

**VALIDAZIONE E APPLICAZIONE DI UN METODO  
PRESTAZIONALE PER LA VALUTAZIONE DELLA  
VULNERABILITÀ SISMICA DI STRUTTURE IN ACCIAIO DI  
TIPO MRFs E CBFS**

**VALIDATION AND APPLICATION OF A SIMPLIFIED PER-  
FORMANCE-BASED METHOD FOR THE ASSESSMENT OF  
SEISMIC VULNERABILITY OF STEEL MRFs AND CBFS**

Rosario Montuori,  
University of Salerno  
Department of Pharmacy  
Fisciano (SA), Italy  
r.montuori@unisa.it

Elide Nastri,  
Vincenzo Piluso,  
Paolo Todisco  
University of Salerno  
Department of Civil Engineering  
Fisciano (SA), Italy  
enastri@unisa.it,  
v.piluso@unisa.it,  
ptodisco@unisa.it

**ABSTRACT**

This work aims at the application and validation of a simplified performance-based method for the evaluation of seismic performances of steel buildings. Reference is made to steel Moment Resisting Frames (MRFs) and “X” shaped Concentrically Braced Frames (CBFs) structural types. The simplified method allows to define the capacity curve of a structure by using the elastic and rigid plastic analyses extended to second order effects and has been calibrated through a wide regression analysis on 420 structures designed for each structural type. To check the accuracy of the method, compared with other tools given by codes, in addition to pushover analysis, incremental dynamic analyses (IDA) have been carried out. These analyses have been developed on real structures and simulated designs in accordance with recent and old codes, to analyze different design philosophies. The final section summarizes the comparison in terms of capacity between the proposed simplified methodology, the code instruments, and the IDA, according to the limit states provided by the current codes.

## SOMMARIO

Questo lavoro mira all'applicazione e alla validazione di un modello prestazionale semplificato per la valutazione delle prestazioni sismiche di edifici in acciaio. Si fa riferimento a strutture in acciaio a telaio (Moment Resisting Frames - MRFs) ed equipaggiate con controventature concentriche ad "X" (Concentrically Braced Frames - CBFs). Il metodo semplificato permette di definire la curva di capacità di una struttura mediante l'utilizzo dell'analisi elastica e dell'analisi rigido-plastica estesa agli effetti del secondo ordine. Tale metodo è stato calibrato attraverso un'analisi di regressione su 420 strutture progettate per ogni tipologia strutturale considerata. Per valutare l'accuratezza del metodo, rispetto ad altri strumenti forniti dai codici, oltre all'analisi pushover, sono state effettuate analisi dinamiche incrementali (IDA). Queste analisi sono state sviluppate su strutture reali e progetti simulati in conformità con codici recenti ed obsoleti, in modo da analizzare differenti filosofie progettuali. La sezione finale sintetizza il confronto in termini di capacità tra la metodologia semplificata proposta, gli strumenti normativi e le IDA, in funzione degli stati limite previsti dai codici attuali.

## 1 INTRODUZIONE

I recenti eventi sismici hanno sottolineato l'inadeguatezza sismica di gran parte del patrimonio costruito esistente [1]-[5].

Le principali difficoltà nel definire una procedura di verifica basata sui livelli prestazionali sono legate alla definizione di criteri di danneggiamento legati a livelli prestazionali predeterminati, in una metodologia che possa essere utilizzata nella pratica quotidiana [6]-[9].

L'analisi statica non lineare, eseguita tramite un programma di analisi strutturale, è condizionata dalla procedura di modellazione, dovendo essere adeguatamente calibrata per cogliere il comportamento non lineare delle membrature. I parametri da impostare sono numerosi (ad esempio il precedentemente citato comportamento non lineare delle membrature) e di conseguenza l'intero processo non è di facile standardizzazione [7]-[9].

Lo scopo di questo lavoro, nell'ottica di una classificazione sismica del territorio e di una implementazione nei moderni codici, è la definizione di una procedura analitica unica che non richieda analisi statiche non lineari o dinamiche non lineari per valutare le prestazioni sismiche di strutture del tipo Moment Resisting Frames (MRF) e Concentrically Braced Frames (CBF).

