IPE600. Anche in questo caso, il collegamento in fondazione è affidato a piastre in acciaio e tirafondi (Fig. 3b). I profili IPE600 terminano a quota 7.825 m. A partire da tale quota è presente un montante con sezione HEA400, al quale è collegata la travatura reticolare di copertura (Fig. 3c). In aggiunta alle precedenti, sono presenti anche colonne (tipo “C”) realizzate con singolo profilo HEA340, localizzate su un telaio perimetrale (Fig. 2). Il collegamento in fondazione è realizzato, anche in questo caso, con piastra di base e tirafondi (Fig. 3d).



**Fig. 3:** Dettagli dei collegamenti desunti dai documenti di progetto originali. a) colonna tipo “A”; b) colonna tipo “B”; c) montante a quota 7.825 m; d) colonna tipo “C”.

Nel presente lavoro si descrive l’analisi del comportamento sismico della porzione di fabbricato di più recente costruzione, per la quale è disponibile l’intera documentazione progettuale. La maglia strutturale, individuata dalle colonne principali, ha dimensioni in asse 24 m x 12 m. In base ai documenti di progetto originali, si assume che i materiali impiegati siano Fe360 per le membrature, Fe430 per le piastre di base dei collegamenti in fondazione e Fe510 per le piastre di collegamento delle membrature. I bulloni sono di classe 8.8 ed il calcestruzzo di classe C20/25.

Ai fini delle analisi presentate, le non-linearità della risposta strutturale sono state concentrate nei collegamenti colonna-fondazione e nelle sezioni di base dei montanti HEA400 a quota 7.825 m. Altre possibili fonti di non linearità possono essere individuate nei collegamenti colonna-colonna, ovvero nei calastrelli che assicurano la collaborazione dei due montanti delle colonne composte, e nelle aste di copertura, con i relativi collegamenti. Tuttavia analisi preliminari semplificate, hanno mostrato che questi ultimi elementi possono considerarsi elastici. Nella modellazione delle colonne composte, si è tenuto conto dell’aumento della deformabilità dovuto alla presenza di un collegamento discontinuo lungo l’altezza delle stesse, tramite un aumento della deformabilità a taglio, secondo le indicazioni dell’Eurocodice 3 (EC3, [1]).

Il sito in cui sorge la costruzione (che non si individua per questioni di riservatezza) è caratterizzato da una accelerazione su suolo rigido con periodo di ritorno di 475 anni pari a 0.26 g. Il terreno di fondazione è classificato come tipo B [2].

### 3 MODELLAZIONE DEI COLLEGAMENTI

Nella struttura in esame, la modellazione dei collegamenti colonna-fondazione assume particolare importanza per la valutazione della risposta sismica. Tale modellazione è stata effettuata secondo utilizzando come base le indicazioni dell’EC3 (parte 1-8). Tuttavia, le caratteristi-

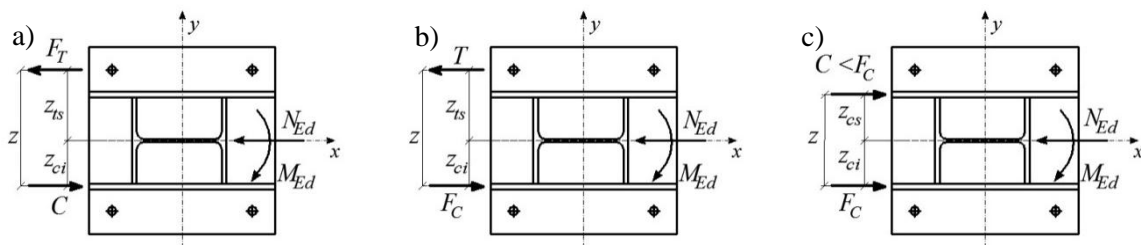
che geometriche degli specifici collegamenti hanno richiesto modifiche ed estrapolazioni dell'approccio normativo, come descritto nel seguito.

