

L'ANALISI DEL COMPORTAMENTO SISMICO DELLE STRUTTURE INTELAIATE IRREGOLARI IN PIANTA MEDIANTE ANALISI STATICA NON LINEARE

Luigi Petti, Ivana Marino, Bruno Palazzo

Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Salerno, Via Ponte don Melillo, 84084 Fisciano, Salerno

SOMMARIO

L'analisi statica non lineare si sta sempre più affermando quale metodo di riferimento per il progetto e la verifica delle costruzioni sismoresistenti. Le correnti procedure contenute nei moderni codici sismici, sebbene calibrate per lo studio di strutture piane, permettono anche l'analisi di sistemi tridimensionali purchè regolari in pianta. Ad oggi non sono ancora disponibili procedure standardizzate, basate su di un approccio statico, per valutare la risposta sismica non lineare di strutture irregolari. In tale ambito, il lavoro propone i primi risultati di indagini tese ad individuare, attraverso analisi statiche non lineari, il contributo latero-torsionale di strutture asimmetriche in pianta sulla risposta globale del sistema mediante la costruzione di domini limite in termini di resistenza e spostamenti.

SUMMARY

Simplified based-force static non-linear analysis represent the key seismic design and assessment methods in the modern-day seismic code. These types of assessment methodologies, calibrated on plane framed systems, can be also used for plan-symmetric system. No standard static procedures are today available to analyze the no-linear seismic response of the plan-asymmetric structures. In this framework, this study will present and discuss the first results of the simplified based-force static non linear analysis to evaluate of the latero-torsional response of plan-asymmetric structures. In particular, the subject of this research is to characterize the directions of minor seismic strength by plotting strength and displacement domain in the plan.

1. INTRODUZIONE

Nella progettazione antisismica tradizionale il metodo di riferimento per la valutazione della risposta strutturale è l'analisi dinamica lineare con spettro di risposta assegnato. Il ricorso ad analisi più accurate, quali quella non lineare al passo, è raramente perseguito a causa delle difficoltà legate alla scelta dei modelli isteretici, capaci di interpretare il comportamento ciclico non lineare degli elementi strutturali, ed alla scelta degli accelerogrammi descrittivi delle reali condizioni di sito, aspetti che condizionano fortemente l'affidabilità dei risultati.

L'esigenza di valutare le prestazioni sismiche e, quindi, studiare il comportamento dell'edificio in campo non lineare per eventi di elevata intensità, ha visto negli ultimi anni lo sviluppo di procedure semplificate per condurre analisi non lineari in ambito statico (Nonlinear Static Procedures-NSP). Tali procedure, consentendo di valutare le capacità deformative in campo elasto-plastico delle strutture, permettono di collegare in modo esplicito i livelli di rischio attesi con gli obiettivi prestazionali predefiniti nell'ambito dei moderni codici sismici (Performance Based Design-PBD).

L'analisi statica non lineare si sta inoltre affermando quale metodo di riferimento per la valutazione della risposta sismica delle strutture esistenti. Tale metodo consente, infatti, di individuare i meccanismi di collasso attesi e, quindi, di valutare la resistenza e le capacità deformative di costruzioni esistenti progettate in assenza di criteri sismici. Pur tuttavia le procedure di analisi statica non lineare possono condurre a risultati non soddisfacenti se applicati a modelli tridimensionali di strutture non regolari in pianta, ciò in

considerazione della difficoltà di portare in conto gli effetti dinamici latero-torsionali che possono essere particolarmente accentuati proprio nel caso di tali strutture. Come è noto, infatti, una distribuzione asimmetrica delle masse e delle rigidezze ovvero delle resistenze in pianta determina richieste elevate, in termini di duttilità, agli elementi strutturali posti in prossimità del bordo flessibile ovvero meno resistente [14,15].

In tale ambito, in anni recenti sono state avanzate diverse proposte tese ad estendere le tradizionali analisi push-over calibrate per lo studio del comportamento piano al caso tridimensionale [1,2,3,9,13,22,23]. Pur tuttavia, ad oggi non sono ancora disponibili procedure di analisi semplificate capaci di portare in conto con accuratezza il comportamento torsionale di strutture asimmetriche in pianta. Alcune delle principali problematiche ancora irrisolte sono quelle relative alla scelta di come combinare il carico nelle due direzioni e di come portare in conto eventuali domande addizionali di duttilità per gli elementi resistenti posti lungo il lato flessibile della struttura dovute agli effetti dinamici torsionali propri di questi sistemi [18].