## 2 MODELLO TRILINEARE PER LA CURVA PUSHOVER

Il metodo semplificato qui proposto richiede l'uso di sole analisi comuni come l'analisi strutturale elastica e l'analisi rigido-plastica per la definizione della curva di pushover. L'utente può ottenere rapidamente la curva pushover attraverso l'intersezione di tre rami lineari, calcolati per mezzo di semplici relazioni matematiche. La forma della curva di pushover, per un edificio esistente, è influenzata dal meccanismo di collasso potenzialmente attivabile.

La tipologia di meccanismi di collasso di MRF e CBF sottoposti a forze sismiche può essere distinta in tre tipologie di base. I meccanismi di collasso di tipo 1 e di tipo 2 sono meccanismi di collasso parziali, mentre i meccanismi di tipo 3 sono meccanismi di collasso di tipo locale, che coinvolgono un solo piano nella dissipazione dell'energia sismica in ingresso. Il meccanismo globale coinvolge, invece, tutti i piani. Definita  $\alpha$  come curva di equilibrio del meccanismo di collasso, il meccanismo innescato sarà quello corrispondente alla curva con i valori più bassi di  $\alpha$ , nell'intervallo di spostamenti compatibili con le risorse di duttilità locale [10]-[13].

Questa procedura richiede la conoscenza delle sezioni degli elementi e distribuzione ed entità delle forze statiche (carichi orizzontali e verticali) [14]-[18].

La curva di equilibrio del meccanismo può essere ottenuta attraverso un'analisi rigido-plastica del secondo ordine e può essere scritta come:

$$\alpha = \alpha_0 - \gamma_s \delta \quad (1)$$

dove  $\alpha_0$  è il moltiplicatore cinematicamente ammissibile delle forze orizzontali secondo l'analisi rigido-plastica del primo ordine e  $\gamma_s$  è la pendenza della curva di equilibrio del meccanismo.

Lo spostamento ultimo in sommità  $\delta_u$  è definite in funzione del limite al "drift" di interpiano per i CBFs:

$$\delta_u = \varphi_{max} \cdot H_0 \quad (2)$$

dove  $\varphi_{max}$  è il limite del "drift" di interpiano e  $H_0$  è l'altezza di meccanismo.

Per gli MRFs si fa riferimento alla capacità rotazionale degli elementi critici:

$$\delta_u = \vartheta_u \cdot H_0 \quad (3)$$

Per i MRFs, il modello trilineare proposto è costituito da un primo ramo elastico; un secondo ramo definito dalla curva massima di capacità portante e un ramo discendente, rappresentato dalla curva di equilibrio del meccanismo di collasso della struttura, rappresentativa degli effetti del secondo ordine. Per i CBF il modello trilineare proposto è composto da un primo ramo elastico; un secondo ramo elastico caratterizzato da una ridotta rigidezza dovuta all'instabilizzazione delle diagonali compresse e da un ramo discendente, rappresentato dalla curva di equilibrio del meccanismo di collasso della struttura.

### 3 METODO DI VERIFICA BASATO SUI LIVELLI PRESTAZIONALI

Partendo dal modello trilineare, viene proposta una metodologia di valutazione basata sulle prestazioni. Essa associa stati limite specifici, forniti dai codici vigenti, ai punti caratteristici della curva di pushover trilineare (punti A, B, C, D di Fig. 1 e Fig. 2). Punti e stati limite hanno la funzione di identificare una prestazione target della struttura [19].

#### 3.1 Punti caratteristici per i MRFs

- *Punto A*

Questo punto è associato allo stato limite di "Piena Operatività" e corrisponde al valore minimo tra lo spostamento massimo di piano ammesso in condizioni di servizio e il moltiplicatore delle forze orizzontali corrispondente alla formazione della prima cerniera plastica.

- *Punto B*

Il punto B è associato allo stato limite di "Operatività" e corrisponde allo sviluppo della massima capacità portante della struttura e alla prima deviazione significativa dal comportamento elastico lineare. C'è una domanda limitata di rotazione di rotazione plastica  $\vartheta_{p,B}$ , corrispondente allo spostamento in sommità  $\delta_B$ .

- *Punto C*

Il punto C è associato allo stato limite di "Salvaguardia della Vita" e corrisponde al completo sviluppo del meccanismo di collasso. Questo è il caso di rari eventi sismici, in cui il telaio attinge a elevate risorse di duttilità con conseguente verificarsi di rotazione plastica  $\vartheta_{p,C}$  e del corrispondente spostamento in sommità  $\delta_C$ .