### 3.1 Collegamento tipo "C"

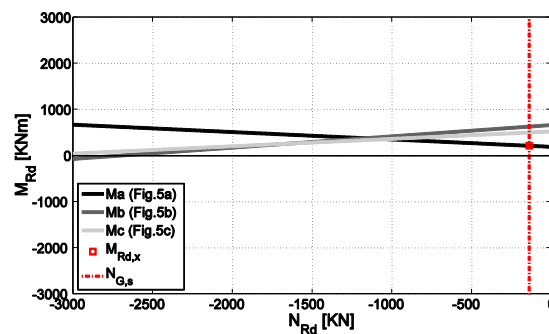
Il collegamento di base delle colonne tipo "C" rappresenta una soluzione progettuale frequentemente utilizzata. Tuttavia, alcune caratteristiche geometriche, come la presenza di piatti di irrigidimento e la disposizione di tirafondi "esterni" rispetto all'area individuata dalla sezione della colonna, lo rendono non perfettamente riconducibile alle tipologie trattate nell'EC3.

Nel caso di flessione intorno all'asse  $x$  (Fig. 4) si è ipotizzato che la risultante di compressione sia localizzata in corrispondenza del baricentro del piatto di irrigidimento. La risultante di trazione è collocata in corrispondenza della fila di tirafondi.

L'approccio dell'EC3, pensato per la verifica del collegamento, tiene conto dell'effetto dello sforzo normale attraverso la definizione dell'eccentricità di progetto ( $e_d$ ), definita come il rapporto tra il momento flettente ( $M_{Ed}$ ) e lo sforzo normale sollecitanti ( $N_{Ed}$ ). La verifica viene condotta con un valore costante di eccentricità, cioè assumendo che sia  $e_d = M_{Rd} / N_{Rd} = M_{Ed} / N_{Ed}$ , essendo  $M_{Rd}$  e  $N_{Rd}$  il momento e lo sforzo normale resistenti. Tuttavia, nel caso sismico, è lecito assumere che lo sforzo normale si mantenga costante, o poco variabile rispetto al valore prodotto dai carichi gravitazionali nella combinazione sismica ( $N_{G,s}$ ), mentre il momento flettente cresca significativamente per effetto delle forze sismiche orizzontali. Per tenere conto di questo aspetto ed indagare il comportamento flessionale del collegamento a differenti valori dell'eccentricità, si è determinata la massima eccentricità sopportabile dal collegamento. A tal fine, considerando le possibili condizioni di rottura del collegamento, è possibile derivare le equazioni di equilibrio limite utilizzando le formule di EC3 con  $e_d = M_{Rd} / N_{Rd}$ . Tenuto conto della simmetria del collegamento e del fatto che lo sforzo normale agente è di compressione ( $N_{G,s} < 0$ ), le possibili condizioni di equilibrio limite si riducono alle tre mostrate in Figura 4 e le corrispondenti equazioni sono diagrammate in Figura 5.



**Fig. 4:** Condizioni di equilibrio limite per il collegamento tipo "C" : a) "grande eccentricità" e crisi lato trazione; b) "grande eccentricità" e crisi lato compressione; c) "piccola eccentricità" e crisi lato compressione.



**Fig. 5:** Relazioni  $M_{Rd} - N_{Rd}$  per le condizioni di equilibrio limite considerate.

In corrispondenza dello sforzo normale  $N_{G,s}$ , il momento resistente è fornito dal più piccolo dei valori corrispondenti alle rette limite mostrate nella Figura 5. Tale minimo ( $M_{Rd,x}$ ), evidenziato nella medesima figura, corrisponde alla plasticizzazione flessionale della piastra di base e alla rottura dei tirafondi. Noto il momento resistente, è possibile calcolare la massima eccentricità  $e_{max} = M_{Rd,x} / N_{G,s}$ . A questo punto, per ogni valore di eccentricità variabile tra 0 (sforzo normale centrato) ed il valore massimo  $e_{max}$ , si sono tracciate le curve momento-rotazione secondo l'approccio EC3. Tali curve sono riportate, a meno del ramo perfettamente plastico, in Figura 6.

