



Rischio sismico di edifici industriali esistenti in acciaio: un caso studio

Fabio Petruzzelli, Gaetano Della Corte, Iunio Iervolino
Dipartimento di Ingegneria Strutturale – Università degli studi di Napoli Federico II, Napoli.

Keywords: rischio sismico, strutture in acciaio, perdita attesa.

ABSTRACT

Quella degli edifici industriali in acciaio è una tipologia costruttiva ampiamente diffusa sul territorio italiano, per la quale la valutazione del rischio sismico può essere importante ai fini del controllo dei rischi imprenditoriali. Esistono molte strutture di questo tipo non necessariamente progettate in modo adeguato, sia per l'uso di riferimenti normativi strutturali obsoleti sia per la continua evoluzione della classificazione sismica del territorio nel tempo. Di conseguenza, per tali strutture manca una adeguata conoscenza del rischio sismico. Nel presente lavoro si utilizza un caso studio reale per individuare, evidenziare e discutere questioni tipiche nella valutazione del rischio sismico. L'edificio oggetto di studio ha struttura costituita da una copertura reticolare sostenuta principalmente da colonne composte, realizzate tramite accoppiamento di profili laminati a caldo. A tali colonne è affidato anche il compito di trasmettere in fondazione le azioni orizzontali. Nel lavoro, dopo la discussione dei principali aspetti di modellazione, vengono anche presentati risultati di analisi preliminari e le conseguenti curve di fragilità. A conclusione dello studio, sono esposte alcune considerazioni illustrative sulla perdita attesa per danno diretto ed interruzione di attività.

1 INTRODUZIONE

Gli edifici industriali in acciaio costituiscono una tipologia costruttiva molto diffusa in Italia. Come per altre categorie di edifici esistenti, la progettazione è stata spesso condotta in assenza di prescrizioni sismiche oppure in ottemperanza a normative strutturali non adeguate alle moderne conoscenze e spesso con sottostima dell'intensità dell'azione sismica di progetto rispetto agli standard attuali. Anche se in molti casi l'azione del vento può avere condizionato le scelte progettuali, può essere comunque importante valutare il rischio di siffatte strutture per evento sismico, in relazione ai danni economici diretti indiretti che possono derivarne.

Dal punto di vista della risposta sismica, l'analisi degli edifici industriali in acciaio presenta una serie di aspetti di modellazione poco conosciuti e poco indagati sia in ambito scientifico che professionale. Ad esempio, la maggior parte dei collegamenti tra le membrature o tra le colonne e la fondazione è, di fatto, realizzata in modo da

ottenere collegamenti semirigidi e/o a parziale ripristino di resistenza. Le attuali Normative sismiche escludono o limitano fortemente l'uso di tali collegamenti in zona sismica, richiedendo spesso la caratterizzazione sperimentale della risposta. Tuttavia, nel caso degli edifici esistenti, per ovvie ragioni di economia, può essere difficilmente percorribile una soluzione di adeguamento a priori, che consista nel rafforzamento di tutti i collegamenti, o della maggior parte di essi, al fine di renderli rigidi ed a completo ripristino di resistenza. D'altra parte, con riferimento al caso specifico degli edifici industriali, si è in genere in presenza di strutture relativamente leggere, la cui possibilità di sopravvivenza a terremoti di forte intensità con danni accettabili va investigata con metodi razionali.

Nel presente lavoro si utilizza una struttura esistente, adibita ad edificio industriale (manifatturiero), come caso studio

rappresentativo di un insieme di edifici industriali del patrimonio edilizio italiano.

Nel lavoro viene descritta brevemente la struttura, quindi vengono riassunti i principali aspetti di modellazione ed alcuni risultati di analisi statiche e dinamiche non lineari. Infine, vengono presentate le curve di fragilità ottenute per differenti stati limite con considerazioni sul calcolo della perdita attesa.

In virtù della loro ampia diffusione, lo studio dei principali aspetti di vulnerabilità sismica di siffatte strutture può costituire un punto di partenza per l'estensione dello studio a classi tipologiche omogenee.

2 DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO

L'edificio industriale in esame è una struttura esistente destinata alla produzione manifatturiera. La struttura ha pianta rettangolare di dimensioni complessive di 252 m per 192 m. L'edificio, nella sua forma e struttura originaria, è stato progettato e realizzato nel 1971 ed è stato in seguito sottoposto a due interventi di ampliamento, rispettivamente nel 1979 e nel 1991, che hanno portato la superficie coperta dagli originari 23.000 m² a 45.000 m² ed infine agli attuali 48.000 m². In Figura 1a è mostrata una vista dall'alto dell'area dell'impianto, mentre in Figura 1b è riportata una fotografia ravvicinata del capannone oggetto di studio. La Figura 2 illustra, invece, una pianta della struttura, con indicazione degli interventi di ampliamento che si sono succeduti negli anni

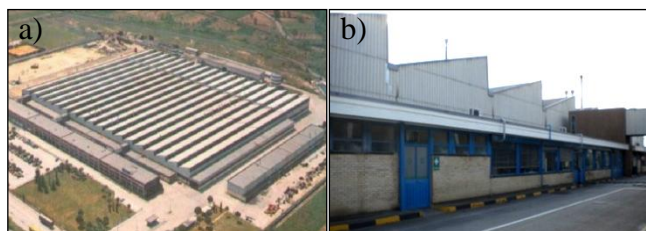


Figura 1. a) vista aerea dell'area di impianto, b) vista ravvicinata dell'edificio in esame.

La struttura della copertura è realizzata con travature reticolari, di forma triangolare nella direzione planimetrica x e rettangolare nella direzione ortogonale y (definite nella Figura 2). Nelle Figure 3 e 4 sono mostrati due disegni di progetto originali, che illustrano le capriate in direzione x e le travature rettangolari in direzione y . La copertura è completata da un'orditura minuta realizzata con angolari ad L accoppiati, che sostiene i pannelli di chiusura e funge da controventatura di falda. La Figura 5 mostra una vista tridimensionale del modello agli elementi finiti di una porzione della struttura.