- *Punto D*

Il punto D è associato allo stato limite di "Prevenzione del Collasso" e corrisponde al superamento, almeno in una membratura, delle risorse di duttilità locale. Questo è il caso di eventi sismici molto rari in cui l'equilibrio dinamico è ancora possibile grazie alle forze di inerzia, ma è richiesta una notevole disponibilità di duttilità locale.

L'equazione del primo ramo può essere espressa attraverso la seguente relazione:

$$\alpha_A = \frac{1}{\delta_1} \delta_A \quad (4)$$

dove  $\delta_1$  è lo spostamento in sommità corrispondente alle azioni di progetto.

Il secondo ramo può essere espresso come segue:

$$\alpha_2 = \alpha_{max} \quad (5)$$

Dove  $\alpha_{max}$  è il massimo moltiplicatore delle forze orizzontali definito secondo la formulazione di Merchant Rankine.

La definizione del Punto C (Salvaguardia della Vita) deriva dall'intersezione del secondo ramo elastico con la curva di equilibrio del meccanismo, mentre il punto D (Prevenzione del Collasso), può essere rilevato lungo il ramo discendente dell'approssimazione trilineare della curva  $\alpha$ - $\delta$  attraverso lo spostamento corrispondente  $\delta_D = \delta_u$ , calcolato come segue:

$$\delta_D = \delta_C + \theta_{cp} \cdot H_0 \quad (6)$$

dove  $\theta_{cp}$  è la capacità rotazionale residua dell'elemento critico.

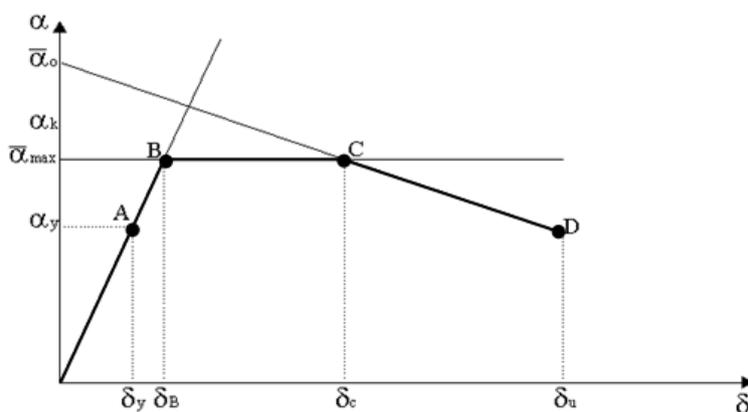


Fig. 1. Punti prestazionali per i MRFs

### 3.2 Punti caratteristici per i CBFs

- *Punto A*

Questo punto è associato allo stato limite di "Piena Operatività" e corrisponde all'instabilizzazione della prima diagonale in compressione. È anche associato ad un secondo punto A' corrispondente allo spostamento massimo di piano ammesso in condizioni di servizio.

- *Punto B*

Il punto B è associato allo stato limite di "Operatività" e corrisponde alla plasticizzazione della prima diagonale in trazione e contemporaneamente al primo allontanamento dal comportamento elastico lineare. C'è una domanda limitata di deformazione plastica.

- *Punto C*

Il punto C è associato allo stato limite di "Salvaguardia della Vita" e corrisponde sia allo sviluppo della massima capacità portante della struttura che allo sviluppo completo del meccanismo di collasso.

- *Punto D*

Il punto D è associato allo stato limite di "Prevenzione del Collasso" e corrisponde al superamento, almeno in una membratura, delle risorse di duttilità locale. Questo è il caso di eventi sismici molto rari in cui l'equilibrio dinamico è ancora possibile grazie alle forze di inerzia, ma è richiesta una

notevole duttilità locale. L'equazione del primo ramo è rappresentata attraverso la seguente relazione:

$$\alpha_A = \frac{1}{\delta_1} \delta_A \quad (7)$$

dove  $\delta_1$  è lo spostamento in sommità corrispondente alle forze di progetto e  $\delta_A$  è determinato attraverso una semplice analisi elastica.

Il secondo ramo può essere espresso come segue:

$$\alpha_2 = \alpha_A + K'(\delta - \delta_A) \quad (8)$$

dove  $K'$  è la rigidezza ridotta, dovuta all'instabilizzazione delle diagonali compresse.