Per ottenere la curva momento-rotazione del collegamento ad eccentricità variabile è stata implementata una procedura numerica in MatLab®, che esegue le seguenti operazioni: a) da ogni curva momento-rotazione corrispondente ad un fissato valore  $e^*$  dell'eccentricità, si trova il valore della rigidezza tangente in corrispondenza di  $M^* = N_{G,s} e^*$ ; b) si ricostruisce la curva momento-rotazione a sforzo normale costante e momento crescente tramite la procedura nota come *forward approximation*. Il legame momento-rotazione che ne risulta è rappresentato in Figura 7, nella quale sono anche riportati i limiti di rigidezza e resistenza che definiscono, secondo EC3, i collegamenti rigidi e a completo ripristino di resistenza. I collegamenti in esame sono, dunque, nominalmente rigidi ed a parziale ripristino di resistenza.

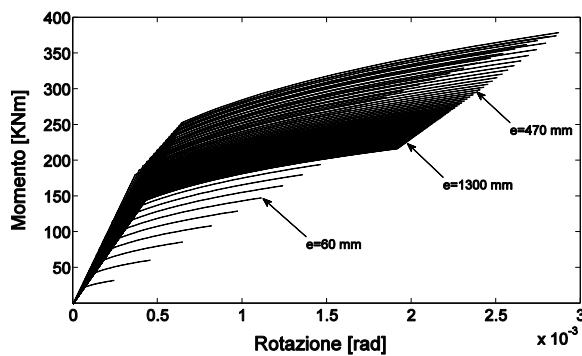


Fig. 6: Curve momento-rotazione per differenti valori dell'eccentricità.

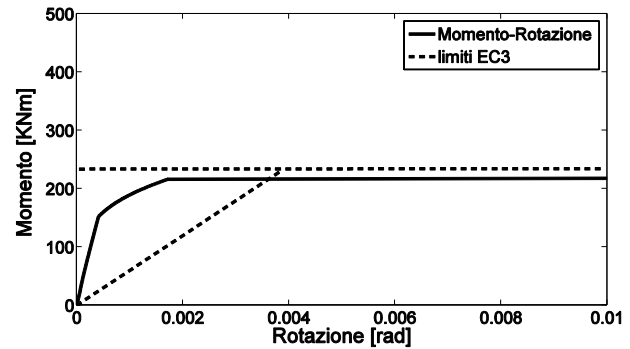


Fig. 7: Legame momento-rotazione per collegamento tipo "C"

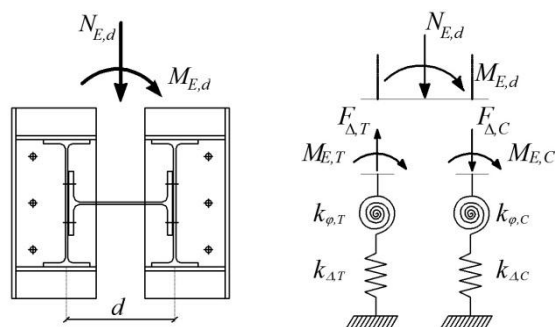
In maniera analoga, è stato ottenuto il legame momento-rotazione per flessione intorno all'asse  $y$ . Anche in questa direzione il collegamento si può ritenere nominalmente rigido ed a parziale ripristino di resistenza.