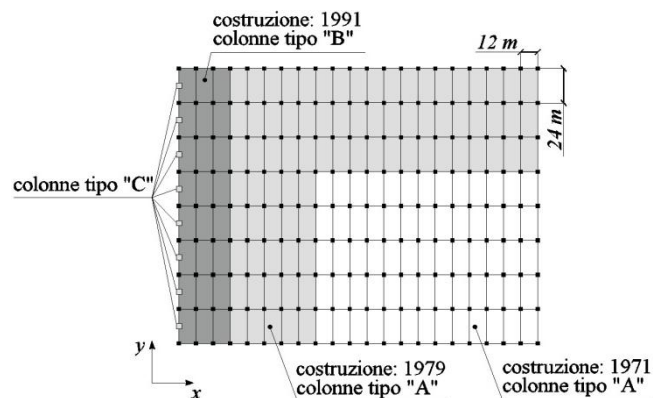


Figura 2. Planimetria del capannone oggetto dello studio.

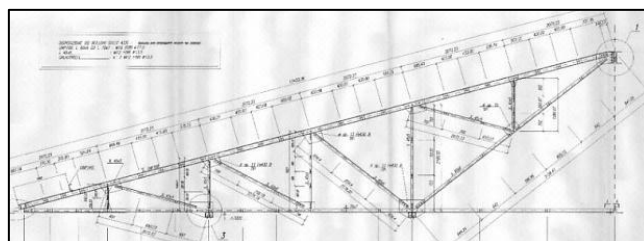


Figura 3. Travatura triangolare a shed in direzione planimetrica x .

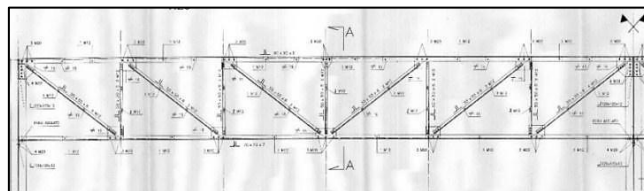


Figura 4. Travatura reticolare in direzione planimetrica y .

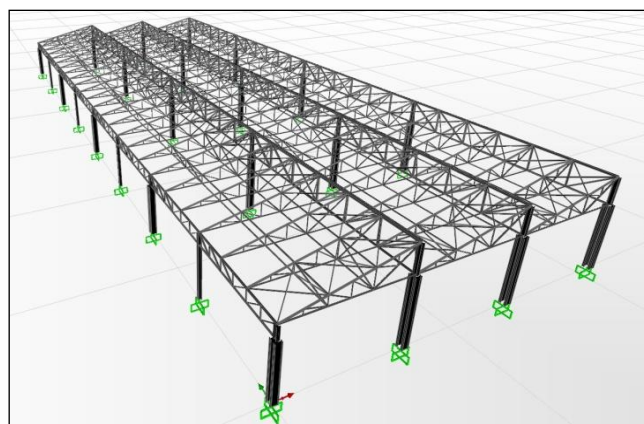


Figura 5. Vista tridimensionale della porzione di struttura oggetto di studio.

La copertura è sostenuta principalmente da colonne composte realizzate tramite l'accoppiamento di due profili a doppio T collegati con calastrelli. A tali colonne è altresì affidato il trasferimento delle azioni orizzontali in fondazione, trattandosi di struttura non controventata.

La struttura presenta due tipologie di colonne composte: la prima, nelle porzioni di struttura costruite negli anni 1971 e 1979, realizzata tramite accoppiamento di due profili IPE360, rinforzati tramite la saldatura di piatti sulle flange dello spessore di 10 mm, con calastrelli costituiti

da piatti saldati sulle ali dei profili principali (colonne tipo "A", Figura 6a); la seconda, nella porzione di edificio costruita nel 1991, realizzata con profili IPE600 collegati tramite monconi di profilo HEA500 bullonati sulle anime dei profili principali (colonne tipo "B", Figura 7a).

Il collegamento con la fondazione delle colonne composte è realizzato tramite piastre in acciaio con tirafondi (Figura 6b e Figura 7b). La localizzazione planimetrica dei due tipi di colonne composte è evidenziata in Figura 2. La fondazione è realizzata con plinti isolati.

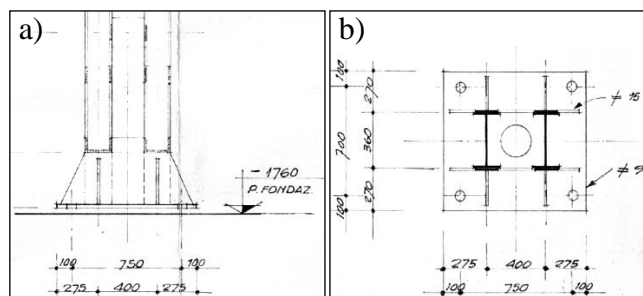


Figura 6. a) Colonne composte "tipo A" (due IPE360 con calastrellatura sulle ali); b) dettaglio del collegamento in fondazione.

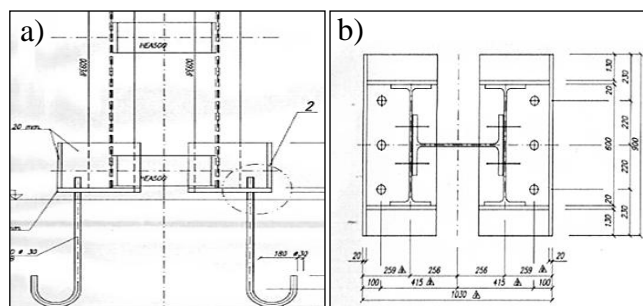


Figura 7. a) Colonne composte "tipo B" (due IPE600 con calastrelli HEA500); b) dettaglio del collegamento in fondazione.