Tra le prime metodologie di analisi proposte, si cita quella di [17] che si basa sullo studio del comportamento statico non lineare dei soli controventi sismici più critici individuati per mezzo di analisi dinamiche lineari condotte su modelli tridimensionali. Successivamente Fajfar ha esteso il metodo N2 alle strutture tridimensionali [9,10]. Altri studi hanno indagato il comportamento di strutture intelaiate in presenza di pareti [4] e l'accuratezza dei risultati al variare della disposizione in pianta delle distribuzioni di carico [5]. Infine, Chopra ha presentato un'estensione della procedura

MPA (*modal push over analysis*) a strutture asimmetriche in pianta. I confronti disponibili tra i risultati ottenuti con i metodi di analisi statica non lineare proposti ed i risultati di analisi dinamiche non lineari sembrano mostrare, in generale, un limitato successo delle metodologie proposte [3].

Obiettivo dello studio è indagare il comportamento sismico di strutture asimmetriche in pianta ed individuarne le direzioni di minor resistenza sismica per mezzo di analisi statiche non lineari. A tal fine vengono illustrati i primi risultati di tali analisi condotte su modelli tridimensionali al variare della direzione della distribuzione di carico applicata. In particolare, per ognuno dei casi studio indagati sono stati costruiti domini limite in termini di resistenza e spostamenti. Le analisi push-over sono state condotte variando nel piano la direzione delle distribuzioni di carico, assunte triangolari ovvero uniformi, ad intervalli di 15°. Dalle curve di capacità ottenute, che riportano il legame tra lo spostamento del nodo di controllo, assunto nel centro di massa dell'ultimo livello, ed il tagliante alla base nella direzione considerata, sono state ricavate le curve bilineari forza-spostamento in accordo alle FEMA356.

2. DESCRIZIONE DEI CASI STUDIO

Come casi studio sono state analizzate tre strutture di riferimento:

- la prima e la seconda struttura sono edifici esistenti bassi ed irregolari in pianta ed in elevazione, progettati con le norme tecniche italiane dell'inizio degli anni '80 (*Edificio A* ed *Edificio B*);
- la terza rappresenta uno schema di edificio alto irregolare sismoresistente.

L'*edificio A* presenta pianta rettangolare e si sviluppa su due livelli fuoriterra per un'altezza totale di 8,25m (figg. 1 e 2). La struttura portante è intelaiata in c.a. In particolare, longitudinalmente (direzione X) sono presenti 5 telai, composti da tre campate di luci rispettivamente pari a 11,70, 2,65 e 9,35m e posti ad interasse di 4,75 m. Trasversalmente (direzione Y) sono presenti telai di quattro campate. In generale i pilastri hanno sezione 60x40 e le travi sezioni 40x80 e 40x100 nella direzione trasversale ed a spessore nella direzione longitudinale.

I solai, realizzati con predalles e getto di completamento sono orditi in direzione trasversale ed al primo livello è presente una corte interna.

I materiali utilizzati per la struttura sono calcestruzzo Rck 250 ed acciaio FeB44k.

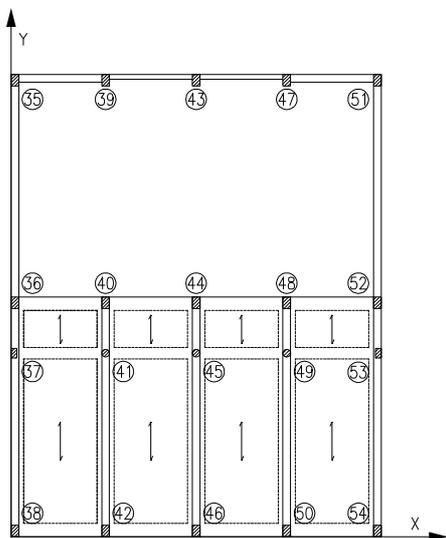


Figura 1 - Carpenteria Primo Livello Edificio A

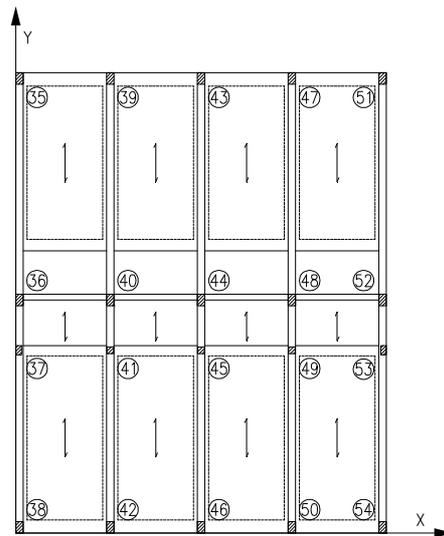


Figura 2 - Carpenteria Secondo Livello Edificio A

L'*edificio B* presenta una configurazione compatta in pianta e si sviluppa su un solo livello per un'altezza complessiva di circa 3,5m. La struttura portante è intelaiata in c.a. con telai disposti in entrambe le direzioni e orizzontamenti in laterocemento realizzati con travetti prefabbricati in c.a.

