

Valutazione degli effetti del II ordine sulla risposta sismica di strutture in c.a. irregolari in altezza

Mario De Stefano¹, Edoardo Michele Marino², Stefania Viti¹

¹ Dipartimento di Costruzioni, Università di Firenze, Piazza Brunelleschi, 6, 50121 Firenze

² Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Università di Catania, V.le A. Doria, 6, 95125 Catania

Keywords: telai in cemento armato, irregolarità in altezza, effetto P-Δ

ABSTRACT:

Il presente lavoro mira a valutare l'influenza degli effetti del II ordine sulla risposta sismica di strutture in c.a. irregolari in altezza soggette ad eventi sismici severi. Lo studio è stato eseguito su un insieme di telai piani in c.a. progettati seguendo le indicazioni fornite dall'Eurocodice 8 per edifici ad alta duttilità. Di tali telai è stata determinata, mediante l'esecuzione di analisi dinamiche non lineari, la risposta ad azioni sismiche di intensità crescente con e senza gli effetti P-Δ. Il modello numerico utilizzato nelle analisi riproduce tutti i più significativi fenomeni meccanici che caratterizzano il comportamento inelastico degli elementi strutturali in c.a. ed in particolare il degrado di resistenza e rigidezza ed il "pinching". La risposta ottenuta per i telai considerati, espressa in termini di massimo spostamento d'interpiano, è stata confrontata con i valori limite forniti dal FEMA per strutture intelaiate in c.a. e corrispondenti a tre diversi stati limite (Immediate Occupancy, Life Safety, Collapse Prevention), consentendo la costruzione delle relative curve di fragilità. Il confronto tra le curve di fragilità ottenute dalle analisi effettuate con e senza effetti P-Δ ha evidenziato che tali effetti riducono sensibilmente la prestazione sismica e, quindi, il livello di sicurezza della struttura soprattutto nel caso di eventi sismici molto severi. Tale riduzione del livello di sicurezza, inoltre, è più marcato nel caso di edifici che presentano irregolarità in altezza.

1 INTRODUZIONE

Precedenti studi svolti da alcuni degli autori (De Stefano *et al.*, 2001; De Stefano *et al.* 2002) hanno mostrato che la risposta di strutture in c.a. soggette a forti deformazioni inelastiche durante il sisma può essere fortemente condizionata dagli effetti P-Δ. Più in particolare, le analisi condotte negli studi precedentemente menzionati ed eseguite su un insieme di telai piani regolari progettati in accordo con l'Eurocodice 8 (EC8, 2002), hanno dimostrato che, nel caso di strutture ad alta duttilità, l'incremento degli spostamenti d'interpiano dovuto agli effetti P-Δ è molto maggiore di quello previsto dall'EC8. Questo fenomeno è piuttosto rilevante nelle strutture in c.a., nonostante la loro notevole rigidezza laterale, a causa dal degrado isteretico dei materiali, che in tali strutture assume un ruolo importante. Nel caso di edifici irregolari in altezza, per i quali si verificano frequentemente meccanismi di piano, con una conseguente maggiore concentrazione di deformazioni inelastiche rispetto ai telai regolari, è lecito pensare che l'influenza degli effetti P-Δ sia ancor più importante.

In considerazione degli argomenti sopra riportati, è stata valutata l'influenza degli effetti P-Δ sulla risposta sismica di un insieme di telai piani in c.a. ca-

ratterizzati da irregolarità in altezza e progettati secondo le indicazioni dell'EC8 per edifici ad alta duttilità. Le irregolarità considerate nell'indagine hanno interessato, rispettivamente, la rigidezza, la resistenza e la massa. I telai considerati sono stati sottoposti ad azioni sismiche di intensità crescente. L'eccitazione sismica è stata rappresentata attraverso un insieme di 20 accelerogrammi il cui spettro elastico medio rappresenta una buona approssimazione dello spettro elastico fornito dall'EC8, mentre il parametro assunto per misurare l'intensità sismica è stato l'accelerazione di picco al suolo (Peak Ground Acceleration, PGA).

Attraverso l'esecuzione di analisi dinamiche non lineari è stata determinata, per diversi valori di intensità sismica, la massima risposta di ciascuno dei telai considerati ai 20 accelerogrammi in termini di spostamento d'interpiano. I 20 valori ottenuti costituiscono il dominio di risposta del telaio per un dato PGA. Poiché le analisi numeriche sono state ripetute due volte, con e senza gli effetti P-Δ, per ogni valore di PGA sono stati ottenuti due domini di risposta.

Ciascun dominio, cui è stata attribuita una distribuzione gaussiana, è stato confrontato con i valori forniti dal FEMA (2001) corrispondenti a tre diversi stati limite: Immediate Occupancy (IO) Life Safety

(LS), Collapse Prevention (CP). La determinazione della probabilità di ciascun telaio di eccedere i valori soglia corrispondenti ai tre stati limite ha consentito di costruire le relative curve di fragilità. Il confronto tra le famiglie di curve di fragilità relative alla risposta sismica dei telai con e senza effetti del II ordine, infine, ha permesso di valutarne l'influenza sulla prestazione sismica dei telai in c.a. analizzati.

2 I TELAI ANALIZZATI

La struttura di riferimento è un telaio in c.a. regolare lungo l'altezza ad 8 piani. Il suo schema geometrico è rappresentato in Figura 1a. Introducendo in questo telaio tre diversi tipi di irregolarità in altezza (irregolarità di massa, di resistenza e di rigidezza) sono stati ottenuti altri tre telai.

Tutti e quattro i telai sono stati progettati nel rispetto delle indicazioni fornite dall'EC8 per edifici ad alta duttilità.