Il Punto C (Salvaguardia della Vita) deriva dall'intersezione del secondo ramo elastico con la curva di equilibrio del meccanismo, mentre il punto D (Prevenzione del Collasso), può essere individuato lungo il ramo discendente della curva trilineare  $\alpha$ - $\delta$  attraverso lo spostamento corrispondente  $\delta_D = \delta_u$ , calcolato come segue:

$$\delta_D = \delta_A + \varphi_{lim} \cdot H_0 \quad (9)$$

Il limite di "drift"  $\varphi_{lim}$  è definito in funzione del limite di accorciamento per le membrature diagonali, in conformità con le limitazioni dell'Eurocodice 8 [20].

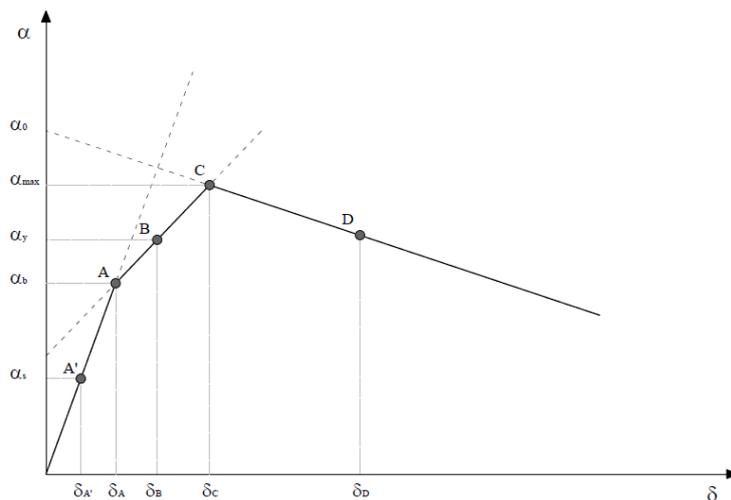


Fig. 2. Punti prestazionali per i CBFs

#### 4 VALUTAZIONE E CALIBRAZIONE DEL MASSIMO MOLTIPLICATORE

Per verificare l'accuratezza del modello e calibrare la formula di Merchant Rankine, è stata effettuata un'ampia analisi parametrica e di regressione su 420 x 2 strutture in acciaio di tipo MRF e CBF, secondo tre approcci progettuali differenti: Approccio "globale" caratterizzato da strutture progettate secondo la procedura TPMC, che garantisce lo sviluppo di un meccanismo di collasso globale; Approccio "speciale", caratterizzato da strutture progettate secondo criteri gerarchici come suggerito dall'Eurocodice 8 e approccio "ordinario", caratterizzato da una progettazione per soli carichi orizzontali [21]-[23].

MRF e CBF sono stati analizzati attraverso analisi pushover per verificare la corrispondenza tra i risultati da software ed i risultati analitici forniti dal modello trilineare. Il moltiplicatore massimo, secondo la formula Merchant-Rankine, è espresso come una combinazione del moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$  e il moltiplicatore di collasso critico per carichi verticali. Introducendo un fattore di calibrazione, la relazione può essere riorganizzata come:

$$\alpha_{max} = \frac{\alpha_0}{1 + \psi \alpha_0 \gamma_s \delta_1} \quad (10)$$

Dove  $\delta_1$  è lo spostamento in sommità corrispondente alle azioni di progetto