I materiali risultano di scarsa qualità per gli elementi verticali, calcestruzzo Rck50, e di buona qualità per le travi, calcestruzzo Rck 250. L'acciaio è del tipo FeB44k.

Nella figura 3 si riporta lo schema di carpenteria dell'edificio. Nella parte centrale è presente una corte interna caratterizzata da una quota del solaio di copertura pari a 4,80m, in corrispondenza del quale c'è un ulteriore ordine di travi a supporto dello stesso. Complessivamente sono presenti 6 telai in entrambe le direzioni principali. I telai disposti lungo la direzione longitudinale sono costituiti generalmente da 5 campate di luci variabili tra 3,10 e 4,45m, quelli in direzione trasversale da 5 campate con luci variabili tra 4,80 e 7,25m. I pilastri hanno sezione 35x35 e le travi emergenti 35x60.

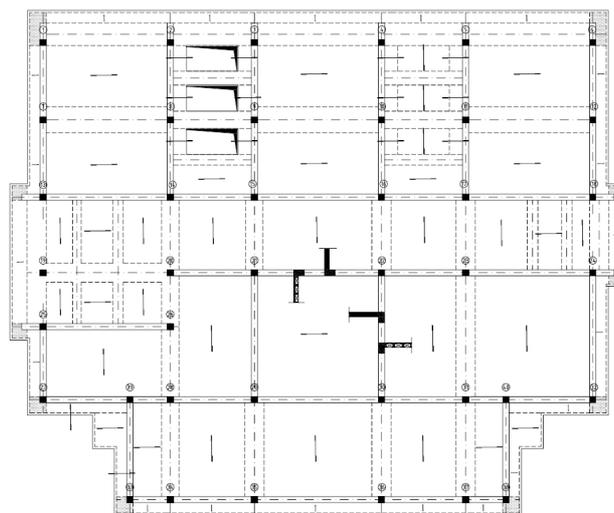


Figura 3 - Carpenteria Edificio B

L'*Edificio C* presenta pianta ad L e si sviluppa su cinque livelli fuoriterra per un'altezza complessiva di circa 18m. La struttura portante è intelaiata in c.a. e presenta orizzontamenti in laterocemento. Complessivamente la struttura presenta 5 telai in entrambe le direzioni principali (fig. 4). Le travi che supportano i solai hanno generalmente sezione 30x60, mentre quelle che corrono parallelamente agli stessi hanno sezione

25x50. I pilastri hanno sezioni variabili tra 40x40 e 70x40. I materiali utilizzati sono calcestruzzo Rck 250 ed acciaio FeB44k.

Tale modello è uno dei tre casi studio proposti nell'ambito delle attività del progetto ReLUIS - linea 2 - task 3 finalizzate allo studio del comportamento sismico delle costruzioni irregolari mediante analisi non lineari.

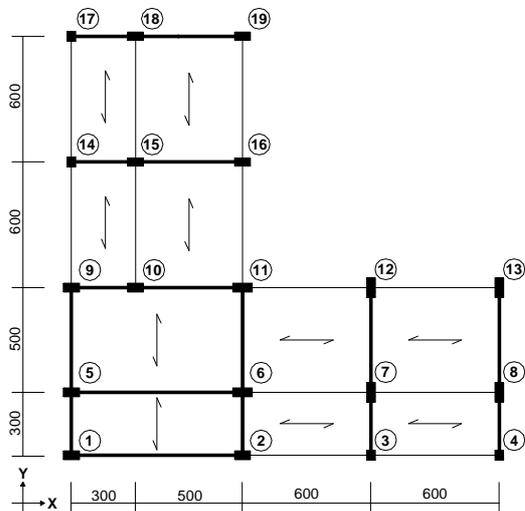


Figura 4 - Schema di carpenteria Edificio C

3. MODELLI NUMERICI E PROCEDURE DI ANALISI

Le strutture considerate sono state descritte mediante modelli numerici tridimensionali con il programma di calcolo SAP2000.

Per gli orizzontamenti sono stati considerati elementi piastra nel caso degli Edifici A e C mentre per l'Edificio B è stato considerato un vincolo di solaio infinitamente rigido nel proprio piano. Per tutti i modelli è stato considerato un vincolo d'incastro alla base.

Ai fini delle analisi sono state disposte in prossimità degli estremi delle travi e dei pilastri cerniere concentrate definite in accordo a quanto previsto nelle FEMA356 per gli elementi inflessi e pressoinflessi. In particolare, il legame momento-rotazione delle singole cerniere è descritto dal modello riportato nell'ATC-40 (Fig. 5). Tale legame è lineare a tratti e presenta discontinuità in corrispondenza di ogni variazione significativa del comportamento della sezione: passaggio dal comportamento elastico a quello plastico (B), caduta di resistenza (C), attingimento della resistenza residua (D) e collasso (E).

