

CONFRONTO DELLA PRESTAZIONE SISMICA DI STRUTTURE ESISTENTI E DI NUOVA PROGETTAZIONE

**IUNIO IERVOLINO, Università degli Studi di
Napoli Federico II**

**GERARDO MARIO VERDERAME, Università
degli Studi di Napoli Federico II**

**FLAVIA DE LUCA, Università degli Studi di
Napoli Federico II**

**LUDOVICA ELEFANTE, Università degli studi
di Napoli Federico II**

SUMMARY

Existing building stock in Italy, as well as in many other Mediterranean countries, mostly consists of structures designed for gravity loads only, where the hazard at site would require proper seismic design.

The main purpose of this study is to compare seismic behaviour of two different structures, one designed for gravity loads only, and one reflecting modern earthquake resistant design criteria. In particular, the performances of a bidimensional RC frame designed in accordance with Regio Decreto 2229 (1939) have been compared with the same frame but designed according to Decreto Ministeriale 14/01/2008, the recently released Italian seismic code.

The two RC frames are characterized by the same global geometry (storey heights, bay lengths), but feature different material properties and element cross-section proportions. These differences strictly affect non-linear cyclic behaviour of the structural elements.

Seismic assessment of the two frames has been carried out by non-linear dynamic analyses on a lumped plasticity model.

Seismic input and hazard evaluation are those made publicly available by Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia and acknowledged by the seismic code.

1. INTRODUZIONE

L'idea di svolgere un confronto tra due realtà quali l'ambito del costruito esistente e tutto quello che, in senso lato, si intende per "nuova progettazione" è evidentemente questione particolarmente ampia. La volontà essenziale del

lavoro è cogliere, attraverso una applicazione, le differenze essenziali tra le prestazioni sismiche di un edificio esistente e uno di nuova progettazione (entrambi rappresentati da telai estrapolati).

Partendo dalle stesse condizioni, stesso sito di fondazione e identica geometria globale (altezze di interpiano e luci delle campate uguali), si sono utilizzate due normative differenti per progettare i telai.

Il primo telaio è progettato per soli carichi gravitazionali in base alle prescrizioni del Regio Decreto 2229 (1939) [01], mentre il secondo è progettato anche per azioni sismiche in base alle prescrizioni delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (2008) [02].

La modellazione delle strutture è stata eseguita secondo l'approccio della *plasticità concentrata* seguendo due differenti ipotesi di curve inviluppo momento-rotazione. Esse rappresentano l'estremo superiore e inferiore delle rigidezze che si possono assumere per gli elementi, in modo da ottenere un intervallo di variabilità della risposta strutturale di ciascuno dei due telai.

La metodologia di analisi scelta per articolare il confronto proposto è l'analisi dinamica non lineare. Si svolge inoltre anche un'analisi di tipo statica non lineare che funge da riferimento oltre che assolvere allo scopo di completare il ventaglio di possibilità proposto dalla normativa nell'ambito di procedure di verifica non lineari. L'analisi dinamica non lineare pone una serie di questioni associate alla scelta dell'input sismico e al legame di questo con la pericolosità al sito che verranno affrontate in relazione alle prescrizioni normative previste dalle NTC 2008.

Le diverse dimensioni delle sezioni, maggiori nel telaio progettato per carichi sismici, conducono a due strutture di rigidezza elastica sensibilmente diversa, quantificabile attraverso la differenza dei due periodi principali di vibrazione. Ciò comporta richieste in termini di spostamento minori per il telaio in classe di duttilità alta a parità di spettro di riferimento. I due telai hanno capacità di spostamento molto differenti ma in entrambi i casi compatibili con la richiesta prevista delle NTC 2008 per il sito scelto.

Lo studio descritto nel seguito approfondisce i temi legati alle scelte di modellazione e alle modalità di analisi per la progettazione e la verifica delle strutture in ambito normativo.

2. I TELAI: PROGETTAZIONE E PROPRIETA' DINAMICHE

I telai di cui si simula la progettazione hanno la stessa geometria, sono simmetrici e caratterizzati da quattro campate di 4,5m ciascuna e da altezze

di interpiano pari a 3,0m, eccezion fatta per il primo interpiano che misura 4,5m.

Il primo telaio è progettato in base alle procedure prescritte dal Regio Decreto 2229 (1939) e alla pratica progettuale dell'epoca, documentata dai manuali coevi di uso comune (Santarella 1956, 1968; Pagano 1963, 1968) [03]. I carichi verticali provenienti dal solaio vengono ripartiti per aree di influenza e la stessa procedura serve a stabilire lo sforzo normale sollecitante i pilastri. Tale approccio progettuale fa sì che si possa progettare esclusivamente il singolo telaio senza dover considerare un modello tridimensionale. Le proprietà dei materiali che si utilizzano in fase di progettazione per il calcestruzzo sono pari a 6MPa come tensione ammissibile per la sollecitazione di sforzo normale centrato e 7.5MPa per la sollecitazione di flessione semplice, per l'acciaio invece si considera una tensione pari a 180MPa.

I pilastri sono calcolati per sforzo normale centrato, valutando l'area minima di calcestruzzo necessaria, l'area di acciaio è invece calcolata in base ai minimi di armatura longitudinale prescritti dal decreto (0,8% dell'area strettamente necessaria di calcestruzzo) e alla limitazione di porre almeno quattro ferri reggi staffa; anche per le armature trasversali ci si rifà ai minimi imposti.

Le sezioni delle travi sono progettate a flessione dimensionando l'altezza e l'armatura di queste ultime con una procedura di calcolo alle tensioni ammissibili.

Le armature trasversali degli elementi del telaio progettato per carichi gravitazionali non sono computate ai fini della caratterizzazione del comportamento degli elementi, giacché l'assenza di un dettaglio di chiusura adeguato di queste ultime le rende inefficaci rispetto alla funzione di confinamento.

Il secondo telaio è progettato, oltre che per carichi gravitazionali, anche per sollecitazioni sismiche in base alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (2008) in *classe di duttilità alta*. La norma, infatti, prevede, rispetto agli stati limite ultimi, la scelta, a discrezione del progettista, tra due classi di dissipazione o di duttilità, alta (CD"A") e bassa (CD"B"), che si differenziano per impegno plastico di elemento cui ci si riconduce in fase di progettazione. Per ambedue le classi, in ogni caso, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

La presenza dei carichi sismici prevede che venga progettata tutta la struttura in base ad un modello tridimensionale e che i pilastri siano verificati per una sollecitazione di pressoflessione deviata. Tale procedura di progettazione è svolta attraverso un software di calcolo commerciale [04] in modo da simulare la pratica professionale comune.