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche dei materiali, è stato considerato un calcestruzzo con $R_{ck} = 30$ MPa ed un acciaio di classe FeB44K.

L'azione sismica di progetto è stata valutata assumendo un valore di PGA pari a 0.35 g, un suolo di tipo C ed un fattore di struttura $q = 5.85$. La distribuzione adottata per le azioni sismiche di progetto è di tipo triangolare. Il progetto dei telai è stato effettuato considerando due condizioni di carico:

1. carichi permanenti (G_k) e variabili (Q_k), incrementati attraverso i coefficienti γ_g e γ_q forniti dall'Eurocodice 2 (1991) per il calcolo allo stato limite ultimo ($\gamma_g G_k + \gamma_q Q_k$);
2. carichi permanenti, un'aliquota ψ_2 dei carichi variabili e l'azione sismica ($G_k + \psi_2 Q_k + E$).

L'entità dei carichi permanenti è stata determinata ipotizzando una configurazione spaziale in cui i telai piani sono posti a distanza di 5 metri l'uno dall'altro. I coefficienti γ_g e γ_q sono stati assunti, rispettivamente, pari a 1.4 e 1.5, mentre ψ_2 è il coefficiente di combinazione per carichi quasi-permanenti. Nel progetto gli effetti del II ordine non sono stati considerati.

Le irregolarità considerate sono state ottenute introducendo nello schema originale delle lievi modifiche e sono rappresentative di quelle che si possono riscontrare su edifici reali. L'irregolarità delle masse è stata ottenuta modificando la destinazione d'uso dell'ultimo piano del telaio di riferimento, in modo da ottenere un carico variabile più elevato. La massa dell'ultimo piano viene così ad essere più grande di circa il 70% rispetto a quella degli altri piani. L'irregolarità della resistenza è stata ottenuta aumentando del 20% i momenti flettenti di progetto delle travi di tutti i piani tranne che per quelle del primo. Poiché i pilastri, in telai ad alta duttilità, sono progettati in accordo al criterio di gerarchia delle resistenze, anche i pilastri dei piani superiori presenta-

no una sovrarresistenza del 20% rispetto a quelli del primo piano. Questa condizione (presenza di un piano soffice) si presenta frequentemente nella realtà, ad esempio quando in una struttura intelaiata il piano terra ospita attività commerciali e risulta, pertanto, privo delle tamponature che conferiscono ai piani superiori un incremento di resistenza non computato in fase di progetto. L'irregolarità della rigidezza è stata ottenuta modificando lo schema geometrico del telaio di riferimento (cfr. Figura 1b). In particolare, l'altezza del primo piano è stata incrementata del 50%, così da ridurre la rigidezza laterale del primo piano di circa un terzo rispetto allo schema regolare.

In Tabella 1 sono riportate le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali che costituiscono i telai progettati: questi sono uguali nelle loro sezioni trasversali, mentre differiscono per l'armatura metallica. In Tabella 2 sono, invece, riportati i valori assunti dal coefficiente di stabilità θ definito dall'EC8 ai diversi piani dei telai progettati ed il loro periodo proprio di vibrazione. Il coefficiente di stabilità θ di ciascun piano è stato calcolato in accordo con l'espressione fornita dall'EC8, riportata di seguito.

$$\theta = \frac{P_{TOT} d_r}{V_{TOT} H} \quad (1)$$

dove P_{tot} è il carico verticale agente al piano, V_{tot} il taglio globale di piano, d_r lo spostamento relativo di progetto tra gli impalcati che delimitano il generico livello ed H l'altezza d'interpiano.

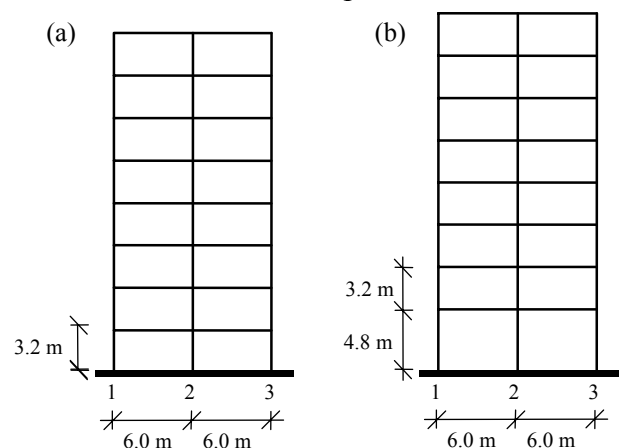


Figura 1. Schemi geometrici dei telai analizzati: (a) telaio regolare, telaio con irregolarità di resistenza e di massa, (b) telaio con irregolarità di rigidezza.

L'EC8 specifica il valore $\theta = 0.1$ come soglia tra le strutture per le quali gli effetti del II ordine possono essere trascurati e quelle per le quali devono essere necessariamente considerati. Per i telai considerati, i quali sono caratterizzati da valori di θ appena superiori a 0.1 (Tabella 1), gli effetti P- Δ possono essere considerati incrementando attraverso il fattore $1/(1-\theta)$ la risposta elastica (CEN, 2002). Nel caso in esame, dunque, l'incremento della risposta che ci si dovrebbe aspettare secondo l'EC8 è di circa il 10%.

Tabella 1. Dimensioni delle sezioni trasversali ($B \times H$).

Piano	Travi	Col. 1 and 3	Col. 2
8	30 x 45	30 x 30	40 x 40
7	30 x 50	30 x 30	40 x 40
6	30 x 55	30 x 35	40 x 45
5	30 x 60	30 x 40	40 x 45
4	30 x 65	30 x 45	40 x 50
3	30 x 65	30 x 50	40 x 50
2	30 x 70	30 x 55	40 x 55
1	30 x 70	30 x 55	40 x 55

Tabella 2. Coefficienti di stabilità θ e periodo fondamentale dei telai analizzati.