I profili principali costituenti le colonne composte terminano a quota 7.825 m, a partire dalla quale è previsto un montante con sezione a doppio T che costituisce l'elemento di collegamento con le travi reticolari della copertura. Anche tale montante è collegato a mezzo di bulloni alle anime dei due profili principali delle colonne composte, come risulta dalla Figura 8.

In aggiunta alle colonne composte sono presenti anche colonne realizzate con singoli profili laminati tipo HEA340, il cui collegamento colonna-fondazione è, anche in tal caso, realizzato con piastra e tirafondi (colonne tipo "C", Figura 9). La funzione di tali colonne è essenzialmente quella di sostenere la travatura reticolare dell'estremo telaio perimetrale, come evidenziato in Figura 2. Il collegamento tra le colonne e la struttura reticolare di copertura è

realizzato mediante apposizione di un fazzoletto bullonato alla flangia del montante.

Nel presente lavoro si analizza il comportamento sismico della porzione di impianto di più recente costruzione, di dimensioni planimetriche 96 m per 36 m (Figura 2 e Figura 5). In particolare, viene presentata e discussa l'analisi della risposta sismica della struttura soggetta ad azione unidirezionale secondo y, che risulta essere la direzione del modo fondamentale della struttura.

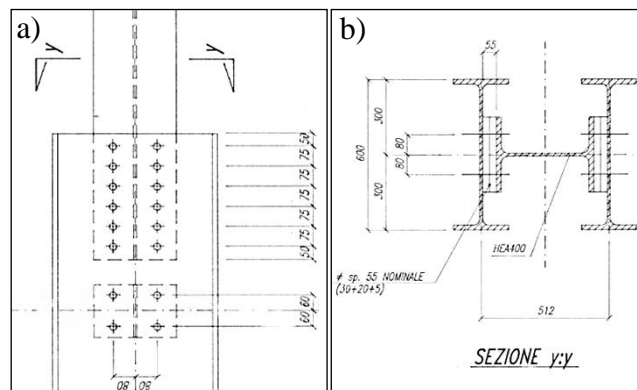


Figura 8. a) Montante collocato a quota 7.825 m; b) dettaglio della sezione.

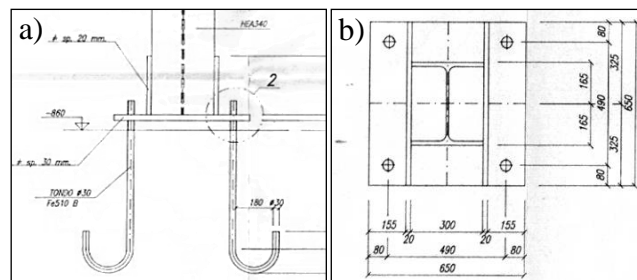


Figura 9. a) Colonne composte "tipo C" (HEA340); b) dettaglio del collegamento in fondazione.

3 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

La porzione di struttura oggetto dello studio è caratterizzata da una maglia strutturale principale di dimensioni 24 m per 12 m, definita dall'interasse tra le suddette colonne composte.

Secondo le indicazioni riportate nei documenti di progetto originali, i materiali impiegati per le membrature e le piastre di collegamento sono acciaio tipo Fe360 e Fe510, rispettivamente. I bulloni impiegati nei collegamenti hanno classe 8.8. Il calcestruzzo utilizzato per le fondazioni è di classe C20/25. Nello studio, ai fini dell'analisi della vulnerabilità strutturale, si sono assunti i valori nominali delle resistenze dei materiali.

La struttura in esame presenta quattro elementi/componenti che possono manifestare una risposta non lineare. Tali componenti sono di seguito elencate, procedendo dalla fondazione verso la copertura:

1. Collegamenti colonna-fondazione.
2. Collegamenti colonna-colonna delle colonne composte (“calastrelli” e relative unioni bullonate).
3. Montante verticale disposto a prosecuzione della colonna composta come parte della travatura reticolare di copertura.
4. Aste della copertura e relativi collegamenti.

Il modello di analisi strutturale dovrebbe considerare, in linea di principio, una rappresentazione non-lineare di tutte le quattro componenti prima elencate. Tuttavia, da un’analisi preliminare semplificata, basata sull’ipotesi di raggiungere le condizioni di completa plasticizzazione flessionale ai due estremi delle colonne composte (vale a dire nelle componenti numero 1 e 3 del precedente elenco), emerge che la crisi delle componenti 2 e 4 sono da escludersi nel caso in esame. Pertanto, in considerazione della notevole semplificazione del modello di analisi, lo studio preliminare qui presentato è basato su un modello elastico delle colonne composte e delle aste di copertura. Queste ultime sono ipotizzate incernierate agli estremi.

Nei paragrafi seguenti vengono discussi gli aspetti più significativi della modellazione delle componenti strutturali, nell’ottica dell’analisi di rischio sismico.

3.1 Modellazione delle colonne composte

Nelle colonne composte, la presenza dei collegamenti colonna-colonna produce una significativa deformabilità aggiuntiva, rispetto a quella desumibile dai classici modelli tipo *trave* agli elementi finiti. In genere, la maggiore deformabilità viene rappresentata come un aumento della deformabilità a taglio.

Il modello assunto è quello proposto e codificato nell’Eurocodice 3 (o, per brevità, EC3, CEN 2005). Sembra utile rilevare che, nel caso in esame, l’introduzione della deformabilità a taglio dovuta ai “calastrelli” produce un significativo cambiamento della risposta dinamica della struttura, causando la modifica del primo modo di vibrare che passa dall’essere traslazionale in direzione x ad essere traslazionale nella direzione ortogonale y .