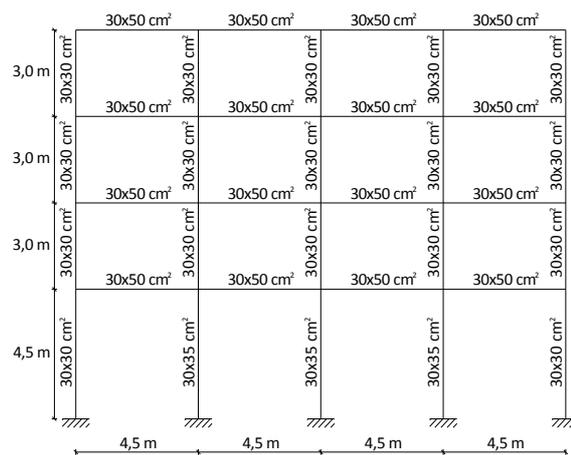


Figura 1. Telaio progettato per carichi gravitazionali

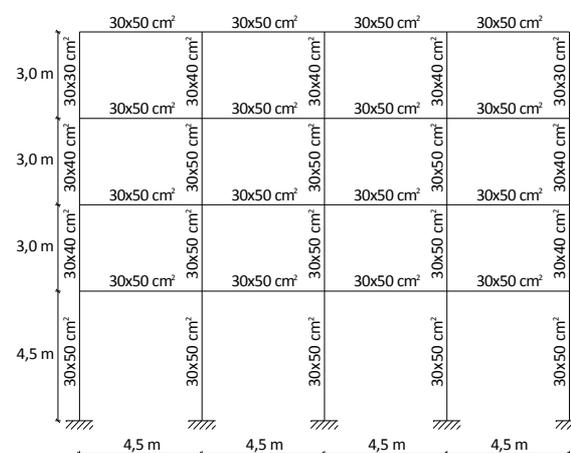


Figura 2. Telaio progettato in classe di duttilità alta

Le dimensioni degli elementi trave sono uguali per entrambe le progettazioni, mentre le percentuali di armatura sono sensibilmente diverse.

La definizione delle dimensioni degli elementi di ciascuno dei due telai conduce, attraverso un modello lineare [05], alla determinazione delle proprietà modali. Di particolare interesse ai fini dello svolgimento delle analisi non lineari che si intendono eseguire sulle due strutture sono il primo periodo di vibrazione e la percentuale di massa partecipante al primo modo (*tabella 3*). In base a tali valori è possibile verificare come entrambe le strutture siano dominate dal primo modo di vibrare. Inoltre, la struttura progettata sismicamente evidenzia, stante le maggiori dimensioni della sezione trasversale dei propri elementi costituenti, un periodo di vibrazione minore della corrispondente struttura progettata per soli carichi gravitazionali, nella misura di circa il 30%.

Modello	T ₁ [sec]	Massa primo modo [%]
Gravitazionale	0,95	95
Duttilità Alta	0,63	92

Tabella 1. Proprietà dinamiche modali

3. MODELLAZIONE NON LINEARE

La progettazione di entrambi i telai fornisce tutte le informazioni necessarie per la costruzione dei corrispondenti modelli non lineari. Al tal proposito si opta per una modellazione a plasticità concentrata degli elementi strutturali, tenendo conto dei diversi contributi deformativi connessi alla non linearità flessionale. E' verificata a priori l'assenza di crisi taglianti degli elementi.

La modellazione è implementata in un software di calcolo agli elementi finiti anch'esso di largo utilizzo in ambito professionale [05].

Per la modellazione di tutti gli elementi si è scelto un modello dissipativo di tipo Takeda [06], che pur non essendo particolarmente dettagliato (ad es. non considera l'effetto *pinching*) è spesso utilizzato per descrivere il comportamento sismico di elementi in calcestruzzo armato.

Il calcolo dei momenti delle sezioni è stato svolto ipotizzando che il legame costitutivo del calcestruzzo seguisse un modello tipo Mander [07], non confinato nel caso del telaio progettato per soli carichi gravitazionali e confinato per il telaio di nuova progettazione. L'effetto del confinamento è stato valutato assumendo la formulazione suggerita nell'EC8 [08]. Per il telaio progettato per soli carichi gravitazionali si è assunto come valore della resistenza cilindrica media del calcestruzzo 19MPa, per l'acciaio un valore di resistenza media allo snervamento pari a 360MPa. Per il telaio di nuova progettazione si sono assunti 29MPa e 450MPa per calcestruzzo ed acciaio rispettivamente.

Come già accennato, si sono considerate due diverse ipotesi di legame monotono per ciascun elemento strutturale. Le travi sono state caratterizzate, in prima istanza, (*ip.1*), con un modello momento-rotazione elasto-plastico che tenesse conto dell'abbattimento di rigidezza associato alla fessurazione: in sostanza l'elemento è dotato della rigidezza elastica non fessurata (EI_1) fino al valore del momento di *cracking* (M_{cr}), a partire dal quale si assume una rigidezza secante (k_{sec}) definita dal punto di snervamento (M_y, θ_y), avendo calcolato la rotazione θ_y con la formulazione proposta dall'EC8 (1) [08]:

$$\theta_y = \frac{\phi_y \cdot L_V}{3} + 0,0013 \cdot \left(1 + 1,5 \cdot \frac{H}{L_V}\right) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (1)$$

Il legame prosegue poi con rigidezza nulla sino al valore di rotazione ultima θ_u . La seconda ipotesi, (*ip.2*), ricalca la prima a meno del fatto che si assume che la rigidezza EI_1 si mantenga sino allo snervamento. In *figura 3* sono mostrate le due ipotesi di legame monotono assunto per le travi.

La valutazione della rotazione ultima è effettuata in base alle prescrizioni dell'EC8 (2) [08] per entrambe le ipotesi di legame.

$$\theta_u = 0,016 \cdot (0,3)^v \cdot \left(\frac{\max(0,01; \omega)}{\max(0,01; \omega)} \cdot f_c\right)^{0,225} \cdot \left(\frac{L_V}{H}\right)^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c}\right)} \cdot (1,25^{100 \cdot \rho_d}) \quad (2)$$

I pilastri sono caratterizzati da un legame momento-rotazione simmetrico con *softening*. Così come fatto per le travi anche per i pilastri si sono assunte due diverse rigidezze fino allo snervamento; nella prima ipotesi dopo un tratto a rigidezza non fessurata fino al valore M_{cr} la rotazione di snervamento θ_{y1} è stata calcolata assumendo il valore della formulazione proposta dall'EC8 definendo così la rigidezza secante tra i valori M_{cr} e M_y , mentre nel secondo caso si è assunto che EI_1 si mantenga tale fino allo snervamento. Ciò corrisponde ad assumere una rotazione θ_{y2} calcolata come rapporto tra il momento di snervamento e la rigidezza non fessurata. Il legame prosegue con un punto di massimo (M_{max}, θ_{max}), in cui la rotazione è stata valutata per entrambe le ipotesi di legame pari al doppio del valore θ_{y1} alla luce di risultati su prove sperimentali [09], e con un successivo punto in cui si è assunto un valore del momento ultimo M_u pari a 0,85 volte il valore del momento massimo. Per la rotazione ultima θ_u ci si è nuovamente avvalsi della formulazione proposta dell'EC8. In *figura 4* è mostrato il legame tipo utilizzato per la caratterizzazione dei pilastri nelle due ipotesi di rigidezza fino allo snervamento sopra descritte.

