

PROFILI DI SOSTENIBILITÀ DELL'ADEGUAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI IN C.A.

Bruno Calderoni, Emilia Angela Cordasco, Pietro Lenza

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Napoli Federico II

SOMMARIO

Il comportamento dinamico di edifici in c.a. progettati per i soli carichi verticali è stato analizzato, al fine di valutarne la vulnerabilità sismica nonché l'efficacia di alcune tecniche di miglioramento, mediante analisi non lineari sia statiche che dinamiche su modelli di telai piani a plasticità concentrata, considerando diversi possibili comportamenti delle cerniere plastiche e utilizzando differenti gruppi di terremoti naturali. Le analisi svolte hanno evidenziato prestazioni sismiche della struttura superiori a quelle attese, tanto che gli edifici della tipologia considerata sembrano avere capacità non trascurabili per resistere ad azioni orizzontali, purché i difetti tipici della configurazione strutturale originaria, connessi all'impostazione non sismica del progetto, vengano opportunamente eliminati.

SUMMARY

Dynamic behaviour of GLD buildings has been studied by means of non linear static and dynamic analyses, in order to evaluate the corresponding seismic vulnerability and the effectiveness of specific reinforcing techniques. Different sets of earthquake motions has been used. The obtained results have shown structural performance better than expected: the analysed building typology seems to be able to face not negligible seismic motions, provided that the unavoidable defects of such kind of structures, due to the original not-seismic design, are adequately eliminated.

1. INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA NELL'ATTUALE QUADRO NORMATIVO

A seguito della recente riclassificazione sismica, che ha determinato l'estensione di tali zone praticamente all'intero territorio nazionale, ed all'incremento della sismicità in importanti aree urbane, il problema della riqualificazione sismica del patrimonio edilizio esistente ha assunto grande importanza ed urgenza. È molto sentita, quindi, l'esigenza sia di valutarne la vulnerabilità sia di progettare conseguentemente interventi strutturali di miglioramento e/o adeguamento sismico.

La nuova normativa sismica (in particolare l'OPCM 3274 e s.m.i.), coeva alla suddetta riclassificazione, disciplina peraltro, per le applicazioni professionali, anche l'uso di modelli di analisi più sofisticati, di tipo non lineare, che meglio si prestano allo studio degli edifici esistenti. Infatti, mentre per le nuove costruzioni, se progettate sulla base di precise prescrizioni, è possibile proporre un'analisi convenzionale di tipo lineare, predefinendo un coefficiente di struttura che ne interpreti sinteticamente il comportamento plastico, per gli edifici esistenti, concepiti in origine secondo criteri diversi dipendenti dall'epoca di costruzione, diviene indispensabile investigare l'effettivo comportamento strutturale anche in campo post-elastico.

Occorre inoltre rimarcare che è divenuto obbligatorio il metodo semiprobabilistico agli stati limite, sicuramente più

adatto alla filosofia della sicurezza sismica, mentre l'edilizia esistente è stata progettata quasi integralmente utilizzando il metodo delle tensioni ammissibili.

La presente nota si pone in continuità con precedenti lavori su questo tema [1, 2], presentando i nuovi risultati ottenuti.

2. LA TIPOLOGIA STRUTTURALE OGGETTO DELLO STUDIO

L'edificio residenziale in c.a., realizzato negli anni '70 ed '80, ben rappresentato dal caso studio illustrato più avanti, veniva progettato per soli carichi verticali (GLD) e trascurando spesso anche le azioni orizzontali da vento. Veniva utilizzato il metodo delle tensioni ammissibili (ASM) che, in generale, sottovaluta il contributo dell'acciaio compresso, determinando una conseguente sovrarresistenza a rottura dei pilastri rispetto alle travi e prefigurando, quindi, una sorta di naturale gerarchia delle resistenze.

Anche altri aspetti conferiscono a questo edificio una certa predisposizione a resistere alle azioni sismiche:

- la presenza di un impalcato rigido e resistente nel suo piano, in virtù della continuità della soletta superiore dei solai;
- l'esistenza anche di qualche telaio trasversale (generalmente perimetrale) con traversi paralleli all'orditura dei solai;

- un rigido sistema fondale (realizzato per timore di cedimenti differenziali) con conseguente buon incastro dei pilastri alla base.

Le maggiori criticità, invece, consistono nella possibilità dell'attivarsi di meccanismi di rottura fragili in alcuni elementi strutturali, sia per la presenza di pilastri tozzi, nel caso frequente di adozione della scala con travi a ginocchio, sia per una generalizzata scarsa attenzione per il taglio, con conseguenti staffe nelle zone dei nodi strutturali, insufficienti per numero e/o per ancoraggi o addirittura mancanti.

Le caratteristiche dei materiali strutturali, invece, da determinarsi comunque caso per caso, non sono generalmente lontane dagli standards attuali.