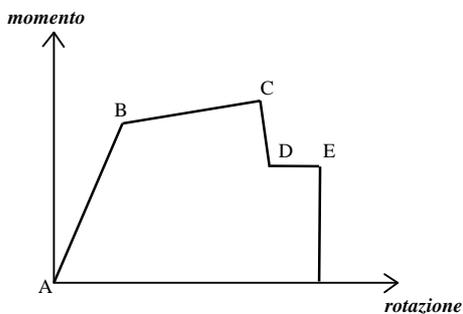


Figura 5 - Legame momento-rotazione descrittivo del comportamento delle cerniere plastiche

Ai fini dello studio, sono state condotte analisi pushover a controllo di forza utilizzando sia distribuzioni di carico uniformi che triangolari. In particolare, nel primo caso è

applicata alla struttura una distribuzione uniforme del carico orizzontale incrementato ad ogni step secondo la relazione seguente:

$$\Delta F_i = \frac{\Delta V_b}{M} m_i \quad (1)$$

dove ΔV_b rappresenta l'incremento del taglio alla base che compete al piano i-mo, m_i la massa dell'i-mo piano ed M la massa complessiva della struttura.

Nel caso di distribuzione triangolare, è stato applicato uno schema di carico crescente linearmente in elevazione in considerazione dell'altezza e del peso sismico di ogni livello, incrementato ad ogni step secondo la legge:

$$\Delta F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{l=1}^N W_l \cdot h_l} \cdot \Delta V_b \quad (2)$$

dove W_i e h_i rappresentano rispettivamente il peso e l'altezza del piano e ΔV_b l'incremento del taglio alla base.

Nel caso dell'Edificio B, poiché la struttura è ad un sol livello, le due distribuzioni coincidono.

Per le singole strutture indagate, è stato valutato il comportamento statico non lineare nel piano mediante analisi statiche non lineari variando la direzione di applicazione della distribuzione di carico con incrementi di 15°. In particolare, le forze considerate per ogni livello sono state applicate ai centri di massa ed ai fini della costruzione delle curve push-over è stato scelto quale nodo di controllo il centro delle masse del piano di copertura.

Per ognuna delle distribuzioni di carico utilizzate ed ogni direzione indagata è stata costruita una curva di capacità bi-lineare in accordo alla procedura prevista nel FEMA 356 (fig. 6) che, assunto il principio dell'equivalenza energetica, individua il punto di snervamento del sistema equivalente imponendo che il ramo elastico incroci la curva di push-over originaria in corrispondenza del 60% del valore della resistenza al limite elastico.

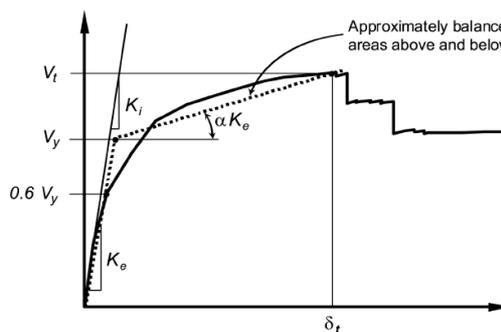


Figura 6 - Costruzione della curva push-over bi-lineare in accordo a FEMA 356

4. DESCRIZIONE DEI RISULTATI

Di seguito si riportano i principali risultati ottenuti dalle analisi push-over condotte sull'Edificio A sia nel caso di distribuzioni di carico uniformi che triangolare.

In particolare, nella figura 7 si riportano i domini limite in termini di spostamenti ultimi. Su tali domini sono evidenziati gli spostamenti del nodo di controllo al crescere del carico per ognuna delle direzioni considerate.

Nella figura 8 si riporta, invece, il dominio limite in termini di resistenza.

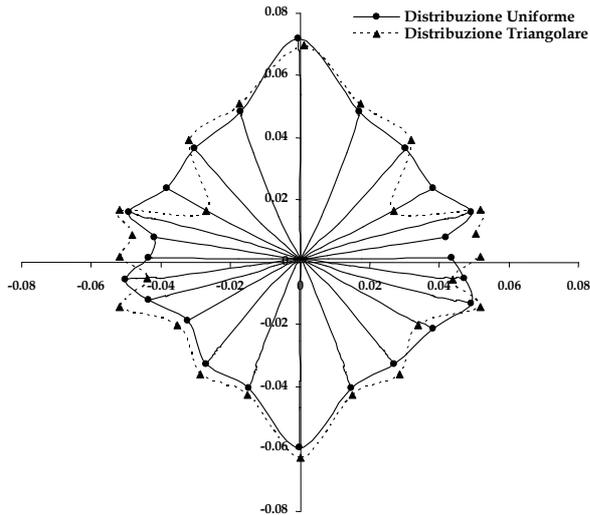


Figura 7 – Confronto tra i domini limite in termini di spostamenti ultimi [m] per le distribuzioni di carico uniforme e triangolare – Edificio A