La modellazione dei telai proposta non tiene conto dell'interazione tra le sollecitazioni di sforzo normale e momento flettente. In particolare, lo sforzo normale è stato assunto uguale per entrambi i telai e calcolato in base ad una distribuzione per aree d'influenza del carico gravitazionale proveniente dalle travi. Ciò conduce a due categorie di pilastri per ciascun livello (pilastri laterali PLi e pilastri centrali PCi).

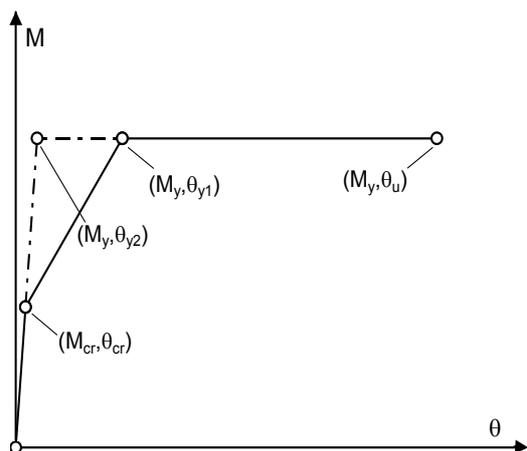


Figura 3. Modellazione del legame $M - \theta$ assunto per le travi, nell'ipotesi di modellazione 1, ip.1 e di modellazione 2, ip.2..

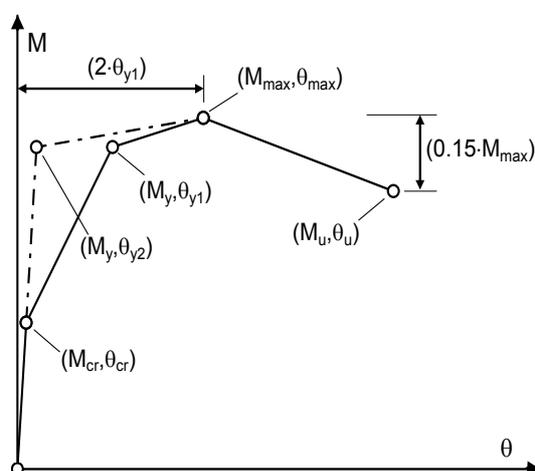


Figura 4. Modellazione del legame $M - \theta$ assunto per i pilastri, nell'ipotesi di modellazione 1, ip.1 e di modellazione 2, ip.2..

La luce di taglio L_V assunta nelle formulazioni delle rotazioni proposte dall'EC8 è pari alla metà della luce degli elementi strutturali. Le diverse proprietà meccaniche dei materiali, le dimensioni delle sezioni, l'entità delle armature longitudinali nonché la presenza o meno dell'effetto del confinamento conducono a valori del momento di snervamento fino a più di sei volte maggiori tra il modello gravitazionale e quello progettato in duttilità alta (figura 5); lo stesso trend si rinviene in tutti gli altri valori di resistenza.

Le rotazioni di snervamento θ_{y1} variano, invece, in maniera non rilevante tra un modello e l'altro (figura 6). L'andamento relativo alle rotazioni di snervamento θ_{y1} dipende dal primo addendo della formulazione dell'EC8. Esso, infatti, pesa sul totale in media per il 60% (in entrambi i casi) e le sezioni del telaio gravitazionale

mostrano curvature di snervamento, ϕ_y , in molti casi maggiori di quelle del telaio progettato in alta duttilità. E', inoltre, importante osservare come le rotazioni ultime θ_u mostrino valori maggiori in media del 50% per il telaio di nuova progettazione; in tale caso a determinare la differenza è il termine che nella (2) tiene conto dell'eventuale effetto di confinamento associato alle armature trasversali e che assume valore unitario nel caso del telaio gravitazionale.

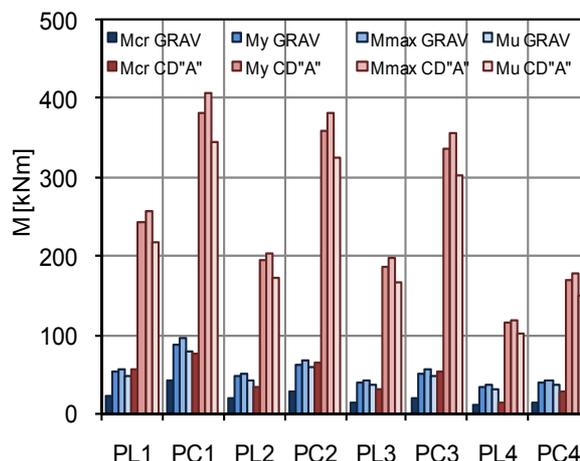


Figura 5. M_{cr} , M_y , M_{max} , M_u relativi a ciascuna tipologia di pilastro: pilastri laterali (PLi) e pilastri centrali (PCi) per piano dei due telai.

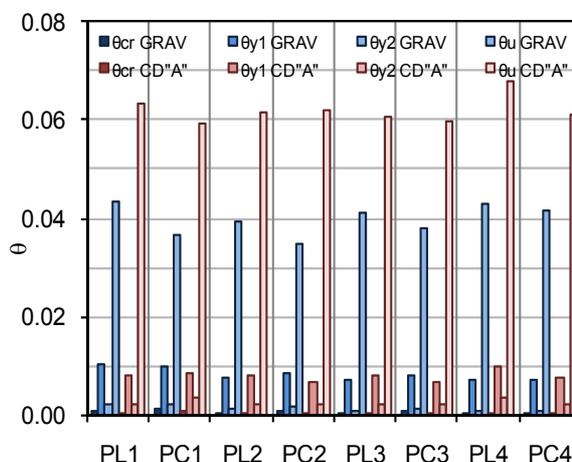


Figura 6. θ_{cr} , θ_{y1} , θ_{y2} , θ_u relativi a ciascuna tipologia di pilastro: pilastri laterali (PLi) e pilastri centrali (PCi) per piano dei due telai.

4. ANALISI STATICA NON LINEARE

Il modello non lineare, con entrambe le ipotesi di legame momento-rotazione, viene utilizzato per lo svolgimento di un'analisi statica non lineare su entrambi i telai, assumendo una distribuzione di

forze affine al primo modo di vibrare di ciascuno dei telai.

Tale procedura dà la possibilità di valutare la capacità dei due telai allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), nonché la richiesta per lo stesso stato limite relativa al sito scelto e alla categoria di suolo B.

Il sito scelto (lat. 40.78; long. 14.41) è caratterizzato da un valore della *peak ground acceleration*, PGA, con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, pari a 0.156g; l'effetto di amplificazione associato alla categoria di suolo B, di media rigidezza, conduce ad un valore di ancoraggio dello spettro di risposta, a_g , pari a 0.187g. La richiesta è valutata in base ai periodi effettivi ottenuti con la procedura di bilinearizzazione delle curve di push-over prevista dalle NTC (2008).

In *Figura 7* sono riportate le push-over relative ai due telai con l'indicazione della capacità relativa all'SLV. Secondo le analisi, il telaio di nuova progettazione è caratterizzato da un meccanismo di collasso globale che coinvolge i primi tre piani di quest'ultimo mentre quello progettato per carichi gravitazionali presenta un meccanismo di piano al primo livello.