3.2 Modellazione dei collegamenti

Un elemento debole nella struttura in esame è costituito, senza dubbio, dai collegamenti in fondazione delle colonne. In questo paragrafo

vengono presentate brevemente le ipotesi di lavoro per la relativa modellazione ed i risultati della caratterizzazione in termini di legame momento-rotazione. Per una descrizione più dettagliata si rinvia a Petruzzelli *et al.* (2011).

Il collegamento con piastra e tirafondi delle colonne di tipo “C”, realizzate in profilo laminato tipo HEA340, rappresenta una soluzione progettuale largamente diffusa ed una tipologia di collegamento abbastanza convenzionale, la cui caratterizzazione meccanica può essere condotta, con opportuni accorgimenti, applicando i metodi proposti dall’Eurocodice 3, parte 1.8. Esso si rifà al cosiddetto “metodo delle componenti”, in base al quale la risposta complessiva momento-rotazione del collegamento viene ricostruita attraverso l’analisi e l’assemblaggio di componenti più semplici. Il numero e il tipo degli elementi da considerare dipende dalle caratteristiche dello specifico collegamento; per i dettagli del metodo si rinvia, ad esempio, a Faella *et al.* (1999).

Nel caso specifico, la presenza dei piatti di irrigidimento della piastra di base rende il collegamento non strettamente riconducibile alle tipologie trattate dall’EC3. Pertanto, è stato necessario effettuare alcune ipotesi di modellazione per l’estensione delle regole Normative al caso in esame. In particolare, si segnalano la questione della definizione dell’area compressa in corrispondenza dell’ala del profilo e la presenza di tirafondi disposti al di fuori della superficie occupata dalle flange del profilo HEA340.

Tra gli aspetti di rilevante interesse ai fini dell’analisi sismica, si evidenzia che l’approccio contenuto nell’EC3, pensato per la verifica del collegamento in fase di progettazione dello stesso, tiene conto dell’effetto dello sforzo normale attraverso la definizione dell’eccentricità (e_d) di progetto, definita come il rapporto tra il momento flettente (M_{Ed}) e lo sforzo normale (N_{Ed}) sollecitanti. La verifica viene condotta assumendo che si abbia un valore costante di eccentricità, cioè che sia verificata la seguente uguaglianza tra i valori resistenti (M_{Rd} e N_{Rd}) di progetto e quelli sollecitanti: $M_{Rd}/N_{Rd} = e_d = M_{Ed}/N_{Ed}$. Nel caso sismico, al contrario, si può assumere che lo sforzo normale si mantenga, con buona approssimazione, costante o poco variabile rispetto al valore prodotto dai carichi gravitazionali nella combinazione sismica, mentre il momento flettente possa crescere significativamente per effetto delle forze sismiche orizzontali.

Nel caso sismico, dunque, interessa la risposta momento-rotazione al crescere dell’eccentricità.

Per considerare questo aspetto si sono tracciate, secondo il metodo proposto dall'EC3, le curve momento-rotazione per differenti valori dell'eccentricità, variabile tra il valore 0 (sforzo normale centrato) ed il valore e_{max} , in corrispondenza del quale il componente più debole del collegamento attinge la crisi. Si è poi implementata una procedura MatLab® per il calcolo automatico della rigidità rotazionale tangente, desunta dalla curva momento-rotazione associata a ciascun valore dell'eccentricità. La curva momento-rotazione a sforzo normale costante è stata quindi ricostruita per integrazione numerica al passo.

Con tali limitazioni/estensioni, si è potuto ricostruire la curva momento-rotazione mostrata in Figura 10, nella quale sono anche riportati i limiti di rigidità e resistenza che definiscono, secondo EC3, i collegamenti *rigidi* e *a completo ripristino di resistenza*, calcolati assumendo un comportamento a telaio. I collegamenti in esame risultano essere, dunque, nominalmente rigidi ed a parziale ripristino di resistenza.

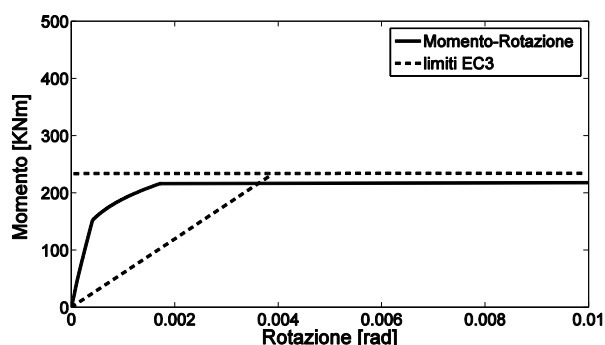


Figura 10. Legame momento-rotazione per piastra di base tipo "C".

Con metodi analoghi a quelli descritti, è stata calcolata anche la curva di risposta momento-rotazione del collegamento alla base delle colonne composte da profili IPE600 (colonne tipo "B"). Questo collegamento è significativamente diverso da quelli convenzionali che sono codificati dallo EC3. È stato, quindi, necessario studiare separatamente il comportamento flessionale e traslazionale delle due piastre costituenti il collegamento e ricorrere a modellazioni agli elementi finiti laddove non è stato possibile ricondurre il singolo componente agli schemi di codice. La curva momento-rotazione risultante è mostrata in Figura 11, insieme ai limiti di rigidità e resistenza per edifici a telaio non controventati. Si osserva, dunque, che il collegamento in esame è semirigido ed a parziale ripristino di resistenza.