Piano	Telaio regolare (riferimento)	Telai con irregolarità verticale		
		Irreg. di massa	Irreg. di resistenza	Irreg. di rigidezza
8	0.061	0.061	0.061	0.062
7	0.099	0.099	0.099	0.101
6	0.106	0.106	0.106	0.107
5	0.112	0.112	0.112	0.114
4	0.111	0.111	0.111	0.113
3	0.115	0.115	0.115	0.118
2	0.107	0.108	0.107	0.118
1	0.082	0.089	0.082	0.152
T_1 (s)	1.15	1.15	1.15	1.27

3 ANALISI NUMERICHE

I telai analizzati sono stati sottoposti ad azioni sismiche di intensità crescente. I valori di PGA assunti nelle analisi variano da un minimo di 0.25g ad un massimo di 0.65g con un passo di 0.10g. La risposta sismica dei telai è stata ricavata attraverso analisi dinamica non lineare. Infatti tale tipo di analisi numerica è lo strumento più efficace per investigare il comportamento inelastico di strutture soggette ad azioni sismiche, malgrado comporti un impegno computazionale notevole. La qualità della risposta ottenuta, tuttavia, dipende dal livello di precisione con cui viene simulato il comportamento dei diversi elementi che compongono la struttura (travi, pilastri, nodi, etc.). Pertanto, nelle analisi è stato utilizzato un modello numerico molto realistico in grado di riprodurre tutti i più significativi fenomeni meccanici che caratterizzano il comportamento inelastico degli elementi strutturali in c.a. ed in particolare il degrado di resistenza e rigidezza ed il “pinching”.

3.1 Modellazione

Le analisi dinamiche non lineari sono state condotte utilizzando il programma IDARC2D (Valles *et al.*,

1996). Il comportamento monotono degli elementi è stato rappresentato attraverso un diagramma trilineare momento-curvatura per i pilastri (con il primo punto in corrispondenza della fessurazione della sezione) e bilineare per le travi. Tale diagramma è stato determinato assumendo per il calcestruzzo compresso il legame tensioni-deformazioni di tipo parabola-rettangolo fornito dall'Eurocodice 2 (1991) e per l'acciaio un diagramma elastico perfettamente plastico.

Per i pilastri, il diagramma momento curvatura è stato valutato assumendo un valore di sforzo normale pari a quello agente sull'elemento per effetto dei carichi verticali nella combinazione di carico sismica. Il modello d'interazione M-N adottato è illustrato in Figura 2.

Le informazioni relative al comportamento ciclico degli elementi sono state fornite attraverso il modello di degrado isteretico a questi attribuito (vedi Figura 3), diversamente tarato per travi e pilastri, che tiene conto sia del degrado di resistenza e rigidezza, sia del pinching (Sivalsen, 2000). Il modello di distribuzione assunto per le deformazioni inelastiche delle regioni maggiormente sollecitate è di tipo lineare.

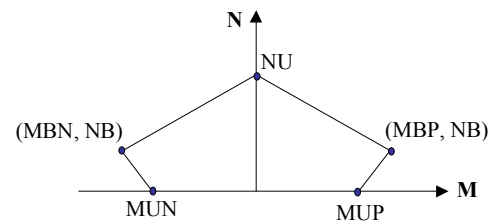


Figura 2. Dominio d'interazione momento flettente – sforzo normale.

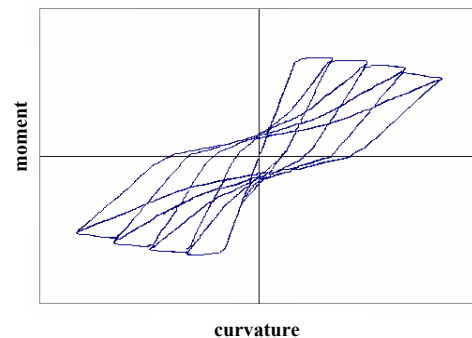


Figura 3. Modello isteretico evolutivo-degradante.

3.2 Eccitazione sismica

L'eccitazione sismica è costituita dall'insieme di venti accelerogrammi (FEMA, 2001) utilizzati nel FEMA/SAC project, e rappresenta eventi sismici con una probabilità di occorrenza del 10% in 50 anni nell'area di Los Angeles (Sommerville *et al.*, 1997). Le principali caratteristiche degli accelerogrammi considerati sono riportate nella Tabella 3. In Figura 4 sono riportati gli spettri elastici dei venti accelerogrammi, il loro spettro medio e lo spettro elastico fornito dall'EC8 per suolo di classe C.

Tabella 3. Caratteristiche degli accelerogrammi utilizzati.