Le curve di capacità riflettono in chiave globale le osservazioni svolte sulla caratterizzazione non lineare di elemento. La capacità di spostamento del telaio in duttilità alta, per entrambe le ipotesi di modellazione, è pari al doppio di quella del gravitazionale in corrispondenza di valori del taglio alla base in media di tre volte maggiori.

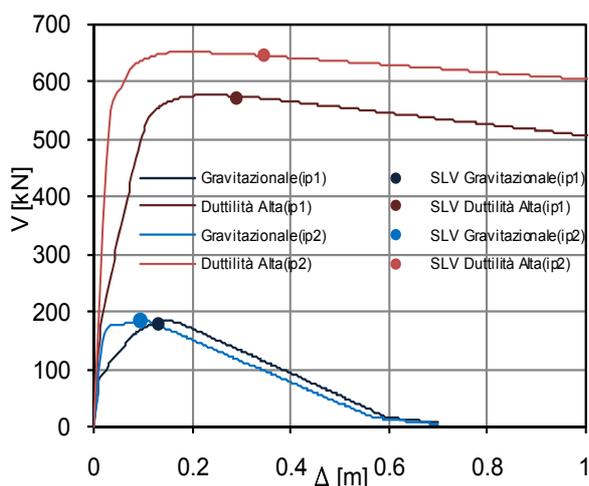


Figura 7. Curve taglio alla base, V – spostamento Δ relative ai due telai e capacità allo SLV.

In *tabella 5* sono riportati il periodo effettivo, lo spostamento richiesto, quello capace nonché il valore di ρ pari al rapporto domanda su capacità. Il valore del rapporto ρ mostra che i due telai sono entrambi verificati, ma con margini di sicurezza

sensibilmente diversi per entrambe le ipotesi di modellazione.

Dalle curve di push-over e dalla *tabella 5* è possibile notare come l'ipotesi 2 conduca a valori di spostamento richiesto ($\Delta_{\text{richiesto}}$) inferiori rispetto all'ipotesi 1 da ricondursi ai diversi periodi effettivi. Infatti all'ipotesi 2 è associato, sia per il telaio progettato per soli carichi gravitazionali che per il telaio progettato per azioni sismiche in CD²A², un periodo effettivo pari a quello elastico poiché la procedura di bilinearizzazione proposta dalle NTC impone la determinazione della rigidezza equivalente, k^* , ad un valore pari al 60% del taglio massimo alla base della curva di capacità che, insieme con l'andamento dell'inviluppo $M-\theta$ di elemento assunto in fase di modellazione, conduce a tale risultato.

E' da considerare inoltre la maggiore capacità in termini di spostamento (Δ_{capace}) che il telaio gravitazionale mostra per l'ipotesi di modellazione 1 nella misura di quasi il 50%. Tale risultato è da ricondursi al meccanismo locale di piano terra che interessa il telaio gravitazionale che consente di esprimere lo spostamento capace come somma di due aliquote: lo spostamento di piano terra valutato in corrispondenza dell'attingimento della rotazione ultima di elemento da parte del primo pilastro e lo spostamento relativo associato alle rotazioni dei piani superiori. Quest'ultima aliquota risulta maggiore nel modello caratterizzato dall'ipotesi di modellazione 1 dalla presenza della fase di fessurazione.

Telaio	T_{eff} (s)	$\Delta_{\text{richiesto}}$ (m)	Δ_{capace} (m)	ρ (/)
Gravitazionale ip1	1.52	0.10	0.13	0.74
Duttilità Alta ip1	1.06	0.07	0.29	0.26
Gravitazionale ip2	0.95	0.06	0.09	0.65
Duttilità Alta ip2	0.63	0.04	0.35	0.13

Tabella 5. Risultati analisi statica non lineare.

5. ANALISI DINAMICA NON LINEARE

Per lo svolgimento dell'analisi dinamica si sono modellati i due telai facendo due diverse assunzioni sulle rotazioni di corda allo snervamento (θ_{yi}).

Le analisi sono svolte attraverso l'integrazione diretta delle equazioni del moto con un metodo "step by step"; tra quelli disponibili nel software utilizzato il metodo scelto è quello di Hilber, Hughes e Taylor [05].

5.1 SCELTA DELL'INPUT SISMICO

La selezione delle combinazioni di accelerogrammi per svolgere le analisi viene fatta in base ai criteri delle NTC [02] e alle istruzioni per l'applicazione di queste [10].

I set, ciascuno composto di sette registrazioni accelerometriche naturali, numero minimo per poter valutare la risposta strutturale in termini di media, sono stati selezionati in base alla disaggregazione della PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni in corrispondenza delle coordinate geografiche del sito di interesse [http://esse1.mi.ingv.it], si veda la figura 8.

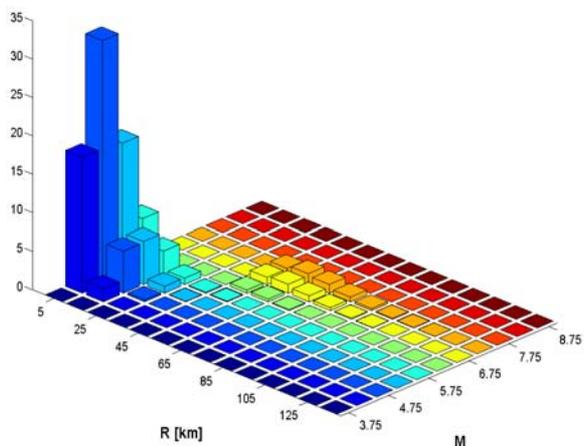


Figura 8. Disaggregazione della pericolosità sismica per il valore della PGA al sito (Torre del Greco; lat. 40.78, long. 14.41) con $T_R=475$ anni (INGV).

Dall'analisi della disaggregazione della pericolosità si nota come siano essenzialmente due le coppie modali di magnitudo, M, e distanza, R, che la influenzano. In ragione di tale osservazione si considerano due combinazioni le cui rispettive registrazioni siano caratterizzate dai valori di M e R che individuano i terremoti di progetto per un periodo di ritorno T_R pari a 475 anni.

I due set di accelerogrammi corrispondono ad eventi la cui magnitudo e la cui distanza appartengono a intervalli distinti: per il set 1 si è fatto riferimento a registrazioni relative ad eventi la cui M fosse compresa tra 6.0 e 7.0 e la cui distanza epicentrale fosse invece appartenente all'intervallo 40÷70km, mentre per il set 2 gli intervalli di riferimento sono stati per la magnitudo 4.5÷5.9 e per la distanza 0÷20km. L'ampiezza degli intervalli di M e R scelti è determinata per far sì che siano baricentrati sui valori modali, ma che allo stesso tempo non vengano esclusi eventi vicini a tali valori e a cui è associato un contributo all'hazard inferiore ma comunque rilevante.