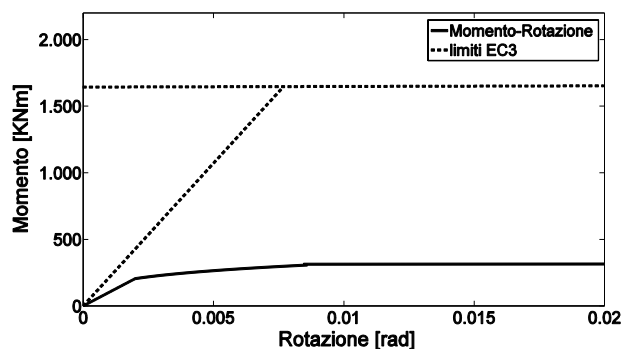


Figura 11. Legame momento-rotazione per piastra di base tipo "B".

Ai fini della caratterizzazione del grado di vincolo offerto dalla struttura reticolare di copertura e, dunque, della ripartizione delle azioni orizzontali tra colonne e travi, particolare rilievo assume la modellazione della risposta del collegamento riportato in Figura 8.

A quota 7.825 m le colonne composte lasciano il posto ad un singolo profilo HEA400 tramite cui si realizza il collegamento con l'impalcato di copertura. Si è assunto che il collegamento tra tale elemento e la colonna principale, realizzato a mezzo di 6 file di bulloni di classe 8.8, costituisca un collegamento rigido ed a completo ripristino di resistenza. Tuttavia, la sezione di base del montante 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. Nella figura seguente (Figura 12) si riporta il legame momento-rotazione per la sezione di base del montante.

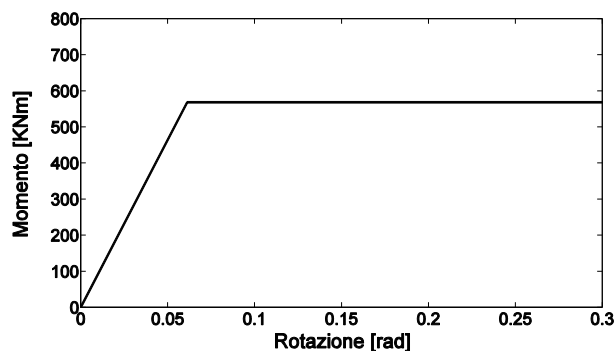


Figura 12. Legame momento-rotazione per la sezione di base del montante

Sebbene gli studi esistenti dimostrino la necessità di includere il degrado di resistenza ai fini di una valutazione realistica della probabilità di collasso (es., Della Corte *et al.*, 2002), in questa fase di indagine preliminare, si è scelto di adottare modelli di risposta ciclica non degradanti. Più precisamente, nel caso di analisi

dinamiche non lineari, per i collegamenti colonna-fondazione, si è assunto un legame isteretico di tipo pivot (Dowel *et al.*, 1998), la cui curva di inviluppo è la medesima assunta per le analisi statiche non lineari.

La caratterizzazione della capacità della struttura è stata effettuata in termini di massimi spostamenti di interpiano normalizzati all'altezza di interpiano o *drift* (angolo di), secondo le indicazioni FEMA 356 (ASCE, 2000). 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). Il valore relativamente piccolo associato al drift limite per lo stato limite di collasso, suggerisce che l'ipotesi di comportamento non degradante possa ritenersi accettabile.

3.3 Ulteriori aspetti di modellazione

La mancanza di un impalcato rigido nell'edificio suggerisce una modellazione esplicita delle aste di copertura, per poter tenere conto di eventuali significativi spostamenti differenziali tra i nodi di sommità delle differenti colonne composte. Pertanto, il modello è basato su una rappresentazione tridimensionale dell'intera struttura, come mostrato in Figura 5.

Ai fini delle analisi dinamiche non lineari, si è assunto smorzamento viscoso nullo, ovvero si è trascurata qualsiasi fonte di smorzamento strutturale aggiuntiva a quella isteretica esplicitamente considerata.

Le analisi condotte, in prima approssimazione, non considerano l'influenza di effetti P-Delta sulla struttura. Sebbene l'introduzione degli effetti P-Delta è oggetto di ulteriori analisi che sono 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 un limite superiore relativamente prudente del drift (0.05 rad per stato limite NC).

4 MODELLAZIONE DELLE AZIONI

4.1 Carichi verticali

La particolare destinazione d'uso e la quantità di impianti e sottosistemi realizzati negli anni rende molto complesso il rilievo dei carichi e delle masse effettive nella condizione di operatività reale dell'edificio. Tali carichi e masse associate sono variabili nel tempo, in conseguenza delle modifiche che può subire la

disposizione degli impianti e delle linee di produzione. Pertanto, si è scelto di condurre lo studio in base ad una distribuzione convenzionale dei carichi variabili e delle masse associate, utilizzando la stessa distribuzione prevista in fase di progetto originale. Tale progetto prevedeva un carico da impianti pari a 0.3 KN/m^2 e un carico aggiuntivo disponibile per nuovi e ulteriori impianti e sottostrutture pari a 1.57 KN/m^2 .

4.2 Azioni sismiche

In accordo con la classificazione sismica del territorio italiano cui si riferiscono le norme tecniche per le costruzioni (C.S. LL. PP., 2008), il sito su cui sorge l'edificio è caratterizzato da un valore della accelerazione su roccia (*peak ground acceleration*, PGA), con periodo di ritorno 475 anni, pari a circa 0.26 g. Il suolo di fondazione è di tipo B.