### 3.2 Collegamento tipo "B"

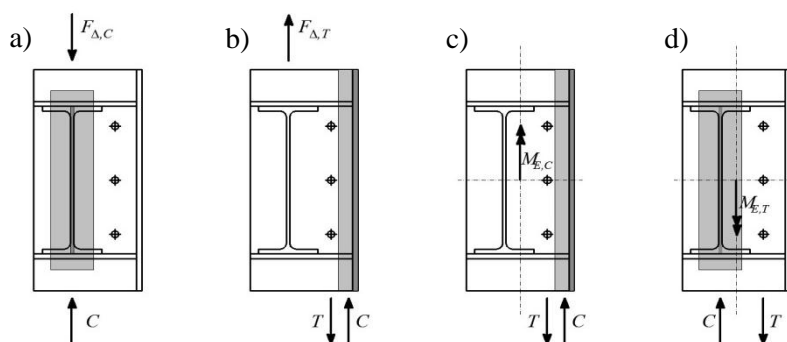
Il collegamento alla base delle colonne composte da profili IPE600 (colonne tipo "B") è significativamente diverso da quelli convenzionali che sono codificati dall'EC3. Pertanto, è stato necessario studiare una strategia di calcolo specifica. In primo luogo, la sollecitazione agente alla base delle colonne composte è stata scomposta in risultante e momento risultante nel singolo profilo, come rappresentato in Figura 8. Le risultanti, di trazione o compressione, sono state collocate in corrispondenza dell'anima del singolo montante. Ciascuna piastra di base reagisce a queste sollecitazioni con una rigidezza da valutare. Tenuto conto della simmetria complessiva del collegamento costituito dalle due piastre, la rigidezza rotazionale complessiva è stata ottenuta come somma di quattro termini:

$$k_{\phi}^{tot} = k_{\Delta,C} \cdot \frac{d}{2} + k_{\Delta,T} \cdot \frac{d}{2} + k_{\phi,C} + k_{\phi,T} \quad (1)$$

Nell'equazione (1),  $k_{\phi,T}$  rappresenta la rigidezza rotazionale della singola piastra con tirafondi, calcolata considerando la piastra sottoposta ad  $F_{\Delta T}$  e assumendo  $M_{ET}$  concorde con  $M_{Ed}$ . Il termine  $k_{\phi,C}$  è la rigidezza rotazionale della singola piastra con tirafondi, calcolata per la piastra sottoposta ad  $F_{\Delta C}$ , assumendo  $M_{EC}$  concorde con  $M_{Ed}$ . Infine,  $k_{\Delta T}$  e  $k_{\Delta C}$  rappresentano le rigidezze alla traslazione associate alle forze  $F_{\Delta T}$  ed  $F_{\Delta C}$  (Fig. 8). Si osserva esplicitamente che nei calcoli si è tenuto conto del valore iniziale dello sforzo assiale dovuto ai carichi gravitazionali  $N_{G,s}$ , il quale è stato diviso in parti uguali tra i due singoli profili.



**Fig. 8:** Scomposizione del collegamento tipo "B" nelle sue componenti di base.



**Fig. 9:** Componenti di base del collegamento tipo "B".

Per la determinazione del contributo  $k_{\Delta C}$  si è ritenuto plausibile operare in accordo con quanto prescritto dall'EC3 per il T-stub equivalente in compressione. In particolare, è stato ipotizzato che la piastra reagisca ad una compressione in corrispondenza dell'anima del montante unicamente con una compressione forza di reazione uguale e contraria (Fig. 9a).

Per quanto attiene alla determinazione di  $k_{\Delta T}$ , si assume che il collegamento reagisca con una risultante di trazione collocata in corrispondenza dei tirafondi e una risultante di compressione in prossimità del piatto di irrigidimento disposto sul bordo della piastra (Fig. 9b). È possibile supporre una diffusione dello sforzo di compressione (EC3); tuttavia, nel caso specifico, in tali ipotesi si perviene ad una larghezza effettiva dell'area di diffusione tale da investire la linea dei tirafondi. Tale profondità è ritenuta, pertanto, inammissibile per l'equilibrio della piastra. In alternativa, è possibile studiare la sezione a semplice armatura costituita da area compressa e tirafondi, e determinare, assumendo un opportuno legame tensione-deformazione per il calcestruzzo compresso, la profondità dell'asse neutro. In tale ipotesi, la larghezza efficace della zona compressa si riduce notevolmente.