L'analisi delle figure mostra che l'Edificio A presenta un comportamento non uniforme nel piano. In particolare, la struttura presenta per la distribuzione uniforme di forze la minima resistenza e capacità deformativa nelle direzioni 15° e 165° , mentre per la distribuzione triangolare le direzioni di minima resistenza e capacità deformative sono 45° e 135° . Generalmente i domini limite per le due distribuzioni di carico risultano comparabili a meno delle direzioni 45° e

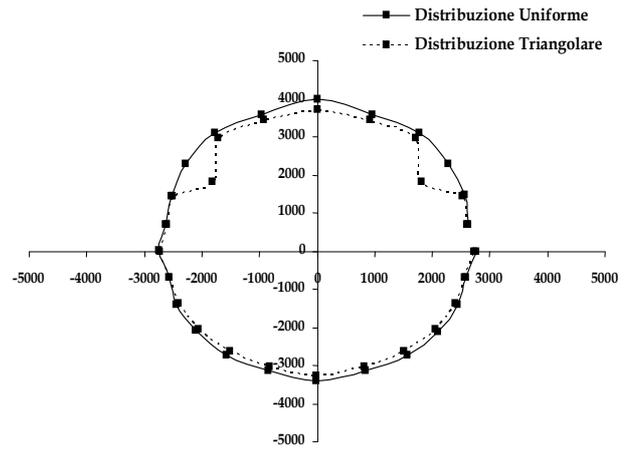


Figura 8 – Confronto tra i domini limite in termini di resistenza [kN] per le distribuzioni di carico uniforme e triangolare – Edificio A

135° quando la distribuzione triangolare conduce a valori sensibilmente inferiori.

L'analisi dei domini limite consente di individuare le direzioni di minor resistenza verso cui tende l'edificio al crescere del carico. In tali direzioni, l'edificio mostra una resistenza sensibilmente minore anche rispetto a quella che si attinge lungo le direzioni principali per le quali sono tradizionalmente condotte le analisi push-over.

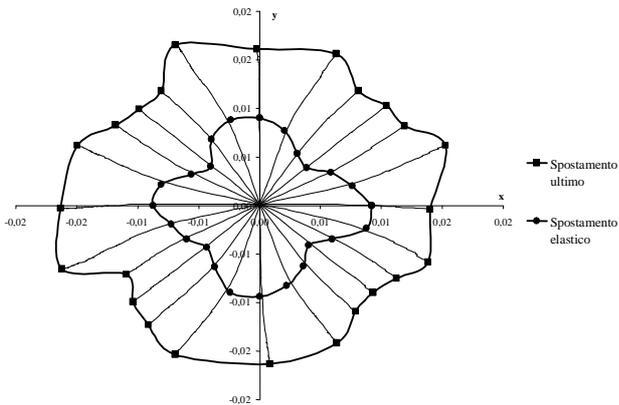


Figura 9 – Domini limite in termini di spostamenti ultimi ed al limite elastico [m] – Edificio B

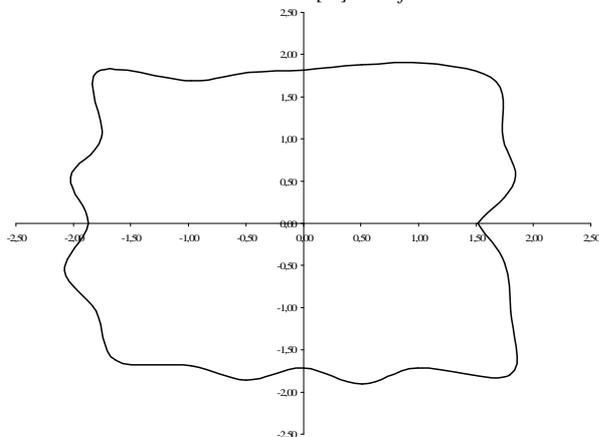


Figura 11 – Dominio limite in termini di duttilità – Edificio B

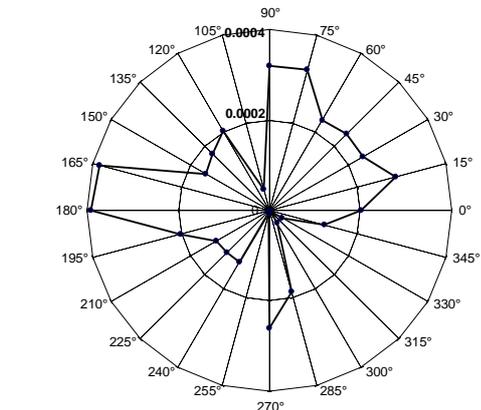


Figura 10 – Rotazioni del nodo di controllo (rad) per le differenti direzioni di carico in prossimità del collasso – Edificio B