Per quanto riguarda l'input delle analisi dinamiche non lineari incrementali (di tipo *multi-stripe*; Jalayer, 2003) si è assunta quale misura di intensità scalare del terremoto (MI), l'ordinata spettrale al periodo fondamentale della struttura ($S_a(T)$) che risulta essere pari a 0.997 s (si veda la sezione 5). Gli accelerogrammi selezionati riflettono la disaggregazione della pericolosità sismica per il sito in esame (Iervolino *et al.*, 2011), condotta tramite il codice di selezione automatica dell'input sismico REXEL 3.1 beta (Iervolino *et al.*, 2010). Più nello specifico, si sono considerati i seguenti periodi di ritorno relativi al superamento della misura di intensità: 50, 475, 975, 2475 anni. Le corrispondenti intensità sono approssimativamente pari a 0.10, 0.30, 0.37, 0.5 g, rispettivamente. Per ciascuno di questi periodi di ritorno è stata ottenuta da REXEL l'analisi di disaggregazione della pericolosità sismica per l'ordinata spettrale ad 1 s. A titolo di esempio, in Figura 13, è rappresentata la disaggregazione per un periodo di ritorno di 475 anni.

Individuate le coppie magnitudo-distanza che più frequentemente causano il superamento della misura di intensità corrispondente al periodo di ritorno di interesse (Tabella 1), si sono selezionati con REXEL 30 accelerogrammi, italiani o europei per ognuno dei 4 livelli della misura di intensità.

Successivamente, sono stati aggiunti ulteriori 6 livelli, in modo che ognuno dei livelli aggiuntivi fosse ottenuto amplificando i record del livello di intensità precedente. Pertanto, gli accelerogrammi corrispondenti ad un periodo di ritorno dell'ordinata spettrale al periodo fondamentale pari a 50 anni, sono stati scalati in modo da

ottenere il livello della MI pari a 0.2 g ed i record corrispondenti ad un periodo di ritorno dell'ordinata spettrale pari a 2475 anni sono stati scalati in modo da ottenere i livelli della MI pari a 0.6, 0.7, 0.8 e 1.0 g, per un totale di 10 livelli.

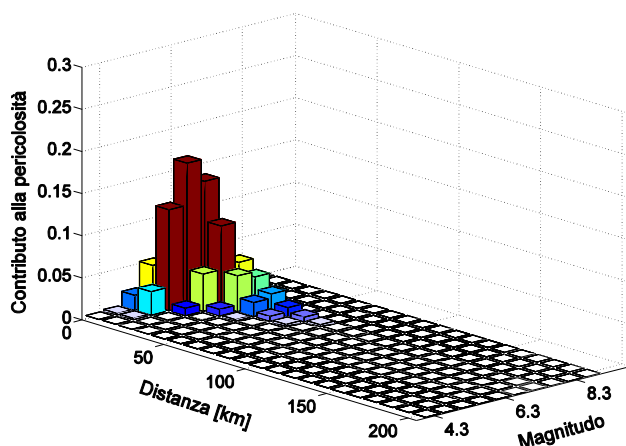


Figura 13. Disaggregazione della pericolosità sismica per il sito in esame all'ordinata spettrale ad 1 s, periodo di ritorno dell'azione sismica 475 anni e categoria di sottosuolo A (come fornita da REXEL).

Tabella 1. Criterio di selezione dell'input basato sulla disaggregazione della pericolosità per il sito in esame.

T_R [anni]	$S_a(T_1)$ [g]	Distanza [km]	Magnitudo	Database in REXEL
50	0.10	0 – 20	5 – 6	ITACA
475	0.30	0 – 30	5.3 – 6.5	ITACA
975	0.37	5 – 25	6 – 7	ESD
2475	0.50	0 – 40	6 – 7.5	ESD

5 ANALISI E RISULTATI

La modellazione tridimensionale della struttura e le analisi statiche e dinamiche sono state condotte tramite il codice commerciale SAP200® v.14.1.0.

L'analisi dei modi di vibrare della struttura è stata condotta con il metodo dei *vettori di Ritz*. I risultati di una siffatta analisi, in termini di periodi e masse partecipanti, sono funzione del numero di modi ricercati, oltre che delle condizioni di carico incluse nell'analisi. Nel caso specifico, l'analisi è stata condotta ricercando 500 modi di Ritz, valore che assicura la coincidenza dei risultati con quelli ottenuti con una classica analisi agli autovalori.

Come accennato, il periodo fondamentale della struttura è pari a 0.997 s, corrispondente ad un modo di tipo traslazionale in direzione y. Nonostante le fonti di irregolarità planimetrica precedenza derivanti dalla non uniforme disposizione planimetrica dei controventi di falda e delle colonne, la massa partecipante mobilitata nei primi due modi, rispettivamente in direzione y ed x, si attesta su valori superiori al 90%.

Le analisi dinamiche non lineari sono state condotte con il metodo numerico denominato *fast non linear analysis* (FNA) (Wilson, 1993), condotta sulla base dell'analisi modale con i vettori di Ritz.

5.1 Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare (*pushover*) è stata condotta in controllo di spostamento, assumendo quale punto di controllo il baricentro geometrico dell'impalcato di copertura a quota 7.825 m. La distribuzione di forze adottata è proporzionale al primo modo e mantenuta costante per l'intera analisi.

I risultati dell'analisi sono rappresentati in Figura 14, in termini di tagliante sismico alla base, normalizzato rispetto al peso complessivo dell'edificio, in funzione dello spostamento del punto di controllo, normalizzato rispetto all'altezza del fabbricato. La resistenza massima della struttura si attesta su valori del tagliante alla base prossimi al 35% del peso complessivo dell'edificio.

La bilineare equivalente alla curva di pushover, rappresentata in Figura 14 con linea tratteggiata, è stata ottenuta secondo il criterio dell'uguaglianza delle aree, troncando la curva di pushover alla formazione di un meccanismo di collasso globale.