Da semplici considerazioni di equilibrio, è possibile ottenere il momento resistente, il cui valore risulta particolarmente basso in considerazione del ridotto braccio tra risultante di trazione e compressione. Per quanto riguarda la determinazione della rigidezza assiale a trazione in corrispondenza dei tirafondi, si ritiene che il caso in esame non sia riconducibile ad un model-

lo a T-Stub equivalente in trazione ma sia, piuttosto, assimilabile ad una piastra incastrata su quattro lati, individuati dall'anima del montante e dai piatti di irrigidimento. Tale valore è stato, pertanto, ottenuto tramite modellazione agli elementi finiti del suddetto campo di piastra. Infine, da considerazioni di equilibrio e congruenza elastica nell'ipotesi di deformata rigida della piastra, è stato possibile ottenere la rigidezza  $k_{\Delta,T}$  ricercata.

Per quanto concerne la determinazione di  $k_{\phi,C}$ , considerando lo schema di Figura 9c, è possibile osservare che le componenti di base sono analoghe, sia in termini di resistenza che di coefficienti di rigidezza, a quanto discusso per  $k_{\Delta,T}$ . Anche in tal caso, con considerazioni di equilibrio e congruenza nell'ipotesi di deformata rigida è stato possibile ottenere il momento resistente e la rigidezza rotazionale.

Il caso di piastra tesa sottoposta a flessione (Fig. 9d) è stato ricondotto alle indicazioni dell'EC3 nel caso di eccentricità infinita. È sembrato ragionevole supporre che la risultante di compressione fosse collocata al di sotto dell'anima del montante e che la resistenza a trazione della piastra e dei tirafondi potesse ottenersi come per lo schema di Figura 9b.

Caratterizzate le singole componenti nelle quali si è supposto scomponibile il collegamento, è stato possibile definire la rigidezza rotazionale espressa dall'equazione (1). Il momento resistente complessivo del collegamento è stato ottenuto sommando i momenti resistenti per flessione delle piastre di base al minore tra il momento corrispondente alla crisi lato trazione e quella lato compressione. La curva momento-rotazione risultante è mostrata in Figura 10, insieme ai limiti di rigidezza e resistenza per edifici a telaio non controventati. Si osserva, dunque, che il collegamento in esame è semirigido ed a parziale ripristino di resistenza.

Sebbene gli studi esistenti dimostrino la necessità di includere il degrado di resistenza ai fini di una valutazione realistica della probabilità di collasso [3], in questa fase (preliminare) si è scelto di adottare modelli di risposta ciclica non degradanti, utilizzando al contempo valori relativamente prudenti delle rotazioni associate al collasso. Infatti, la caratterizzazione della capacità della struttura è stata effettuata in termini di massimi spostamenti di interpiano normalizzati all'altezza di interpiano (o angolo di *drift*), secondo le indicazioni FEMA 356 [4]. In base a tale documento, si sono assunti i seguenti valori massimi del drift: 0.0075 per lo stato limite di operatività (IO); 0.025 per lo stato limite di salvaguardia della vita (LS) ed infine 0.05 per lo stato limite di incipiente collasso (NC). Pertanto, nel caso di analisi dinamiche non lineari, per i collegamenti colonna-fondazione, si sono assunti legami isteretici di tipo pivot [5], senza degrado di resistenza, come mostrato, a titolo esemplificativo, in Figura 11.

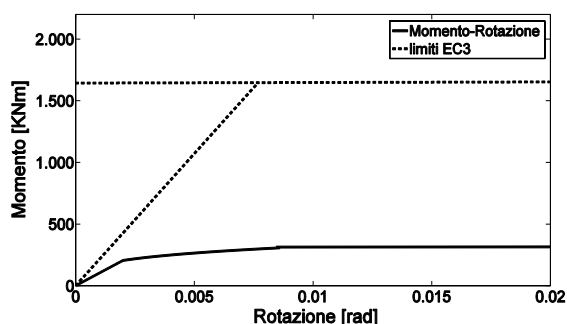


Fig. 10: Legame momento-rotazione per collegamento tipo "B".