Sigla accelerogramma	Descrizione	Magnitudo	Distanza (km)	Fattore di scala	Durata (sec)	PGA (g)
La01	fn Imperial Valley, 1940, El Centro	6.9	10.0	1.675	53.48	0.383
La02	fp Imperial Valley, 1940, El Centro	6.9	10.0	1.675	53.48	0.567
La03	fn Imperial Valley, 1979, Array #05	6.5	4.1	0.842	39.39	0.325
La04	fp Imperial Valley, 1979, Array #05	6.5	4.1	0.842	39.39	0.408
La05	fn Imperial Valley, 1979, Array #06	6.5	1.2	0.700	39.39	0.250
La06	fp Imperial Valley, 1979, Array #06	6.5	1.2	0.700	39.39	0.192
La07	fn Landers, 1992, Barstow	7.3	36.0	2.667	80.00	0.350
La08	fp Landers, 1992, Barstow	7.3	36.0	2.667	80.00	0.358
La09	fn Landers, 1992, Yermo	7.3	25.0	1.808	80.00	0.433
La10	fp Landers, 1992, Yermo	7.3	25.0	1.808	80.00	0.300
La11	fn Loma Prieta, 1989, Gilroy	7.0	12.0	1.492	40.00	0.558
La12	fp Loma Prieta, 1989, Gilroy	7.0	12.0	1.492	40.00	0.808
La13	fn Northridge, 1994, Newhall	6.7	6.7	0.858	60.00	0.567
La14	fp Northridge, 1994, Newhall	6.7	6.7	0.858	60.00	0.550
La15	fn Northridge, 1994, Rinaldi RS	6.7	7.5	0.658	15.95	0.442
La16	fp Northridge, 1994, Rinaldi RS	6.7	7.5	0.658	15.95	0.483
La17	fn Northridge, 1994, Sylmar	6.7	6.4	0.825	60.00	0.475
La18	fp Northridge, 1994, Sylmar	6.7	6.4	0.825	60.00	0.683
La19	fn North Palm Springs, 1986	6.0	6.7	2.475	60.00	0.850
La20	fp North Palm Springs, 1986	6.0	6.7	2.475	60.00	0.825

Si osserva che, per periodi superiori a 0.75 s, lo spettro medio dell'insieme di accelerogrammi considerati, ricavato per uno smorzamento pari al 5%, approssima molto bene lo spettro elastico fornito dall'EC8. Visto che il periodo fondamentale dei telai esaminati varia tra 1.15 e 1.27 secondi, possiamo considerare l'insieme di accelerogrammi conforme a quello fornito dall'EC8.

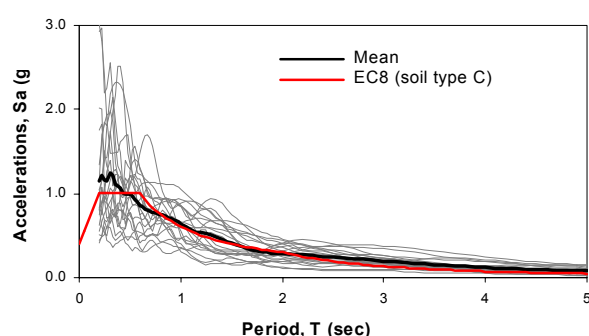


Figura 4. Confronto tra lo spettro medio degli accelerogrammi utilizzati e quello dell'EC8.

4 RISULTATI

A monte della valutazione della risposta dinamica dei telai esaminati, sono state condotte delle analisi pushover finalizzate alla determinazione della sovrarresistenza dei telai rispetto alla resistenza di pro-

getto. E' ben noto infatti che, a causa delle prescrizioni relative ai minimi di armatura e di quelle relative al "capacity design", la resistenza effettiva di una struttura può risultare sensibilmente superiore rispetto a quella di progetto.

La sovrarresistenza è stata ottenuta, per ogni telaio, come rapporto tra il taglio alla base corrispondente allo snervamento, valutato approssimando la curva di capacità con una bilatera equivalente, e quello di progetto. I valori ottenuti per la sovrarresistenza dei telai sono riportati nella Tabella 4, e risultano sempre superiori ad 1.5. La presenza di una significativa sovrarresistenza comporta quindi che i telai sono sovradimensionati rispetto all'accelerazione di progetto assunta pari a 0.35g e pertanto, per tale intensità sismica, questi non sono particolarmente impegnati in campo plastico.

Le successive analisi dinamiche sono state condotte sui telai campione rispettivamente considerando e trascurando gli effetti del secondo ordine.

Tabella 4. Taglio alla base di progetto (BSD), taglio alla base di plasticizzazione (YS) e sovrarresistenza dei telai analizzati.

	BSD (kN)	YS (kN)	Sovrarresistenza
Telaio regolare	315.6	499	1.58
Irr. di altezza	336.8	537	1.59
Irr. di massa	363.7	572	1.57
Irr. di resistenza	315.6	539	1.71

Il massimo spostamento d'interpiano registrato durante l'analisi dinamica è stato assunto come parametro di risposta del telaio. I risultati ottenuti sono stati utilizzati per costruire le curve di fragilità dei telai relative al raggiungimento degli stati limite definiti dal FEMA 356 e denominati "Immediate Occupancy", "Life Safety" e "Collapse Prevention". I valori limite dello spostamento d'interpiano corrispondenti al raggiungimento dei tre predetti stati limite e forniti dal FEMA per edifici intelaiati in c.a. sono riportati in Tabella 5.

Tabella 5. Valori limite dello spostamento d'interpiano forniti dal FEMA per telai in c.a..

Stato limite	Spostamento d'interpiano
Immediate Occupancy (IO)	1 %
Life Safety (LS)	2 %
Collapse Prevention (CP)	4 %

4.1 Spostamenti d'interpiano

Per ciascun telaio e per ciascun valore di PGA considerato nell'analisi dinamica è stato determinato il corrispondente dominio di risposta in termini di spostamenti d'interpiano (insieme dei massimi spostamenti d'interpiano ottenuti con i 20 accelerogrammi considerati). Questa operazione è stata ripetuta per tutti i valori di PGA considerati nell'analisi dinamica