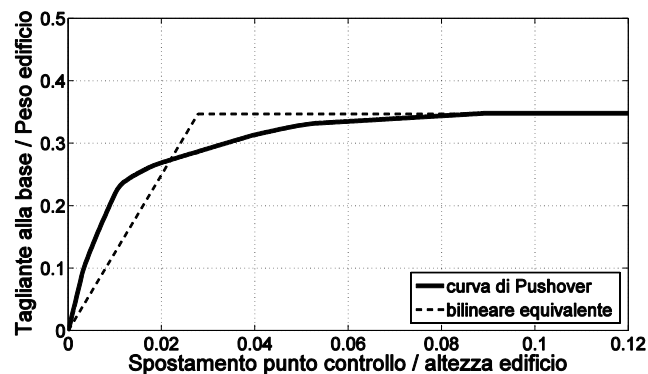


Figura 14. Curva di pushover per l'edificio oggetto di studio

Nelle ipotesi, ben verificate nel caso specifico, che la distribuzione di forze applicate durante l'analisi di spinta possa ritenersi costante e che il comportamento dinamico sia ben assimilabile a quello di un sistema ad un grado di libertà, l'applicazione del metodo N2 (Fajfar, 2000) consente di ottenere la domanda di spostamento per la struttura in esame, con riferimento allo spettro inelastico di cui alle attuali norme tecniche (C.S. LL. PP., 2008). Tale domanda di spostamento risulta essere pari a 16 cm, equivalente ad un valore di 0.02 dello spostamento adimensionalizzato. Per tale valore di spostamento la curva di pushover mostra una

prima transizione dal ramo di risposta elastica al ramo di risposta plastica. Tale transizione corrisponde alla plasticizzazione dei collegamenti al piede delle colonne composte di tipo "B". Il comportamento mostrato dalla struttura appare consistente con una progettazione elastica condotta per azioni orizzontali da vento e con la presenza di masse di ridotta entità. Tale risultato mostra, inoltre, l'influenza sul comportamento globale del collegamento, sottopesistente e semirigido, delle colonne di tipo "B".

5.2 Analisi dinamiche non lineari

La Figura 15 mostra i risultati delle analisi dinamiche incrementali per la valutazione della richiesta di prestazione sismica sulla struttura a ciascun livello di intensità.

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

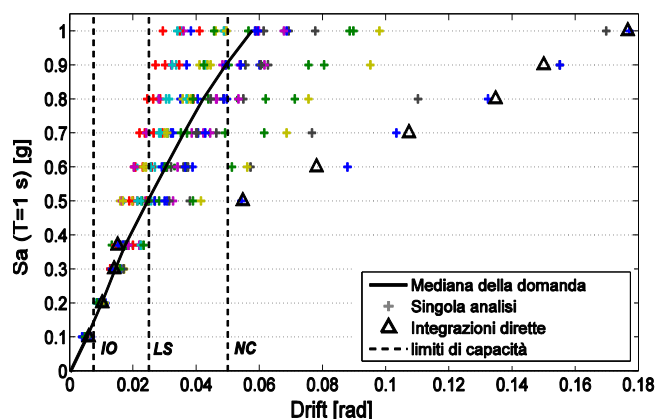


Figura 15. Curva intensità-drift per l'edificio oggetto di studio. Con linea tratteggiata sono rappresentati i valori dei drift corrispondenti alla capacità per gli stati limite considerati, in accordo con le linee guida FEMA 356 (ASCE, 2000).

Dal confronto della mediana delle domande di drift riportata in Figura 15 e la curva di pushover riportata in Figura 14, è possibile notare l'accordo tra le due analisi per quanto riguarda il valore di accelerazione in corrispondenza del quale si attinge la prima plasticizzazione, identificabile come il punto nel quale le domande di drift prodotte dal singolo accelerogramma iniziano a discostarsi significativamente dal valore mediano.

Similmente, può osservarsi la buona corrispondenza tra i valori di rigidezza iniziale; le lievi differenze osservabili sono da imputare al fatto che la misura di risposta nel caso delle

analisi dinamiche è il massimo drift tra tutte le colonne dell'edificio, mentre la curva di pushover rappresenta lo spostamento adimensionalizzato del baricentro geometrico dell'impalcato di copertura.

5.3 Curve di fragilità e stima della perdita attesa

Noti i valori di capacità e domanda, è stato possibile tracciare (sebbene non strettamente necessario per i calcoli nel seguito) le curve di fragilità (Figura 16) per i tre stati limite considerati assumendo distribuzione lognormale della domanda e capacità deterministica secondo le FEMA 356.

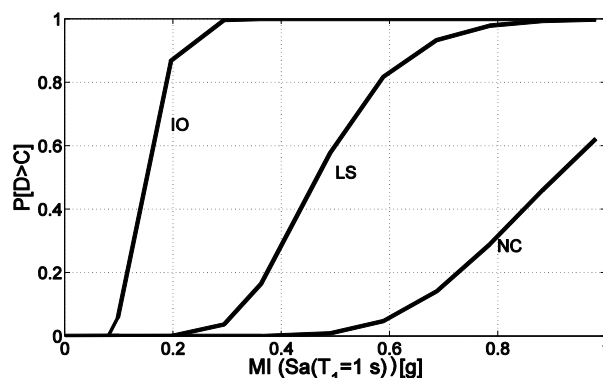


Figura 16. Curve di fragilità per i tre stati limite considerati.

Per il calcolo della curva di pericolosità per il sito in esame (Figura 17) si è fatto ricorso ai risultati di pericolosità utilizzati in (Iervolino et al., 2011). Delle curve in figura, si è utilizzata, naturalmente, quella che si riferisce al suolo B.

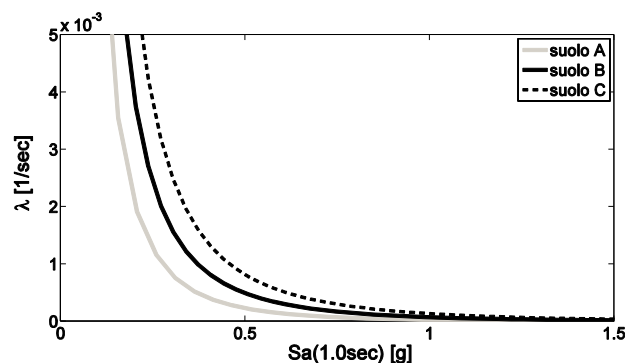


Figura 17. Curve di pericolosità annuale per il sito in esame, sotto differenti ipotesi sulla categoria di sottosuolo.