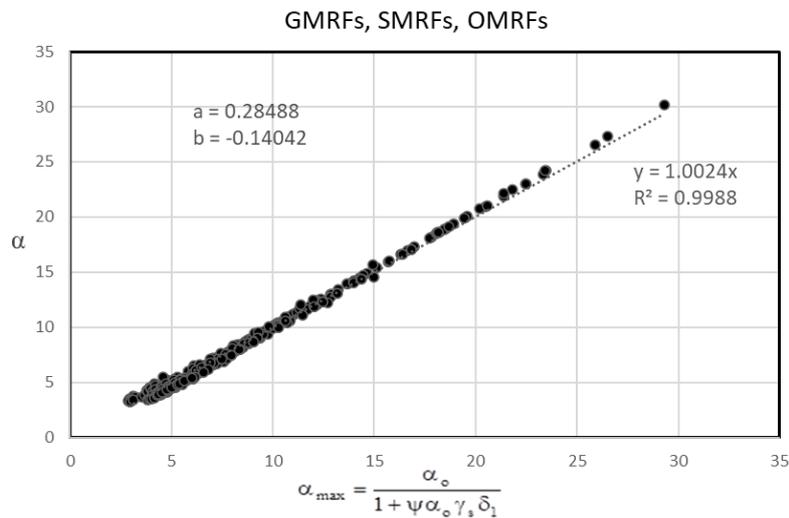
$$\psi = a + b\xi \quad (11)$$

e

$$\xi_{MRF} = \frac{\sum \frac{EI_b}{L_b}}{\sum \frac{EI_c}{h}} \quad (12)$$

$$\xi_{CBF} = \frac{\sum_{n_{bc}} \frac{EA_{diag}}{L_{diag}} \cdot \frac{1}{1 + (L_b/h)^2}}{\sum_{n_c} \frac{EI_c}{h^3}} \quad (13)$$

$A_{diag}$  è l'area delle diagonali,  $L_{diag}$  è la lunghezza delle diagonali,  $\theta$  è l'angolo tra la diagonale e la direzione orizzontale;  $I_c$  è il momento di inerzia e  $h$  l'altezza della colonna;  $I_b$  e  $L_b$  sono il momento di inerzia e la lunghezza delle travi;  $E$  è il modulo elastico;  $a$  e  $b$  sono i coefficienti di regressione. Il parametro  $\xi$  viene valutato con riferimento alle membrature del primo piano. La determinazione dei coefficienti  $a$  e  $b$  è sviluppata con l'obiettivo di rendere i valori analitici, più vicini possibile a quelli ottenuti tramite pushover (vedi Fig. 3, Fig. 4).



**Fig. 3.** Risultato dell'analisi di regressione per MRFs.

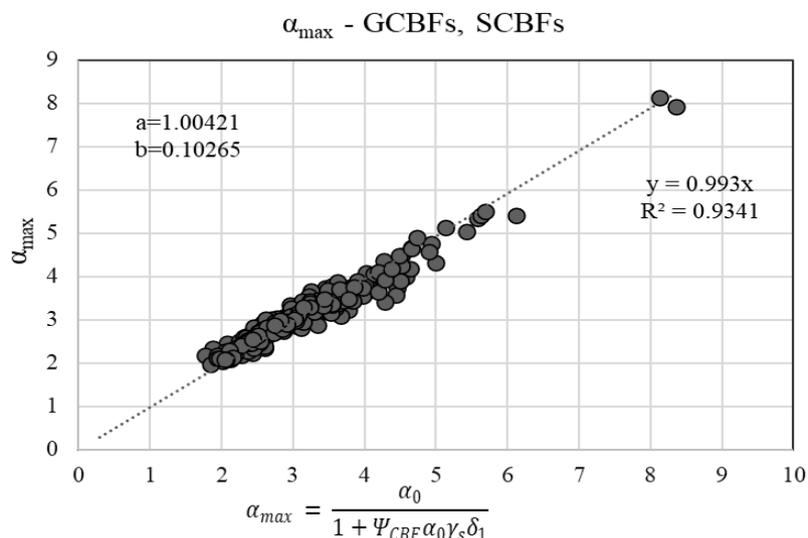


Fig. 4. Risultato dell'analisi di regressione per CBFs.

## 5 CONCLUSIONI

In conclusione, la metodologia proposta apre nuovi scenari riguardanti la classificazione sismica del patrimonio costruito. Una metodologia analitica permette di valutare in modo univoco la vulnerabilità sismica degli edifici, senza passare attraverso analisi complesse e non gestibili tramite codici e prescrizioni. Il modello trilineare sembra essere il giusto compromesso tra accuratezza in analisi e velocità computazionale e si adatta bene a tutti i principali codici sismici. La metodologia ha dimostrato un'elevata accuratezza, considerando un gap del 2% - 10% rispetto ai risultati ottenuti tramite IDA per ogni stato limite.

## RINGRAZIAMENTI

La ricerca che ha portato ai risultati presentati in questo documento ha ricevuto finanziamenti dal Dipartimento della Protezione Civile italiano (DPC-Reluis). Il supporto del DPC-RELUIS 2019-2021 è riconosciuto con gratitudine.