(da 0.25g a 0.65g). Ciascun dominio di risposta ottenuto, assumendo un modello di distribuzione gaussiano, è stato descritto sinteticamente attraverso il suo valore medio ed il coefficiente di variazione (cov). Le Figure 5 e 6 mostrano, rispettivamente, il valore medio ed il coefficiente di variazione dei domini di risposta determinati con e senza effetti P- Δ al variare del PGA. I risultati ottenuti mostrano che gli effetti P- Δ determinano sempre un incremento della risposta sismica dei telai. Tuttavia, a causa dell'elevata sovrarresistenza, tale incremento è molto modesto per valori di PGA inferiori a 0.45g, mentre diventa significativo per valori di PGA più grandi. Ad esempio, per PGA = 0.65 g l'incremento dello spostamento d'interpiano varia da un minimo del 22%, registrato per il telaio regolare, ad un massimo del 34%, registrato per il telaio con irregolarità di rigidità. Va di nuovo rilevato che l'elevato valore di PGA (0.65 g) per il quale gli effetti del secondo ordine diventano significativi è motivato dalla sovrarresistenza riscontrata in precedenza. In assenza di sovrarresistenza, tali incrementi si sarebbero potuti riscontrare per valori della PGA prossimi a quelli di progetto.

4.2 Domini di fragilità

Per determinare le curve di fragilità si procede a confrontare i domini di risposta dei telai con i valori di soglia caratterizzanti i diversi stati limite. Da tale confronto si ottiene, per ciascun dominio di risposta,

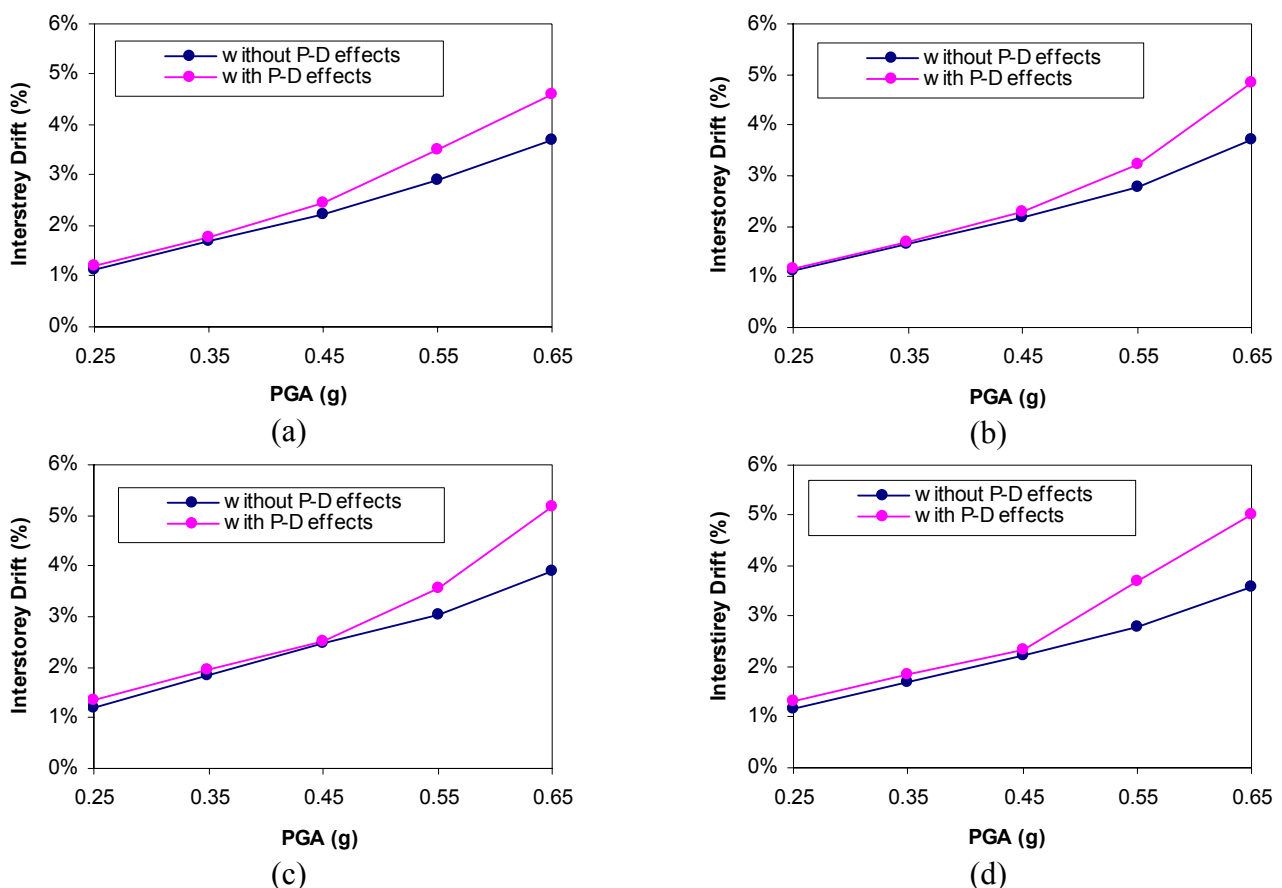


Figura 5. Valori medi dello spostamento d'interpiano: (a) telaio regolare, (b) telaio con irregolarità di massa, (c) telaio con irregolarità di resistenza e (d) telaio con irregolarità di rigidità.

una probabilità di eccedenza dello stato limite considerato associata al valore di PGA associato al dominio, ovvero un punto della curva di fragilità.