Dal grafico della disaggregazione della PGA (figura 8) si vede che agli intervalli scelti corrispondono contributi alla pericolosità molto diversi e che il contributo all'hazard della coppia M e R del set 2 sembra essere preponderante. In effetti, una procedura rigorosa avrebbe richiesto una disaggregazione effettuata in corrispondenza dell'ordinata spettrale associata al primo periodo di ciascuno dei telai, ma il fatto che con l'aumento del periodo risulti sempre più rilevante l'effetto di terremoti di magnitudo e distanza maggiori, conduce a ipotizzare che, attorno ai periodi di ciascuno dei due telai, possano considerarsi dello stesso ordine di grandezza i contributi alla pericolosità dei due valori modali riscontrati nella disaggregazione relativa alla sola PGA.

La procedura di selezione, nonché di limitazione del valore del fattore di scala medio (SF), è stata svolta attraverso il software REXEL 2.1 beta [11] dedicato alla selezione degli accelerogrammi naturali e disponibile presso il sito della rete dei laboratori universitari di ingegneria sismica – ReLUIS [http://www.reluis.it]. Le registrazioni accelerometriche appartenenti a ciascun set sono state scalate affinché la media degli spettri, smorzati al 5%, fosse al più, per un intervallo di periodi compreso tra $0.15T_1$ e $2T_1$, inferiore del 10% e superiore del 30% rispetto allo spettro elastico associato al sito scelto per $T_R=475$ anni.

Nelle figure 9 e 10 sono rappresentati gli spettri associati a ciascuno dei sette accelerogrammi appartenenti ai due set selezionati che sono stati utilizzati per le analisi dinamiche non lineari sui due modelli costruiti per ciascuno dei due telai così come descritto nel paragrafo 3, sono inoltre indicati i valori dei fattori di scala associati a ciascuna registrazione.

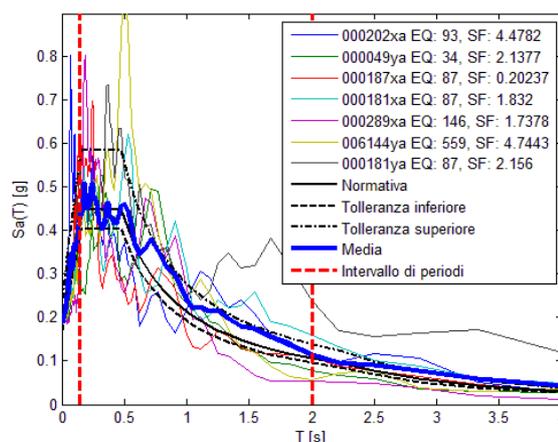


Figura 9. Spettri associati agli accelerogrammi appartenenti al set 1 ($SF_{medio} = 2.47$).

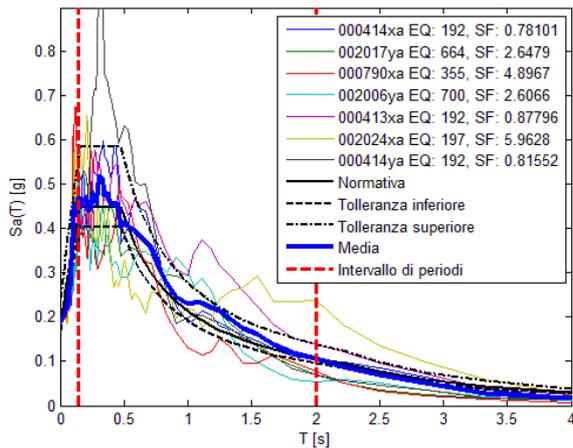


Figura 10. Spettri associati agli accelerogrammi appartenenti al set 2 ($SF_{medio}=2.65$).

Il fattore di scala medio per ciascuno dei due set si è stato limitato entro 2.7, ottenendo così un valore di SF, per ciascun accelerogramma, non maggiore di 6.

	Codice registrazione	Codice evento	Nome evento	Mw	R (km)
Set 1	000202	93	Montenegro	6.9	56
	000049	34	Friuli	6.5	42
	000187	87	Tabas	7.3	57
	000181	87	Tabas	7.3	68
	000289	146	Campano Lucano	6.9	48
	006144	559	Aigion	6.5	42
Set 2	000414	192	Kalamata	5.9	11
	002017	664	Drama	5.2	19
	000790	355	Umbria Marche (aftershock)	5.2	18
	002006	700	Almiros (aftershock)	5.2	14
	000413	192	Kalamata	5.9	10
	002024	197	Kalamata (aftershock)	4.9	12

Tabella 6. Informazioni relative agli accelerogrammi selezionati appartenenti ai due set.

5.2 RISULTATI

La valutazione della risposta dei due telai viene svolta utilizzando come parametro di riferimento il massimo interstory drift ratio (IDR).

In prima istanza si correlano i valori di intensità e i relativi valori di risposta associati a ciascun accelerogramma. Nello specifico si rappresentano il valore dell'ordinata spettrale di ciascun accelerogramma in corrispondenza del periodo elastico dei due telai, $S_a(T_{el})$, con il massimo valore di IDR riscontrato sulla struttura. La tabella 7 e le figure da 11 a 14 mostrano tali

risultati separatamente per i due set e per le due ipotesi di modellazione insieme con la media e la deviazione standard nell'ipotesi di distribuzione lognormale del parametro di risposta data la misura d'intensità del moto al suolo.

Il fatto che i due telai non abbiano lo stesso periodo elastico conduce a valori di intensità diversi per lo stesso accelerogramma. Tale misura di intensità, d'altra parte, è più efficiente della PGA a rappresentare l'entità dell'input associato alla singola registrazione accelerometrica. La maggiore dispersione dei valori di IDR per i telai progettati per soli carichi gravitazionali è da addursi prevalentemente alla maggiore escursione in campo plastico di questi ultimi rispetto ai telai in duttilità alta.

I grafici che si riferiscono a set diversi palesano invece come il set 1 sia caratterizzato da valori di intensità (IM) molto più dispersi del set 2 per l'ordinata spettrale associata al periodo del telaio progettato in duttilità alta (0.63 secondi). La magnitudo, infatti, influenza la forma spettrale e al crescere di quest'ultima tende ad aumentare la dispersione delle ordinate.

Alle due diverse ipotesi di modellazione corrispondono nel caso del telaio progettato per soli carichi gravitazionali valori di IDR sensibilmente diversi e per il telaio di nuova progettazione valori simili.

Il risultato relativo al telaio gravitazionale, caratterizzato da IDR sensibilmente maggiori nell'ipotesi di modellazione 2, appare in controtendenza con quanto ci si aspetterebbe dall'analisi delle rigidzze pre-yielding associate alla due diverse modellazioni. In realtà l'effetto della fessurazione induce una variazione di richiesta non rilevante tra le due ipotesi; al contrario la rigidzza tra il punto di snervamento e il punto di massimo dell'involuppo $M-\theta$ è minore nell'ipotesi 2, di conseguenza il telaio caratterizzato dalla seconda ipotesi di modellazione, a seguito dello snervamento, che viene attinto per valori di IDR minori rispetto all'altro, ha una rigidzza secante inferiore rispetto al corrispondente comportamento del telaio modellato con l'ipotesi 1.

	set 1		set 2	
	μ	σ	μ	σ
Gravitazionale (ip1)	0.94	0.57	0.87	0.39
Duttilità Alta (ip1)	0.46	0.27	0.46	0.28
Gravitazionale (ip2)	1.33	0.61	1.16	0.45
Duttilità alta (ip2)	0.43	0.37	0.46	0.36

Tabella 7. Media (μ) degli IDR e deviazione standard (σ) associate a ciascun set per le diverse ipotesi di modellazione.