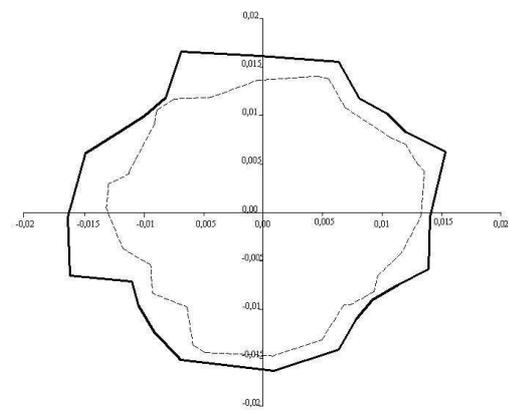


Figura 12 - Confronto domini limite in termini di spostamenti ultimi [m] valutati con carico applicato nel centro delle masse (tratto continuo) e nel caso di una eccentricità geometrica del centro delle masse del $\pm 5\%$ (tratto discontinuo) – Edificio B

Nelle figure 9-12 si riportano i principali risultati ottenuti per l'Edificio B.

In particolare, nella figura 9 sono rappresentati i domini limite in termini di spostamento al limite elastico e spostamento ultimo. Dall'analisi dei risultati si evidenzia che, anche in questo caso, la struttura manifesta un comportamento non uniforme nel piano e presenta capacità deformative minori lungo le bisettrici dei quadranti nel piano, per le quali, pur tuttavia, si attinge la maggiore duttilità (figura 11). Tale comportamento risulta anche evidente dalla figura 10 in cui si riportano le rotazioni del nodo di controllo in prossimità del collasso per le differenti direzioni di carico considerate. Dall'analisi dei risultati sono evidenti le direzioni per le quali la struttura presenta i maggiori effetti latero-torsionali. In generale, l'edificio tende a deformarsi verso le direzioni di minore resistenza sismica.

Nella figura 12 si riporta il confronto tra il dominio limite in termini di spostamenti ultimi ottenuto applicando il carico nel centro delle masse e quello calcolato considerando una eccentricità geometrica del centro delle masse del $\pm 5\%$ rispetto alle massime dimensioni in pianta nelle direzioni principali. L'analisi dei risultati mostra come in tale caso si rilevano riduzioni delle capacità deformative del 10-20%.

Nelle figure 13-15 si riportano i risultati delle analisi condotte per l'Edificio C. In particolare, nella figure 13 e 14 si riportano i domini limite in termini di spostamenti nel caso di distribuzioni di carico uniformi e triangolari. Nella figura 15 si riporta il dominio limite in termini di duttilità per entrambe le distribuzioni di carico considerate. Si evidenzia che per tale edificio sono stati riscontrati, per alcune delle

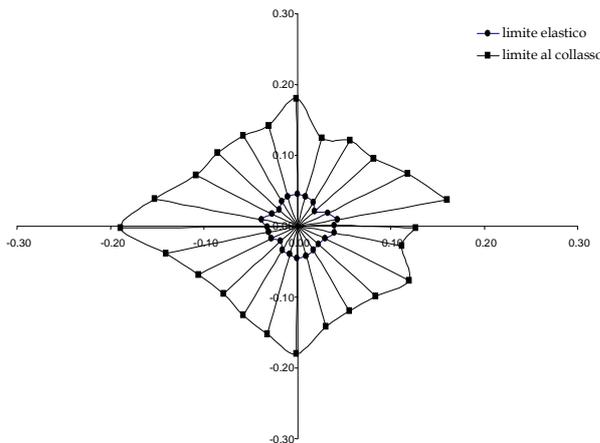


Figura 13 – Domini limite in termini di spostamenti ultimi e spostamenti al limite elastico [m] nel caso di distribuzione di carico uniforme – Edificio C

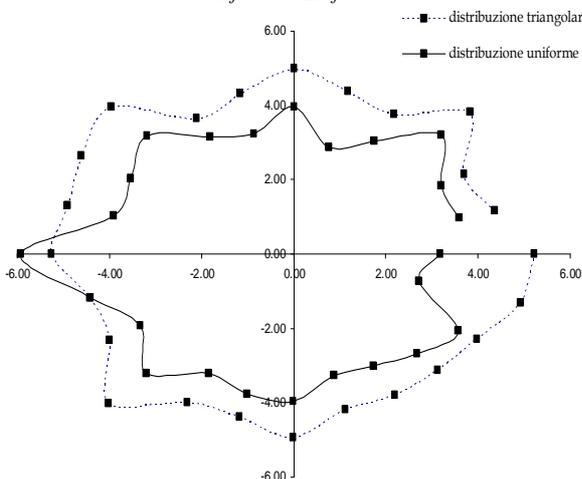


Figura 15 – Confronto tra i domini limite in termini di duttilità per le distribuzioni di carico uniforme e triangolare – Edificio C

direzioni indagate, problemi di convergenza numerica delle analisi.