Ogni punto della curva di fragilità, infatti, rappresenta la probabilità (P) del parametro di risposta (r) del telaio di eccedere il valore limite (v.l.) che corrisponde al livello di prestazione per un evento sismico di assegnata intensità (PGA), in accordo con la seguente espressione:

$$\text{Fragilità (PGA)} = P[r > \text{l.v.} \mid \text{PGA}] \quad (2)$$

La funzione più utilizzata per rappresentare le curve di fragilità è la distribuzione log-normale a due parametri (Barron Corvera, 2000), che può essere determinata quando siano noti almeno tre punti della curva. Inoltre, affinché la curva possa essere definita correttamente, occorre che i tre punti appartengano alla parte intermedia della curva, cioè quella parte in cui la tangente alla curva non è prossima ad una retta orizzontale (cioè avviene in prossimità dei valori 0 ed 1). Nel caso in esame, i punti del piano PGA- Probabilità di eccedenza di cui disponiamo ri-

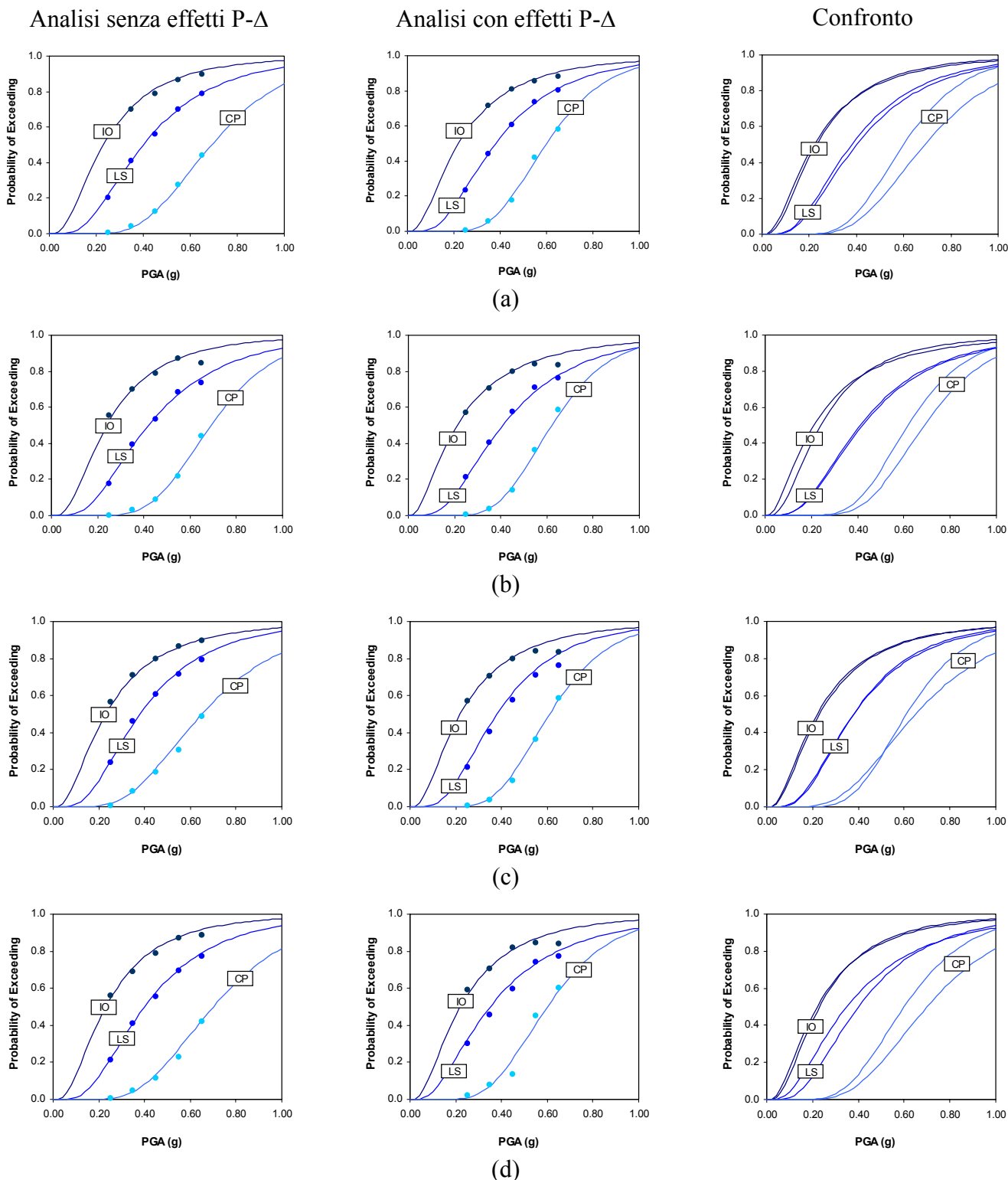


Figure 6. Curve di fragilità determinate dalle analisi eseguite con e senza effetti P-Δ: (a) telaio regolare, (b) telaio con irregolarità di massa, (c) telaio con irregolarità di resistenza e (d) telaio con irregolarità di rigidità.

sultano efficaci per la determinazione delle curve di fragilità relative ai tre stati limite considerati. Le curve ottenute sono rappresentate in Figura 6. In particolare nelle prime due colonne della Figura 6 sono rispettivamente rappresentate le curve di fragilità determinate dalle analisi eseguite senza e con gli effetti P- Δ , mentre nella terza colonna è rappresentato il confronto tra le due famiglie di curve di fragilità. La superficie delimitata dalle due curve riferite allo stesso stato limite rappresentano il dominio di fragilità associato agli effetti P- Δ per quello stato limite. Maggiore è l'ampiezza di tale dominio, maggiore è l'aumento di probabilità di eccedere l'assegnato stato limite, e dunque la riduzione del livello di sicurezza offerto dalla struttura, a causa degli effetti P- Δ .