Tramite applicazione del metodo di Cornell (1996), è possibile ottenere le probabilità di collasso (P_F) per i tre stati limite considerati, come di seguito riportato:

$$P_F = k_0 \left(\frac{1}{a}\right)^{-\frac{k}{b}} \cdot e^{\frac{1k}{2b}\beta_D^2} \cdot C^{-\frac{k}{b}} \cdot e^{\frac{1k}{2b}\beta_C^2} \quad (1)$$

La procedura utilizzata si basa sull'approssimazione ad una funzione potenza, attraverso i coefficienti k_0 e k , della curva di pericolosità, nell'intorno della probabilità ricercata, e sull'assunzione di una domanda di drift, condizionatamente a S_a , distribuita come una lognormale con mediana ottenuta da una regressione delle analisi in Figura 15 (da cui si ricavano i coefficienti a e b) e deviazione standard β_D (nel caso specifico pari a circa 0.3).

Analoga assunzione è effettuata per la capacità, distribuita secondo una lognormale di mediana C e deviazione standard dei logaritmi pari a β_C . Per gli stati limite considerati si sono assunti valori deterministici della capacità, per cui $\beta_C=0$.

Le probabilità annue, P_F , di fallimento (o *failure*, F) ottenute sono riportate in Tabella 2.

Tabella 2. Valori della probabilità di fallimento 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

Tali risultati rappresentano un'utile strumento per la valutazione della perdita (o "loss", L) attesa, conseguente all'evento sismico. A titolo puramente illustrativo, ipotizzando che il valore esposto, comprensivo di elementi strutturali e non, macchinari ed attrezzature, sia pari a 100 mln di euro e che in conseguenza di un terremoto che porti al raggiungimento dello stato limite NC, si osservi la perdita diretta dell'intero contenuto di impianto (scenario di *maximum possible loss MPL*), il valore atteso della perdita in un anno è pari a:

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

Analogamente può essere calcolata la perdita annua attesa per interruzione di attività. Ancora a titolo illustrativo, considerando ai fini della perdita di operatività lo stato limite di LS (il quale, in considerazione dei valori di capacità di drift considerati, appare più plausibile rispetto ad IO), ipotizzando che il fermo dello stesso (*business interruption, BI*) produca danni sulla produzione dell'ordine di 10 mln di euro, la perdita attesa annua è pari a:

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

Nelle ipotesi semplificative formulate, tale valore può essere visto come la quantità di risorse da accantonare annualmente per assicurarsi riguardo all'interruzione di attività dell'impianto per cause sismiche.

6 CONCLUSIONI

Nel presente lavoro si è valutato il rischio sismico di un edificio industriale esistente.

Si sono evidenziati dapprima i maggiori elementi di vulnerabilità sismica dello stesso. Tra questi, particolare rilievo ha assunto la modellazione dei collegamenti colonna-fondazione, il cui legame momento-rotazione è stato modellato utilizzando i principi del "metodo delle componenti" secondo l'Eurocodice 3. Tale metodo è stato, laddove necessario, modificato in modo da tener conto delle specificità del caso studio. Altri possibili meccanismi di crisi sono stati preliminarmente esclusi, in base a modelli di analisi semplificati, a vantaggio della semplicità del modello di analisi non lineare.

Per la selezione dell'input sismico si è adottato un criterio basato sulla disaggregazione della pericolosità sismica per lo specifico sito in esame ed analisi di tipo multi-stripe. La curva di pericolosità è stata valutata ad hoc.

Successivamente, è stato analizzato il comportamento sismico dell'edificio con analisi sia statiche che dinamiche non lineari.

Si sono determinate, quindi, le curve di fragilità e le conseguenti probabilità di collasso della struttura per differenti stati limite, basandosi su valori deterministici della capacità da letteratura.

Considerando arbitrari valori esposti per danno diretto e per interruzione di attività, si sono, a scopo illustrativo, ottenuti i corrispondenti valori attesi della perdita annuale per cause sismiche.

RINGRAZIAMENTI

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

REFERENCES

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.
- CEN, European Committee for Standardization, 2005. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints. PrUNI-EN 1993-1-8.
- 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.
- 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.
- 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.
- Dowell, R.K., Seible, F.S., Wilson, E.L., 1998. Pivot Hysteretic Model for Reinforced Concrete Members. *ACI Structural Journal*, **95**, 607-617.
- Faella, C., Piluso, V., Rizzano, G., 1999. *Structural steel semirigid connections – Theory, design and software*. CRC Press.
- Fajfar, P., 2000. A nonlinear analysis method for performance-based seismic design, *Earthquake Spectra*, **16**(3), 573-592.
- Jalayer, F., 2003. Direct probabilistic seismic analysis: implementing non-linear dynamic assessments. *Ph.D. Thesis, Department of Civil Environment Engineering*, Stanford University, p. 150.
- 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.
- Iervolino, I., Chioccarelli, E., Convertito, V., 2011. Engineering design earthquakes from multimodal hazard disaggregation, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **31**(9), 1212-1231.
- Petruzzelli, F., Della Corte, G., Iervolino, I., 2011. Modelli e analisi preliminari per la valutazione del rischio sismico di edifici industriali esistenti. *XXIII Congresso CTA Le giornate Italiane della Costruzione in Acciaio* 9-12 ottobre 2011, Lacco Ameno, Ischia (NA), ITA.
- 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.