All'ultimo piano i pilastri venivano generalmente realizzati di sezione quadrata minima (30 x30 cm), di norma esuberante rispetto alla condizione di solo sforzo assiale, ed armati con quattro barre d'angolo ($\phi 12-14$ mm), generalmente non sufficientemente ancorate in sommità. Pertanto, se si effettua il calcolo dello schema a telaio per i soli carichi verticali, sulla base delle inerzie geometriche degli elementi strutturali, si ottengono valori elevati di eccentricità dello sforzo assiale nei pilastri con conseguente superamento della soglia elastica già per carichi gravitazionali. Nei modelli di calcolo in condizione sismica appare quindi più opportuno considerare le travi di copertura come "travi continue" semplicemente appoggiate sui ritti incernierati in testa.

Tale osservazione risulterà utile per l'interpretazione dei risultati numerici ottenuti nel caso studio.

3. GLI STRUMENTI DI ANALISI NON LINEARE

L'analisi statica non lineare risulta di agevole applicazione nei modelli a plasticità concentrata, generalmente utilizzati per le strutture intelaiate. Per contro si devono evidenziare alcune criticità: si fa generalmente riferimento ad azioni orizzontali predefinite, proporzionali alle masse e al primo modo di vibrare della struttura, mentre sarebbe più opportuno, con metodi evolutivi, considerare la variazione delle azioni orizzontali in funzione della storia deformativa sotto i carichi crescenti; la richiesta di spostamento viene inoltre effettuata sulla base di un solo periodo proprio di vibrazione, in genere quasi coincidente col primo; non è infine possibile tener conto direttamente del degrado ciclico delle zone plasticizzate, se non considerando un valore cautelativamente ridotto della rotazione plastica ultima.

L'analisi dinamica non lineare è teoricamente più promettente anche se di applicazione sicuramente laboriosa. Anche in questo caso però non mancano le criticità: la scelta del pacchetto di terremoti significativo; la definizione delle proprietà di smorzamento, in genere assunte proporzionali alle caratteristiche elastiche del sistema; le difficoltà di schematizzazione del comportamento delle cerniere plastiche per interpretarne anche il degrado ciclico (vedi modello di Takeda etc.). Inoltre l'analisi dinamica non lineare richiede comunque una interpretazione e una conseguente valutazione critica della gran mole di risultati numerici che produce: è indispensabile effettuarne una sintesi efficace, allo stesso tempo individuando e tenendo sotto controllo i problemi numerici che quasi sempre si manifestano.

4. UN CASO STUDIO SIGNIFICATIVO

L'edificio considerato presenta una buona regolarità sia in pianta (Fig. 1) che in altezza, pur presentando alcune

rientranze, ed è simmetrico in direzione trasversale. Essendo ubicato in una zona con una scarsa incidenza del vento, l'edificio è stato calcolato considerando in pratica i soli carichi verticali, adottando resistenze degli elementi strutturali adeguate alle esigenze del tempo, senza tenere conto, quindi, di alcun esplicito requisito di duttilità.

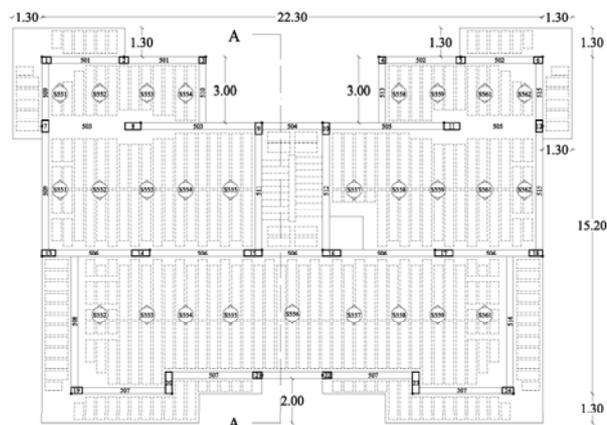


Figura 1 - Carpenteria piano tipo

La struttura non risulta ovviamente intelaiata in entrambe le direzioni principali, presentando telai prevalentemente lungo la direzione longitudinale. In direzione trasversale vi sono solo i telai di bordo e del vano scala, realizzata con travi a ginocchio. I restanti pilastri in questa direzione sono collegati tra di loro solo dal solaio. Quest'ultimo si può considerare rigido nel piano orizzontale.

I pilastri sono a sezione rettangolare, con dimensioni che diminuiscono andando dal basso verso l'alto, in funzione della riduzione del carico verticale. Solo due pilastri hanno una sezione costante per tutta l'altezza dell'edificio, con rapporto tra i lati $h/b > 3$, a causa di un innesto a baionetta di due travi perimetrali, dovuto a necessità architettoniche.

L'edificio è di nove piani, di cui uno interrato, ed ha una fondazione di tipo discontinuo, costituita da plinti isolati su pali, collegati con travi solo lungo il perimetro ed in corrispondenza del vano scala.

Per la valutazione della vulnerabilità sismica di questa costruzione si fa comunque riferimento alle indicazioni date nell'OPCM 3431 per gli edifici esistenti.

Si è ipotizzato di avere a disposizione tutti gli elaborati progettuali e di poter eseguire anche prelievi in sito, conseguendo quindi un livello di conoscenza accurata dell'edificio (LC3).