Si può vedere che i domini di fragilità associati allo stato limite "Immediate Occupancy" hanno un'estensione trascurabile. I domini di fragilità relativi allo stato limite "Life Safety" hanno un'estensione rilevante solo per il telaio con irregolarità di rigidezza, mentre quelli associati allo stato limite "Collapse Prevention" presentano un'estensione ragguardevole per tutti telai considerati.

Si può concludere, pertanto, che i domini di fragilità associati agli effetti P- Δ sono significativi soltanto per grandi valori di PGA. Si osserva, inoltre, che il telaio con irregolarità di rigidezza è il più sensibile agli effetti P- Δ tra quelli analizzati.

I diagrammi riprodotti nella Figura 7 sono stati ottenuti come differenza tra le ordinate delle curve di fragilità determinate con e senza effetti P- Δ (diffe-

renza tra le ordinate dei diagrammi della seconda colonna della Figura 6 e quelli della prima colonna) e descrivono l'aumento della probabilità di eccedere gli stati limite considerati a causa degli effetti P- Δ al variare del PGA. Ciascuna delle curve fornisce dunque una rappresentazione della sensibilità del telaio a cui si riferisce agli effetti P- Δ al variare del valore della PGA.

Dall'analisi dei diagrammi di Figura 7 si può osservare che la sensibilità dei telai analizzati agli effetti P- Δ dipende decisamente dal valore di PGA. Inoltre, si osserva che la sensibilità agli effetti P- Δ raggiunge il massimo per un valore di PGA che dipende dallo stato limite considerato; la massima sensibilità agli effetti P- Δ si ottiene per valori di PGA prossimi a 0.20 g, 0.40 g e 0.8 g rispettivamente per gli stati limite "Immediate Occupancy", "Life Safety" e "Collapse Prevention". Ancora una volta si sottolinea che tali valori della PGA risultano condizionati dalla sovraresistenza prima evidenziata.

I risultati riportati in Figura 7 confermano le considerazioni "qualitative" dedotte dal confronto tra le curve di fragilità determinate con e senza effetti P- Δ riportato in Figura 6 e, in aggiunta, consentono di "quantificare" l'influenza di tali effetti sulla risposta strutturale. In particolare, dall'analisi di tali risultati si può concludere che la probabilità di superamento degli stati limite "Immediate Occupancy" e "Life Safety" cresce rispettivamente di appena il 3% ed il 5% (nei casi peggiori) a causa degli effetti P- Δ e, dunque, che per questi stati limite la sensibilità agli

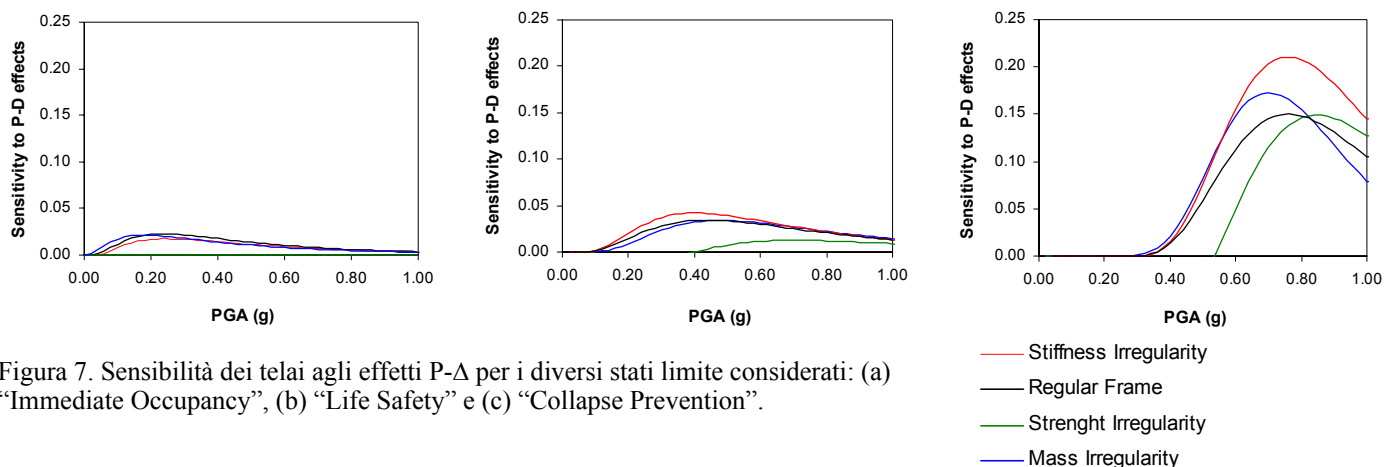


Figura 7. Sensibilità dei telai agli effetti P- Δ per i diversi stati limite considerati: (a) "Immediate Occupancy", (b) "Life Safety" e (c) "Collapse Prevention".

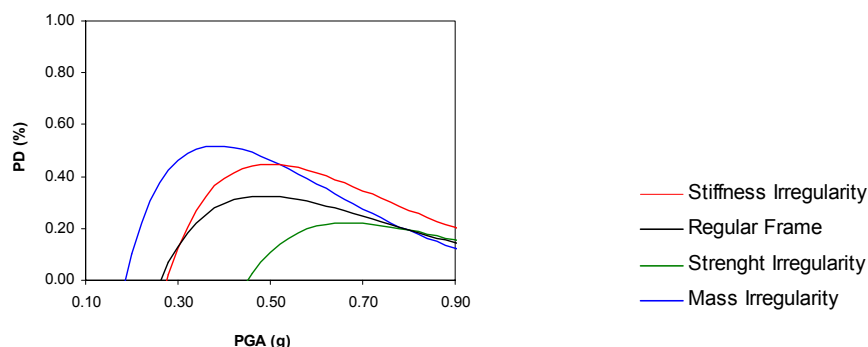


Figura 8. Aumento percentuale della probabilità di superamento dello stato limite "Collapse Prevention" dovuto agli effetti P- Δ .

effetti P- Δ dei telai analizzati è sostanzialmente trascurabile. Molto diversa è la conclusione a cui si arriva nel caso dello stato limite “Collapse Prevention” per il quale l’aumento della probabilità di superamento dovuto agli effetti P- Δ varia tra il 15% ed il 20% (a seconda del telaio considerato) risultando dunque sempre importante.