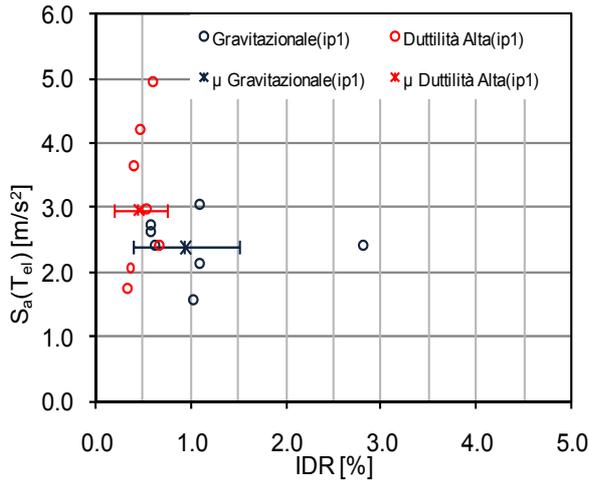


Figura 11. $S_a(T_{ei})$ e massimo IDR, media e deviazione standard per il set1 e l'ipotesi di modellazione 1 per i due telai.

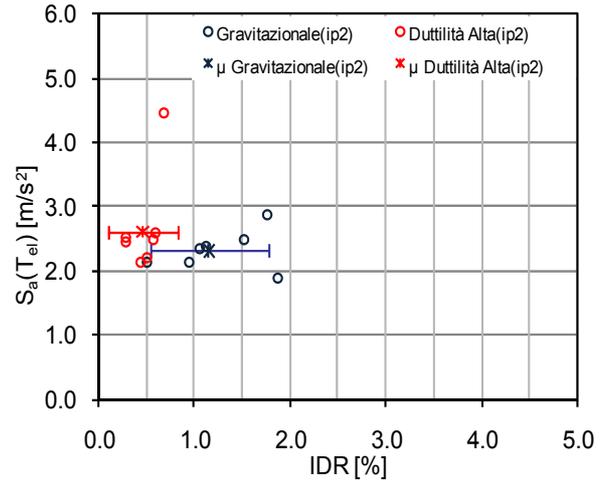


Figura 14. $S_a(T_{ei})$ e massimo IDR, media e deviazione standard per il set2 e l'ipotesi di modellazione 2 per i due telai.

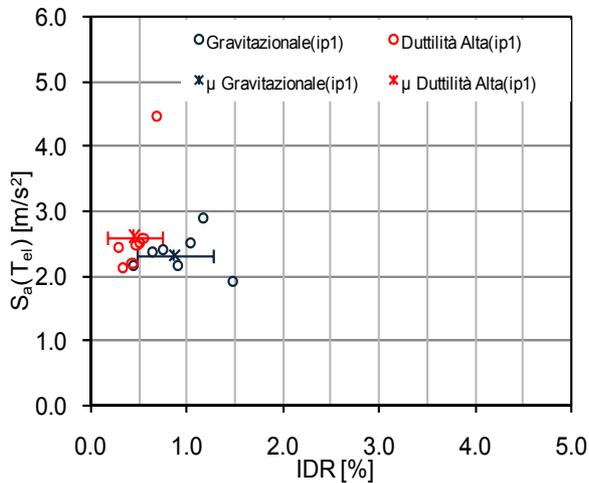


Figura 12. $S_a(T_{ei})$ e massimo IDR, media e deviazione standard per il set2 e l'ipotesi di modellazione 1 per i due telai.

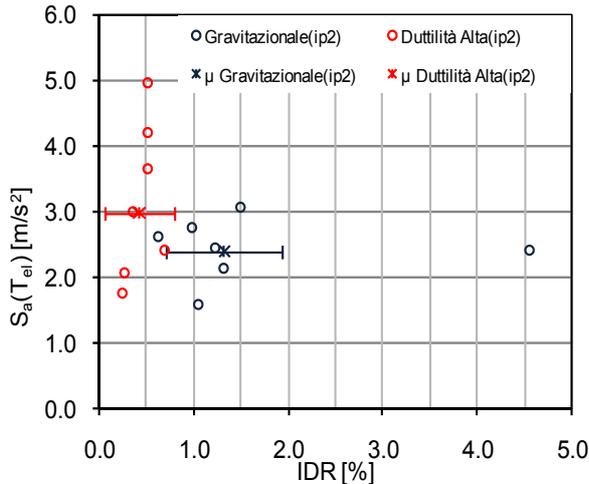


Figura 13. $S_a(T_{ei})$ e massimo IDR, media e deviazione standard per il set1 e l'ipotesi di modellazione 2 per i due telai.

L'osservazione sulla ridotta influenza della fessurazione sui valori di IDR è valida anche per il telaio in duttilità alta ed è, insieme con lo scarso impegno plastico della struttura, la causa dei valori di IDR simili ottenuti dalle due ipotesi di modellazione.

I grafici proposti nelle figure da 15 a 18 mostrano i valori del massimo IDR relativo ai quattro piani dei due telai nelle due ipotesi di modellazione, espresso in percentuale, e associati a ciascun accelerogramma insieme con le medie dei due set. Il risultato dell'analisi statica non lineare, di meccanismo locale al primo livello per il modello progettato per soli carichi gravitazionali e di meccanismo globale che coinvolge i primi tre livelli per il telaio progettato sismicamente in duttilità alta, si ritrova nell'andamento dei massimi IDR presentati nei grafici.

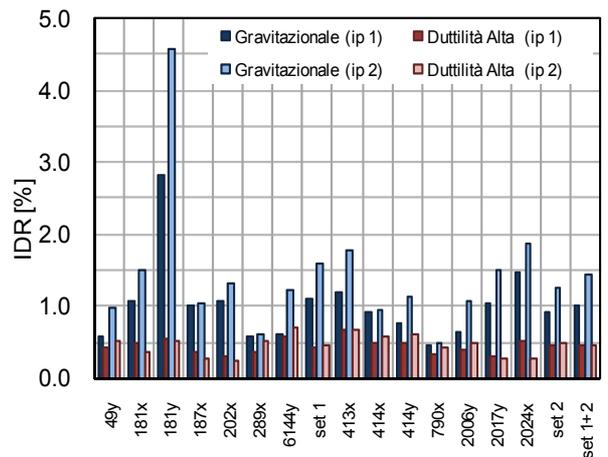


Figura 15. Massimo IDR relativo al primo livello per i quattro modelli non lineari.