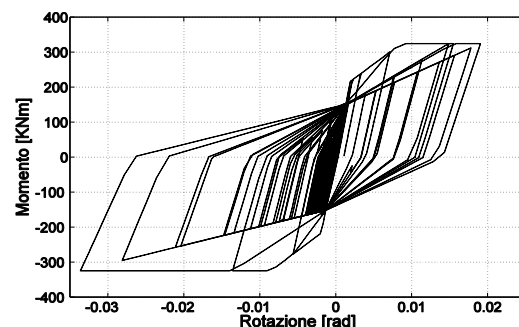


Fig. 11: Legame isteretico di tipo pivot per collegamento tipo "B".

### 3.3 Collegamento della travatura di copertura alle colonne composte

Ai fini della caratterizzazione del grado di vincolo offerto alle colonne dalla struttura reticolare di copertura e, dunque, della distribuzione dei momenti flettenti nelle colonne, particolare rilievo assume la modellazione della risposta del collegamento rappresentato in Figura 3c.

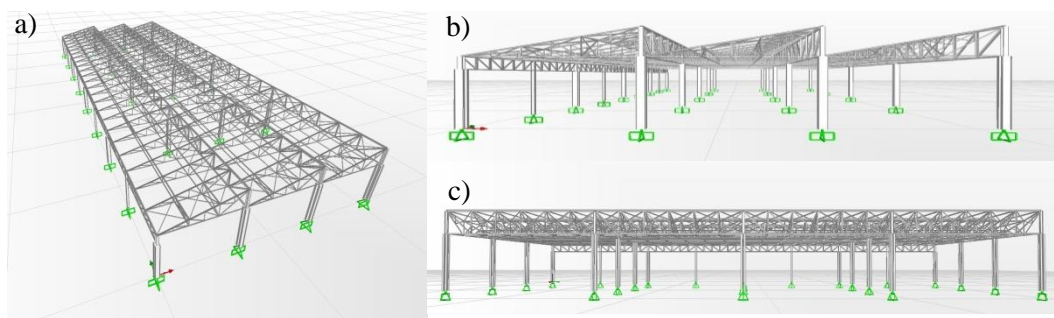


Si è assunto che il collegamento tra il montante e la colonna principale, realizzato a mezzo di 6 file di bulloni di classe 8.8, sia rigido ed a completo ripristino di resistenza. Tuttavia, la sezione di base dello stesso può essere soggetta ad un regime di sollecitazione tale da poter innescare plasticizzazioni durante un evento sismico, con conseguente modifica del vincolo offerto dall'impalcato alle colonne e cambiamento dei diagrammi delle sollecitazioni su queste ultime.

Per la sezione di base del montante si è assunto un legame elasto-plastico con incrudimento pari al 3% della rigidezza elastica.

#### 4 ANALISI E RISULTATI

La modellazione tridimensionale della struttura e le analisi sono state condotte tramite il codice commerciale SAP200® v.14.1.0. Nella Figura 12 sono riportate alcune viste del il modello agli elementi finiti.



**Fig. 12:** Modello agli elementi finiti della porzione di fabbricato oggetto di studio.  
a) vista tridimensionale; b) vista in direzione x; c) vista in direzione y.

L'analisi dei modi di vibrare della struttura è stata condotta con il metodo dei *vettori di Ritz*. Il periodo fondamentale della struttura è pari a circa 1 s, corrispondente ad un modo di tipo traslazionale in direzione y. La massa partecipante mobilitata nei primi due modi, rispettivamente in direzione y ed x, si attesta su valori superiori al 90%.

Ai fini delle analisi dinamiche non lineari, la selezione degli accelerogrammi, è stata condotta avvalendosi della disaggregazione della pericolosità sismica al sito in esame, per ordinate spettrali pari ad 1 s [6], tramite il codice di selezione automatica dell'input sismico REXEL 3.1 beta [7]. I dettagli riguardanti la procedura di selezione e *scaling* dell'input sono riportati in [8]. Le analisi dinamiche condotte, in prima approssimazione, non considerano l'influenza di effetti P-Delta sulla struttura. Sebbene l'introduzione degli effetti P-Delta sia oggetto di ulteriori analisi attualmente in corso, si è ritenuto che in questa fase le approssimazioni di comportamento non degradante e trascurabilità degli effetti P-Delta fossero accettabili, in considerazione dell'uso di limiti relativamente prudenti della capacità.