Solo per lo stato limite “Collapse Prevention”, quello per cui la sensibilità agli effetti P- Δ è più rilevante, è stato calcolato il rapporto tra l’aumento di probabilità di eccedere detto stato limite a causa degli effetti P- Δ (valori rappresentati in Figura 7) e la probabilità determinata trascurando gli effetti P- Δ (valori rappresentati nella prima colonna di Figura 6). I risultati così ottenuti sono stati rappresentati in Figura 8 per i quattro telai analizzati. Il confronto tra le curve relative ai quattro telai mostra che i telai con irregolarità di massa e di rigidezza sono i più sensibili agli effetti P- Δ . In particolare, si osserva che il massimo aumento percentuale della probabilità di eccedere lo stato limite “Collapse Prevention” dovuto agli effetti P- Δ è del 32,5% per il telaio regolare mentre è del 51,8 % e del 45% rispettivamente per i telai con irregolarità di massa e di rigidezza.

5 CONCLUSIONI

In questo lavoro è stata studiata l’influenza delle irregolarità in altezza dei telai in c.a. sulla riduzione di prestazione sismica che può essere determinata dagli effetti del II ordine. Tale influenza è stata valutata confrontando la riduzione di prestazione sismica di tre telai in c.a. con irregolarità in altezza (con irregolarità di massa, di resistenza e di rigidezza) dovuta agli effetti P- Δ con quella di un telaio regolare, qui assunto come riferimento. Tutti i telai analizzati sono stati progettati seguendo le indicazioni fornite dall’EC8 per gli edifici a struttura intelaiata in c.a. ad alta duttilità. A causa delle prescrizioni relative ai minimi di armatura e al “capacity design”, essi presentano una sovrarresistenza significativa, superiore al 50%.

I risultati ottenuti, espressi sinteticamente in termini di massimi spostamenti d’interpiano, mostrano che gli effetti P- Δ incrementano in modo significativo e nettamente superiore a quanto previsto dall’EC8 la risposta sismica di tutti e quattro i telai esaminati per valori di PGA elevati (superiori a 0.45 g). Tuttavia, va tenuto presente che in assenza di sovrarresistenza gli incrementi indotti dagli effetti del secondo ordine si riscontrerebbero per valori della PGA decisamente inferiori.

I massimi valori di spostamento d’interpiano ottenuti dalle analisi numeriche effettuate hanno consentito la costruzione delle curve di fragilità dei telai relative al superamento dei tre stati limite definiti dal FEMA 356 e denominati “Immediate Occupancy”, “Life Safety” e “Collapse Prevention”. Il confronto

tra le curve di fragilità dei telai esaminati con e senza effetti P- Δ ha evidenziato il ruolo rivestito da tali effetti sulla prestazione sismica dei telai considerati.

In particolare si è potuto osservare che gli effetti P- Δ determinano sempre un aumento della probabilità di superamento degli stati limite considerati. Tale aumento varia col valore di PGA e raggiunge il massimo per un valore di PGA che dipende dallo stato limite considerato; nei casi analizzati tale valore di PGA è prossimo a 0.20 g, 0.40 g e 0.80 g rispettivamente per gli stati limite “Immediate Occupancy”, “Life Safety” e “Collapse Prevention”. Tali valori, come detto in precedenza, andrebbero opportunamente ridotti per tener conto dell’elevata sovrarresistenza.

In definitiva, i risultati ottenuti mostrano che gli effetti del secondo ordine risultano poco significativi per valori della PGA prossimi a quello di progetto in virtù della sovrarresistenza che, d’altra parte, non deriva da apposite prescrizioni di codice per il contenimento degli effetti del secondo ordine.

BIBLIOGRAFIA

- Barron Corvera, R. 2000. Spectral evaluation of seismic fragility of structures. PhD Dissertation, Department of Civil, Structural & Environmental Engineering, State University of New York at Buffalo, Buffalo, N.Y.
- CEN 2002. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. Brussels, April 2002.
- CEN 2002. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Draft N. 6, Brussels, November 2002.
- De Stefano, M., Nudo, R., Viti, S. 2001. The influence of P- Δ effects on seismic response of RC framed structures. *3rd International Symposium on Earthquake Resistant Engineering Structures*, Malaga.
- De Stefano, M., Nudo, R., Viti, S. 2002. Seismic performance of RC multistory frames including P- Δ effects. *7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Boston, (CD Rom).
- Federal Emergency Management Agency 2000, Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings FEMA 356-357.
- Federal Emergency Management Agency, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, FEMA 368 and 369, March 2001.
- Sivalsen, M.V., Reinhorn, A.M. 2000. Hysteretic models for deteriorating inelastic structures. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 126(6), 633-640.
- Somerville, P. et al. 1997. Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/Sac steel project. SAC Background Document. Report No. SAC/BD-99-03, SAC Joint Venture, 555 University Ave., Sacramento.
- Valles, R.E., Reinhorn, A.M., Kunnath, S.K., Li, C., Madan, A. 1996. IDARC2D: A computer program for the inelastic analysis of buildings. Report No. NCEER-96-0010, State University of New York at Buffalo, Buffalo.