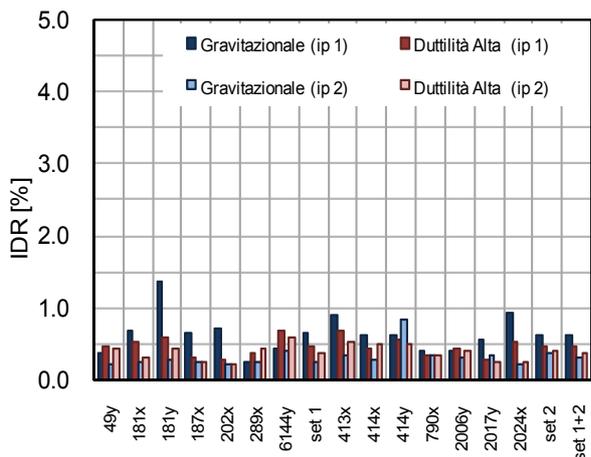


Figura 16. Massimo IDR relativo al secondo livello per i quattro modelli non lineari.

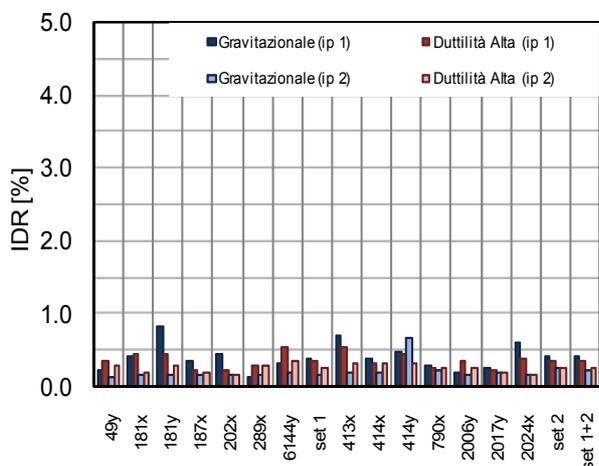


Figura 17. Massimo IDR relativo al terzo livello per i quattro modelli non lineari.

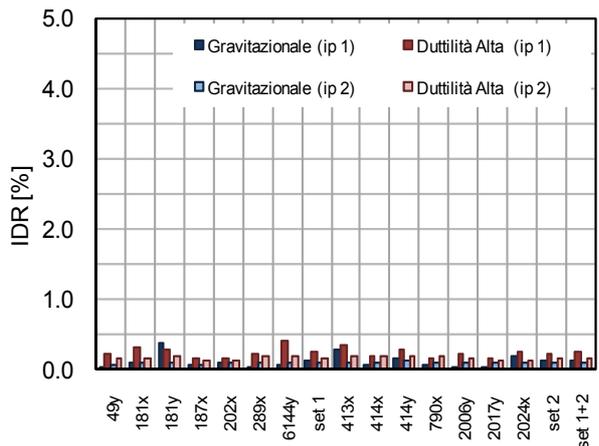


Figura 18. Massimo IDR relativo al quarto livello per i quattro modelli non lineari.

Gli stessi grafici permettono di confrontare la risposta sismica dei telai associata ai diversi accelerogrammi. Le medie degli IDR relative ai sette accelerogrammi appartenenti ai due set

hanno entità simili e sembrano non essere influenzate dalle caratteristiche di magnitudo e distanza utilizzate per la selezione, così come atteso, quanto molto di più dalla forma spettrale associata a ciascun record e limitata all'interno delle fasce di tolleranza considerate.

5.3 CAPACITA' E VERIFICHE

La verifica sismica che si intende svolgere è relativa allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), in relazione a tale scelta è necessario valutare la capacità della struttura. Il criterio che viene utilizzato dall'EC8 e dalle NTC è di tipo locale, in altre parole si fa coincidere l'attingimento di uno specifico stato limite da parte di un elemento strutturale con la crisi dell'intera struttura. La verifica è svolta in termini di deformabilità assumendo quale capacità di elemento relativa all'SLV il 75% della rotazione ultima di corda valutata secondo la formulazione proposta dall'EC8.

In figura 19 sono rappresentate le capacità associate a ciascuna tipologia di pilastro per entrambi i telai. Le due ipotesi di modellazione sono caratterizzate dalla stessa capacità di piano a differenza di quanto accade nell'analisi statica non lineare in cui la capacità di spostamento globale della struttura muta in relazione all'ipotesi adottata. I pilastri del telaio di nuova progettazione hanno una capacità maggiore in media del 50% rispetto a quella dei pilastri del telaio progettato per soli carichi gravitazionali. Si osserva inoltre come la progettazione in classe di duttilità alta garantisca, attraverso quelli che sono i dettagli strutturali (passo minimo delle staffe in zona critica, percentuale minima di armatura), una capacità rotazionale intorno al 3% pressoché uguale a ciascun piano.

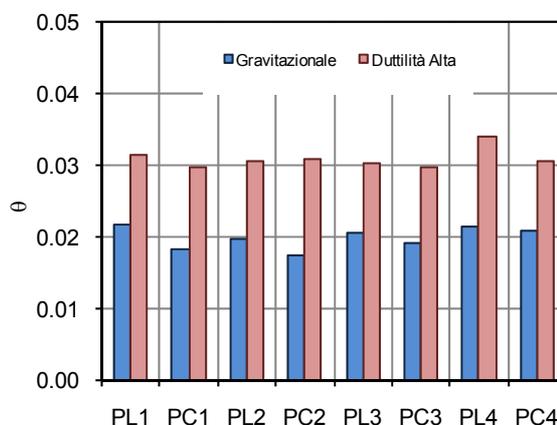


Figura 19. Capacità rotazionale (SLV) per ciascuna tipologia di pilastro dei due telai

La verifica sismica di entrambi i telai rispetto allo stato limite considerato è soddisfatta.

In *figura 20* sono mostrati i valori del rapporto domanda su capacità ρ relativi al primo livello dei telai per ciascuna delle ipotesi di modellazione fatte. Il valore di ρ , a causa dell'andamento della capacità degli elementi già evidenziato, enfatizza quello che era il divario già riscontrato in termini di IDR tra il telaio progettato per carichi gravitazionali esclusivamente e quello di nuova progettazione.

In *tabella 8* sono riportate le medie dei valori massimi di ρ relativi a ciascuno dei sette accelerogrammi appartenenti ai due set selezionati e la media dei valori massimi per le quattordici registrazioni.

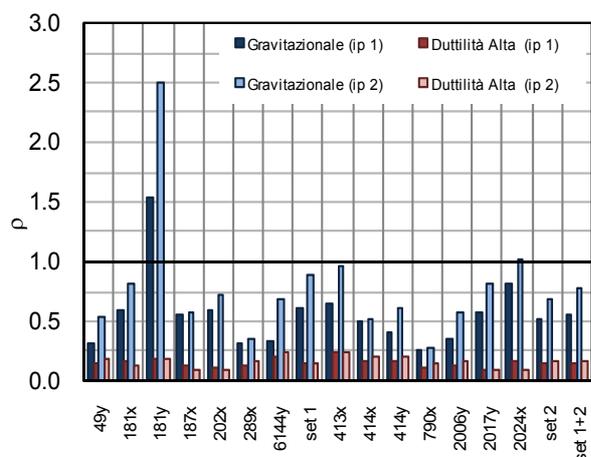


Figura 20. Rapporto domanda su capacità relativo al primo livello di ciascuno dei telai per le due diverse ipotesi di modellazione.