In Figura 13 è mostrato il risultato di analisi statiche non lineari, in termini di tagliante alla base, normalizzato rispetto al peso della struttura, e drift. Nella figura sono riportati gli andamenti in assenza (linea continua) ed in presenza (linea tratteggiata) di effetti P-Delta; è possibile osservare che l'influenza di tali effetti diviene sensibile a partire da valori di drift intorno al (4÷5)%.

La Figura 14 mostra i risultati delle analisi dinamiche incrementali, condotte con il metodo numerico denominato *fast non linear analysis* (FNA, [9]), sulla base dell'analisi modale con i vettori di Ritz. Allo scopo di validare tali risultati, sono state altresì condotte analisi dinamiche non lineari con integrazione diretta, utilizzando l'accelerogramma che ha fornito le domande di spostamento più grandi. Come è possibile osservare dalla figura, la variazione per-



centuale del drift nei due casi si attesta su valori contenuti entro il 10%, che fanno ritenere accettabili i risultati ottenuti con la FNA.

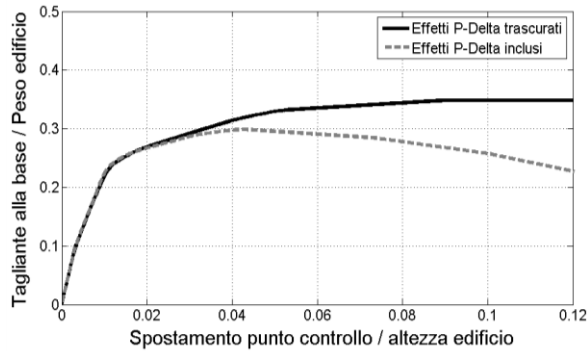


Fig. 13: Curve di pushover.

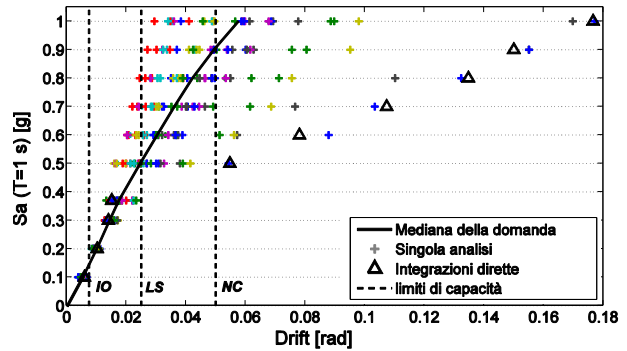


Fig. 14: Risultati delle analisi dinamiche non lineari e limiti di capacità assunti.

Noti i valori di capacità e domanda, nonché la curva di pericolosità che fornisce la probabilità annuale di superamento della accelerazione spettrale ad 1 s per il sito in esame (ricavata ad hoc e non riportata qui per brevità; si veda [8] per i dettagli), è stato possibile applicare il metodo suggerito in [10] possibile per valutare la probabilità di collasso (o *failure*,  $P_F$ ), in corrispondenza dei suddetti stati limite. La curva di pericolosità per il sito in esame utilizzata nel metodo è stata derivata in base ai risultati presentati in [6]. Le probabilità ottenute sono riportate in Tab.1.