L'analisi delle figure mostra che, ancora una volta, i domini limite non sono simmetrici. Anche in tal caso è possibile individuare direzioni di minima resistenza che non coincidono con le direzioni principali in pianta. In particolare, per la distribuzione uniforme di carico risulta che le direzioni di minor resistenza sismica sono 75° e 345° . Per la distribuzione triangolare, le direzioni di minor resistenza tendono alle bisettrici dei quadranti nel piano.

Si riporta, infine, nella figura 16 l'andamento delle rotazioni del nodo di controllo in prossimità del collasso per le differenti direzioni delle distribuzioni di carico considerate. L'analisi dei risultati mostra le direzioni per le quali l'edificio presenta i maggiori effetti latero-torsionali.

In definitiva, per tutti i casi descritti, si evidenzia che le direzioni di minor resistenza non coincidono generalmente con le direzioni principali e che tali direzioni rappresentano un percorso preferenziale verso cui le strutture tendono al crescere del carico.

Si evidenzia, inoltre, che considerare una eccentricità del centro delle masse conduce a risultati sensibilmente diversi in termini di capacità deformative. In particolare, variazioni del centro delle masse del $\pm 5\%$ rispetto alle massime dimensioni in pianta nelle direzioni principali comportano riduzioni di tali capacità dell'ordine del 10-20% per le strutture indagate.

Infine, si evidenzia che il collasso non avviene sempre per la stessa distribuzione di carico lungo le direzioni indagate.

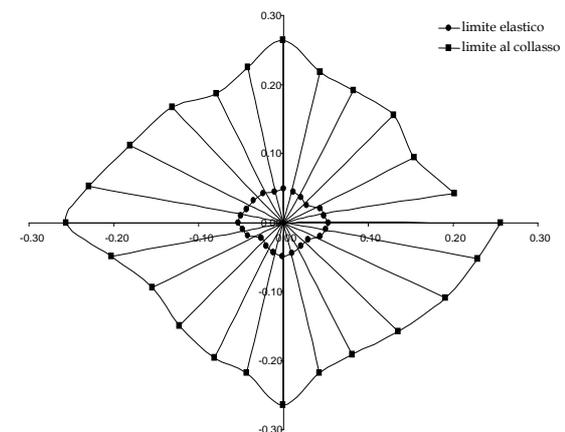


Figura 14 – Domini limite in termini di spostamenti ultimi e spostamenti al limite elastico [m] nel caso di distribuzione di carico triangolare – Edificio C

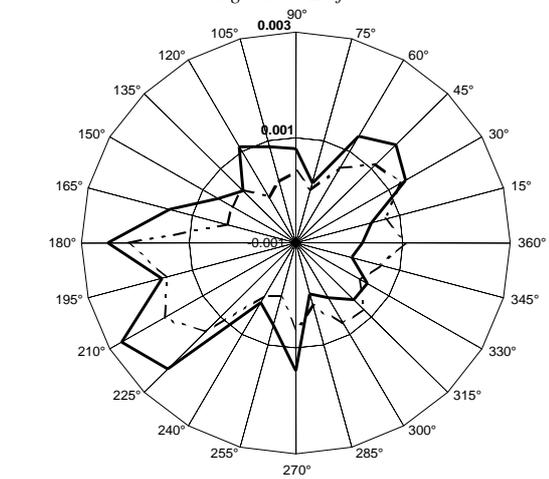


Figura 16 – Rotazioni del nodo di controllo (rad) per le distribuzioni di carico triangolare (tratto continuo) ed uniforme (tratto discontinuo)

5. CONCLUSIONI

Lo studio presenta i primi risultati di analisi statiche non lineari condotte su strutture asimmetriche in pianta per indagarne il comportamento sismico latero-torsionale.

A tal proposito sono stati descritti i risultati ottenuti da sperimentazioni numeriche condotte su tre strutture campione per le quali sono stati costruiti domini limite in termini di resistenza e capacità deformative.

L'analisi dei risultati ottenuti mostra che, in generale, è possibile individuare direzioni di minore resistenza sismica non coincidenti in generale con quelle principali. Per tali direzioni, che rappresentano percorsi preferenziali lungo i quali la struttura tende ad evolvere, si registrano diminuzioni della resistenza ovvero delle capacità deformative anche dell'ordine del 30%.