ρ	Gravitazionale		Duttilità Alta	
	Ip. 1	Ip. 2	Ip. 1	Ip. 2
Set 1	0.606	0.881	0.150	0.153
Set 2	0.510	0.685	0.156	0.164
Set 1+2	0.558	0.783	0.153	0.159

Tabella 8. Media dei valori massimi di ρ associati ai due set separatamente e media complessiva associata ai quattordici accelerogrammi.

D'altra parte è evidente come, rispetto al grado della pericolosità moderata del sito considerato, il telaio progettato per carichi gravitazionali, nel pieno rispetto della normativa di progettazione cui si è fatto riferimento (situazione non necessariamente sempre rispondente alla realtà delle strutture di quell'epoca), mostra un discreto margine di sicurezza in relazione ad un periodo di ritorno T_R pari a 475 anni. Il telaio progettato in classe di duttilità alta mostra dei

valori di impegno strutturale associati allo stesso periodo di ritorno esigui.

La considerazione appena svolta riguardo allo scarso impegno del telaio di nuova progettazione va inoltre collocata all'interno delle esigenze di pratica progettuale per cui un edificio privo di particolari funzioni o di singolarità strutturali viene progettato attraverso un metodo di analisi lineare che necessariamente deve risultare più cautelativo di un metodo non lineare più raffinato.

6. CONCLUSIONI

Il lavoro presentato mostra, attraverso una procedura di analisi dinamica non lineare applicata a due telai piani, la differenza tra le prestazioni di strutture concepite in base a criteri di progettazione antisismici e strutture pensate esclusivamente per resistere ai carichi di natura gravitazionale.

La possibilità di confrontare risultati provenienti da ipotesi di modellazione non lineari diverse a parità di condizioni dà conto della variabilità della risposta strutturale associata a queste ultime mostrando come, su una struttura progettata per soli carichi gravitazionali, due diverse assunzioni di rigidità possano influenzare la risposta tanto da mostrare differenze nei risultati nell'ordine del 30%.

La selezione infine di due set di accelerogrammi per lo svolgimento delle analisi dinamiche non lineari, tenendo conto di parametri caratteristici degli eventi sismici di input, mostra come in termini di media si ottengano risultati simili tra un set e l'altro, sebbene essi facciano riferimento a diverse coppie magnitudo e distanza. Ciò è principalmente dovuto al controllo della forma spettrale di fatto imposto dalle modalità di selezione. La variabilità della risposta, tuttavia, risente della variabilità specifica dei campioni di accelerogrammi utilizzati, ponendo, ancora una volta, l'accento sulla questione di quale sia il numero corretto di registrazioni da utilizzare.

Il confronto tra la procedure di analisi non lineare, statica e dinamica, conduce a risultati che hanno lo stesso trend per entrambe le ipotesi di progettazione ma che sono diversi in relazione all'ipotesi di modellazione adottata; si nota infatti rispetto all'ipotesi 1 come l'analisi statica non lineare conduca a risultati più conservativi rispetto alla dinamica, mentre nell'ipotesi di modellazione 2 l'analisi dinamica non lineare conduce a valori di ρ maggiori.

La rigidità maggiore di una struttura antisismica progettata in duttilità alta conduce a richieste di spostamento minori rispetto a quelle di una struttura di concezione puramente gravitazionale. Allo stesso tempo i dettagli

strutturali che le NTC prevedono per la classe di duttilità alta comportano capacità rotazionali degli elementi notevolmente maggiori rispetto a quelle del telaio progettato secondo il RD 2229. Alla concomitanza di tali fattori conseguono valori di impegno strutturale, quantificati nel rapporto massimo domanda su capacità di elemento, in media di quattro volte maggiori.

I telai sono entrambi verificati ma mentre la struttura di nuova progettazione presenta uno scarsissimo impegno plastico che si traduce in termini di verifica, rispetto all'analisi dinamica non lineare, con uno sfruttamento della capacità rotazionale di elemento non maggiore del 15%, la struttura progettata esclusivamente per carichi gravitazionali, in accordo con le norme dell'epoca e con le regole di pratica progettuale coeve, situazione che non sempre rispecchia la realtà del patrimonio edilizio esistente, mostra un impegno di capacità intorno al 56%.

La necessità di garantire la gerarchia delle resistenze a fronte delle variabilità statistiche di diversi parametri di progetto, nonché i margini di sicurezza impliciti nella procedura progettuale di analisi dinamica lineare fanno sì che un telaio di nuova progettazione risulti poco sfruttato nelle sue potenzialità plastiche in relazione a procedure di verifica più rigorose quali analisi di tipo non lineari.

RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro è stato sviluppato nell'ambito delle attività di ricerca della "Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica – ReLUIS" finanziato dal Dipartimento di Protezione Civile – Progetto Esecutivo 2005-2008.

BIBLIOGRAFIA

- [01] **REGIO DECRETO 16/11/1939 n. 2229**, "Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice e armato", G.U. n. 92 del 18/04/1940.
- [02] **MIN.LL.PP, DM 14 gennaio, (2008a)**, "Norme Tecniche per le Costruzioni", Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 29.
- [03] **M. PAGANO**, "Teoria degli edifici – Edifici in cemento armato", Napoli, Edizione Liguori, 1968.
- [04] **ACCA SOFTWARE, EdiLus – CA**, "Progettazione e calcolo delle strutture in C.A.", Acca Software S.p.A.
- [05] **COMPUTERS AND STRUCTURES (2007), SAP 2000**, "Linear and nonlinear static and dynamic analysis and design of three dimensional structures", CSI, Berkeley, California.
- [06] **T. TAKEDA, M.A. SOZEN, N.N. NIELSEN**, "Reinforced concrete response to simulated earthquakes", Journal of Structural Engineering Division, ASCE, v.96, n.12, 1970, pp. 2557–2573.
- [07] **J.B. MANDER, M.J.N. PRIESTLEY, R. PARK**, "Theoretical stress-strain model for confined concrete", Journal of Structural Engineering, vol.114, n.8, August 1988, pp.1804-1826.
- [08] **COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (2005), Eurocode 8**, "Design of structures for earthquake resistance – part 3: Assessment and retrofitting of buildings", EN 1998-3, CEN, Brussels.
- [09] **G.M.VERDERAME, FABBRICINO, G.MANFREDI**, "Seismic response RC columns with smooth reinforcement-PART1- Monotonic tests", Engineering Structures (in press)-2008.
- [10] **MIN.LL.PP, (2008b)**, "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche delle costruzioni", Ministero delle infrastrutture
- [11] **I. IERVOLINO, C. GALASSO, E. COSENZA**, "Selezione assistita di input sismico e nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", Atti del Convegno Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a., Roma, 29-30 maggio 2008.

Contatti con gli autori:

Junio Iervolino: iunio.iervolino@unina.it

Gerardo Mario Verderame: verderam@unina.it

Flavia De Luca: flavia.deluca@unina.it

Ludovica Elefante: ludovica.elefante@unina.it