Tabella 1: probabilità di collasso per gli stati limite considerati

Stato Limite [-]	Drift limite [rad]	$P_F$ [-]
IO	0.0075	1.51e-02
LS	0.025	7.89e-04
NC	0.05	1.15e-04

A titolo illustrativo, a partire da tali probabilità, ipotizzando un valore esposto complessivo pari a 100 mln di euro e che in conseguenza del raggiungimento dello stato limite NC si osservi la perdita diretta dell'intero contenuto di impianto, il valore atteso della perdita ( $E[L]$ ) in un anno è pari a:

$$E[L] = E[L | F_{NC}] \cdot P_{F,NC} = 100 \cdot 1.15 \cdot 10^{-4} = 11500 \text{ euro} \quad (2)$$

Similmente, ipotizzando che allo stato limite SL corrisponda l'interruzione di attività produttiva e che tale scenario causi un danno complessivo alla produzione di 10 mln di euro, la perdita attesa annua è pari a:

$$E[L] = E[L | F_{LS}] \cdot P_{F,LS} = 10 \cdot 7.89 \cdot 10^{-4} = 7980 \text{ euro} \quad (3)$$

Nelle ipotesi semplificative formulate, tali valori possono essere visti come la quantità di risorse da accantonare annualmente per assicurarsi contro gli eventi considerati.

## 5 CONCLUSIONI

Nel presente lavoro è stata illustrata la valutazione del rischio sismico di un edificio industriale esistente, evidenziando gli aspetti che condizionano in modo significativo la vulnerabilità sismica. Tra questi, particolare rilievo ha assunto la modellazione dei collegamenti colonna-fondazione, il cui legame momento-rotazione è stato ottenuto utilizzando i principi del "me-

todo delle componenti” adottato dall’Eurocodice 3. Tale metodo è stato, laddove necessario, modificato in modo da tener conto delle specificità del caso studio. Successivamente, sono state calcolate le probabilità di collasso della struttura per differenti stati limite, basandosi su valori deterministici della capacità derivati dalla letteratura disponibile. Infine, a scopo illustrativo, è stato mostrato come le analisi svolte possano essere utilizzate per una valutazione razionale delle risorse economiche necessarie a fronteggiare il rischio sismico.

## RINGRAZIAMENTI

Lo studio qui presentato è stato sviluppato nell'ambito della convenzione 2010-2013 tra AXA Matrix e il Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università degli studi di Napoli Federico II e parzialmente nell'ambito delle attività del progetto ReLUIIS 2010-2013, finanziato dal Dipartimento della Protezione Civile.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] CEN, European Committee for Standardization, 2005. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints. PrUNI-EN 1993-1.8.
- [2] C.S. LL. PP., Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2008. D.M. 14.01.2008: Norme Tecniche per le Costruzioni. *GU della Repubblica Italiana n. 29*, 4 febbraio 2008.
- [3] Della Corte, G., De Matteis, G., Landolfo, R., Mazzolani, F.M., 2002. Seismic analysis of MR steel frames based on refined hysteretic models of connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 58, 1331-1345.
- [4] ASCE American Society of Civil Engineers, 2000. Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA-356) (Report No. FEMA 356). Reston, VA: American Society of Civil Engineers prepared for the Federal Emergency Management Agency.
- [5] Dowell, R.K., Seible, F.S., Wilson, E.L., 1998. Pivot Hysteretic Model for Reinforced Concrete Members. *ACI Structural Journal*, 95, 607–617.
- [6] Iervolino, I., Chioccarelli, E., Convertito, V., 2011. Engineering design earthquakes from multimodal hazard disaggregation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(9), 1212–1231.
- [7] Iervolino, I., Galasso, C., Cosenza, E., 2010. REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8, 339-362.
- [8] Petruzzelli, F., Della Corte, G., Iervolino, I., 2011. Rischio sismico di edifici industriali esistenti in acciaio: un caso studio. *XIV Congresso ANIDIS Associazione nazionale di Ingegneria Sismica*, 18-22 settembre 2011, Bari, ITA.
- [9] Wilson, E.L., 1993. An Efficient Computational Method for the Base Isolation and Energy Dissipation Analysis of Structural Systems. *Proceedings of the Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control*, Applied Technology Council, Redwood City, California ATC17- 1.
- [10] Cornell, C.A., 1996. Calculating building seismic performance reliability: a basis for multilevel design norms. *Proceedings of the 11th World Conference in Earthquake engineering*, Acapulco, Mexico, Paper no. 612.

## PAROLE CHIAVE

Collegamenti, metodo delle componenti, edifici esistenti, rischio sismico