La complessità dei risultati ottenuti induce a proseguire le ricerche, anche mediante analisi dinamiche non lineari, per indagare l'influenza di tali direzioni di minore resistenza sismica sul collasso.

BIBLIOGRAFIA

- [1] AYALA, A. G. and TAVERA, E. A. [2002], A new approach for the evaluation of the seismic performance of asymmetric buildings, Proc. of the 7th National Conference on Earthquake Engineering, Boston.
- [2] AYDINOGLU, M. N. [2003], An incremental response spectrum analysis procedure based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation, Bulletin of Earthquake Engineering 1(1), 3-36.
- [3] CHOPRA, A. K. and GOEL, R. K. [2004], A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 33(8), 903-927.
- [4] DE STEFANO, M. and RUTENBERG, A. [1998], Predicting the dynamic response of asymmetric multistory wall-frame structures by pushover analysis: two case studies, Proc., 11th Eur. Conf. Earth. Engrg., A.A. Balkema, Rotterdam.
- [5] FAELLA, G. and KILAR, V. [1998], Asymmetric multistory R/C frame structures: push-over versus nonlinear dynamic analysis, Proc., 11th Eur. Conf. Earth. Engrg., A.A. Balkema, Rotterdam.
- [6] FAJFAR, P. [2000], A nonlinear analysis method for performance-based seismic design, Earthquake Spectra 16(3), 573-592.
- [7] FAJFAR, P. [2002], Structural analysis in earthquake engineering - a breakthrough of simplified nonlinear methods, Proc. of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, UK, Keynote lecture.
- [8] FAJFAR P. and GAŠPERŠIČ P. [1996], The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 25, 23-67.
- [9] FAJFAR, P. and KILAR [1997], Simple push-over analysis of asymmetric buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, 233-249.
- [10] FAJFAR, P., KILAR, V., MARUŠIĆ, D., PERUŠ, I. and MAGLIULO, G. [2002], The extension of the N2 method to asymmetric buildings, Proc. of the fourth forum on Implications of recent earthquakes on seismic risk, Technical report TIT/EERG, 02/1, Tokyo Institute of Technology, Tokyo, pp. 291-308.
- [11] FAJFAR, P., MARUŠIĆ, D. and PERUŠ, I. [2004], Influence of ground motion intensity on the inelastic torsional response of asymmetric buildings, Proc. of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper No. 3496.
- [12] FAJFAR, P., MARUŠIĆ D. and PERUŠ I. [2005], Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 9, No. 6, 831-854.
- [13] FUJII, K., NAKANO, Y. and SANADA, Y. [2004], Simplified nonlinear analysis procedure for asymmetric buildings, Proc. of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper No. 149.
- [14] HEJAL, R. and CHOPRA, A. (1987). Earthquake response of torsionally-coupled buildings. Report UCB/EERC-87/20.
- [15] KAN, C. L. and CHOPRA, A. K. (1979). Linear and nonlinear earthquake responses of simple torsionally coupled systems. Report UCB/EERC-79/03.
- [16] KILAR, V. and FAJFAR, P. [2001], On the applicability of pushover analysis to the seismic performance evaluation of asymmetric buildings, European Earthquake Engineering 15, 20-31.
- [17] MOGHADAM, A. S. and TSO, W. K. [2000], Pushover analysis for asymmetric and set-back multistory buildings, Proc. of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No. 1093.
- [18] RUTENBERG, A. [2002], EAEE Task Group (TG) 8: Behaviour of irregular and complex structures asymmetric structures - progress since 1998, Proc. of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, UK, Paper No. 832.
- [19] RUTENBERG, A., LEVY, R. and MAGLIULO, G. [2002], Seismic response of asymmetric perimeter frame steel buildings, Proc. of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, UK, Paper No. 107.
- [20] TSO W. K. and MOGHADAM A. S. [1997], Seismic response of asymmetrical buildings using pushover analysis, in Proc. of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Bled, Slovenia, eds. P. Fajfar and H. Krawinkler (A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield), pp. 311-321.
- [21] TSO, W. K. and MYSLIMAJ B. [2002], Effect of strength distribution on the inelastic torsional response of asymmetric structural systems, Proc. of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, UK, Paper No. 081.
- [22] YU, Q.S.K., PUGLIESI, R., ALLEN M. and BISCHOFF C. [2004], Assessment of modal pushover analysis procedure and its application to seismic evaluation of existing building, Proc. of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper No. 1104.
- [23] ZÁRATE, A. and AYALA, A. G. [2004], Validation of single storey models for the evaluation of seismic performance of multi-storey asymmetric buildings, Proc. of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper No. 2213.