## RIFERIMENTI

- [1] Montuori, R., Nastri, E., Piluso, V. "Problems of modeling for the analysis of the seismic vulnerability of existing buildings" (2019) *Ingegneria Sismica*, 36 (2), pp. 53-85.
- [2] R. Montuori, E. Nastri, V. Piluso, P. Todisco, "A simplified performance-based approach for the evaluation of seismic performances of steel frames", *Engineering Structures*, 224, art. no. 111222, (2020).
- [3] R. Montuori, E. Nastri, V. Piluso, P. Todisco, "Evaluation of the seismic capacity of existing moment resisting frames by a simplified approach: Examples and numerical application" (2021) *Applied Sciences (Switzerland)*, 11(6), art. no. 2594.
- [4] Costanzo S., D'Aniello M., Landolfo R. Seismic design rules for ductile Eurocode compliant two storey X concentrically braced frames (2020) *Steel and Composite Structures*, 36(3), 273-291.

- [5] Costanzo, S., D'Aniello, M., Landolfo, R. Seismic design criteria for chevron CBFs: Proposals for the next EC8 (part-2) (2017) *Journal of Constructional Steel Research*, 138, 17-37.
- [6] Ferrario, F., Iori, F., Pucinotti, R., Zandonini, R. "Seismic performance assessment of concentrically braced steel frame buildings with high strength tubular steel columns" (2016) *Journal of Constructional Steel Research*, 121, pp. 427-440.
- [7] Hickey, J., Broderick, B. "Influence of mean period of ground motion on inelastic drift demands in CBFs designed to Eurocode 8" (2019) *Engineering Structures*, 182, pp. 172-184.
- [8] Silva, A., Castro, J.M., Monteiro, R. Brace-to-frame connection modelling effects on seismic loss assessment of steel concentrically-braced frames (2020) *Journal of Constructional Steel Research*, 172, art. no. 106230, .
- [9] Giugliano, M.T., Longo, A., Montuori, R., Piluso, V. "Influence of homoschedasticity hypothesis of structural response parameters on seismic reliability of CB-frames" (2011) *Georisk*, 5 (2), pp. 120-131.
- [10] Montuori, R., Nastri, E., Piluso, V., Advances in theory of plastic mechanism control: Closed form solution for MR-Frames, (2015) *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44 (7), pp. 1035-1054.
- [11] Longo, A., Montuori, R., Piluso, V. Moment frames – concentrically braced frames dual systems: analysis of different design criteria *Structure and Infrastructure Engineering*, 2016, 12(1), pp. 122–141
- [12] Piluso, V., Montuori, R., Nastri, E., Paciello, A. "Seismic response of MRF-CBF dual systems equipped with low damage friction connections", (2019) *Journal of Constructional Steel Research*, 154, pp. 263-277.
- [13] Piluso, V., Pisapia, A., Castaldo, P., Nastri, E. "Probabilistic Theory of Plastic Mechanism Control for Steel Moment Resisting Frames", (2019) *Structural Safety*, 76, pp. 95-107.
- [14] Bruneau, M., Uang, C.M., Whittaker, A. (1998): «Ductile design of steel structures», McGraw-Hill, Network.
- [15] Georgescu, D.; Toma, C.; Gosa, O. (1992): «Post-critical Behaviour of "K" Braced Frames», *Journal of Constructional Steel Research* 21, Elsevier Science.
- [16] Eurocode 3 (2005). UNI EN 1993-1-1: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN.
- [17] Eurocode 8 (2004). EN 1998-1: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: general Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, CEN.
- [18] NTC 2018 Italian Code: Chapter 7 "Design for seismic actions".
- [19] Naeim F. "Earthquake Engineering-From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering", *Earthq. Spectra*, 2005.
- [20] Eurocode 8 (2004). EN 1998-3: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, CEN.
- [21] CSI 2007. SAP2000: Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. Analysis Reference. Computer and Structure Inc. University of California, Berkeley.
- [22] R. Montuori, E. Nastri, P. Todisco, "Influence of the seismic shear proportioning factor on steel MRFs seismic performances", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2020, 106498, ISSN 0267-7261, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106498>.
- [23] Mazzolani F.M., Piluso V. (1996). *Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames*. E&FN Spon, London.

## KEYWORDS

CBFs, MRFs, Capacity, Performance-Based, simplified methods