Per i materiali sono state considerate le seguenti resistenze:

calcestruzzo: $f_{cm} = 20 \text{ N/mm}^2$

acciaio: $f_{ym} = 375 \text{ N/mm}^2$

Tali valori, peraltro, sono in buon accordo con quelli ottenuti sperimentalmente su campioni di materiali prelevati in sito da edifici simili costruiti tra gli anni '70 ed '80 [3, 4].

I piani alti (8° e 9°) sono caratterizzati da una percentuale di armatura nei pilastri (A_f/A_c) pari allo 0.6%. Tutti gli altri presentano una percentuale dell'1%, tranne quelli più caricati ai piani bassi che hanno invece una percentuale dell'1.2%. Le staffe sono $\phi 8$ ogni 20 cm.

Le travi emergenti (di dimensioni 30 x 60 cm) presentano all'estremità superiore un'area di acciaio pari allo 0.55% ed inferiormente pari allo 0.17%. Le travi a spessore hanno invece una percentuale superiore dello 0.9% e inferiore dello 0.2%, mentre la trave a ginocchio è caratterizzata da una percentuale di armatura di circa 0.83%.

La capacità rotazionale (ϕ_u) delle cerniere plastiche è stata fissata cautelativamente a 0.01 rad per i pilastri e a 0.02 rad per le travi.

Infatti questi valori risultano inferiori a quelli ottenibili applicando la formulazione fornita dall'OPCM, che fornirebbero rotazioni ultime variabili tra 0.011 e 0.017 per le colonne e tra 0.022 e 0.024 per le travi.

Il momento ultimo degli elementi, corrispondente ad un comportamento duttile, è stato valutato considerando (come proposto dall'ordinanza) il valore medio delle resistenze dei materiali, mentre per il taglio ultimo (rottura fragile) si è utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza γ_m (1.6 per il calcestruzzo e 1.15 per l'acciaio).

5. GLI INTERVENTI SOSTENIBILI ALLA LUCE DELL'ANALISI NON LINEARE

5.1 Valutazione della vulnerabilità sismica

L'edificio, concepito per soli carichi verticali, risulta, come già detto, completamente intelaiato in direzione longitudinale, mentre presenta solo qualche telaio in direzione trasversale. Questa, dunque, risulta la direzione più critica ai fini sismici, anche per la presenza del corpo scala dotato di travi a ginocchio. Infatti la struttura della scala, se da un lato fornisce un significativo contributo resistente, "irrobustendo" i corrispondenti telai, dall'altro espone l'edificio all'insidia di meccanismi fragili nei pilastri tozzi, ove la sollecitazione di taglio assume valori rilevanti.

Gli interventi di miglioramento, di cui si esaminerà l'efficacia, sono concepiti proprio al fine di superare questa criticità, cioè l'attivarsi di meccanismi di rottura fragili. Si è considerato sia un intervento di rinforzo, con l'incremento di resistenza dei pilastri tozzi interessati (ad esempio con l'impiego di fasciature con materiali tradizionali o innovativi), sia uno di modifica dello schema strutturale, che evita il manifestarsi di sollecitazioni elevate di taglio, ad esempio sconnettendo flessionalmente le travi a ginocchio e quella di pianerottolo intermedio dai pilastri di perimetro (come più diffusamente descritto in [1]).

Comunque, tutte le considerazioni che si svolgeranno prescindono dalla verifica della capacità dei nodi trave-pilastro dei telai, che, come è noto, è essenziale per la resistenza sismica dell'edificio. Infatti, è realistico ipotizzare che i nodi dell'edificio esistente presentino difetti costruttivi diffusi (in relazione alle esigenze sismiche) tali da inficiare quasi certamente un efficace comportamento duttile dei telai. Pertanto gli autori ritengono che è sempre necessario prevedere un ulteriore intervento cautelativo (ad esempio ancora con fasciature) sui nodi trave-pilastro strategici ai fini della dissipazione plastica dei telai (che possono anche essere individuati a valle delle analisi teoriche).

Per valutare la vulnerabilità sismica dell'edificio sia originario che migliorato, sono state condotte analisi di tipo non lineare sia statiche che dinamiche, considerando separatamente la struttura in direzione longitudinale e trasversale mediante schemi piani a treno di telai. Per gli

elementi strutturali si è considerato un modello a plasticità concentrata alle estremità, di tipo flessionale per le travi, e pressoflessionale per i pilastri. In tutti gli elementi strutturali, inoltre, sono state considerate cerniere a taglio con rottura fragile.

5.2 Analisi statiche non lineari

Le analisi statiche non lineari sono state condotte adottando due differenti distribuzioni lungo l'altezza delle forze orizzontali: la prima proporzionale alle masse di piano (praticamente uniforme - UP) e la seconda proporzionale al prodotto delle stesse masse per gli spostamenti di piano corrispondenti al I modo di vibrare (MP).

Come già riportato in [1] le analisi condotte sulla struttura originaria confermano il forte condizionamento legato alla presenza della struttura della scala. Infatti la crisi per taglio (meccanismo fragile) si manifesta in entrambe le direzioni in corrispondenza dei pilastri tozzi della scala, non consentendo alla struttura di sfruttare le sue risorse plastiche flessionali. Conseguentemente la vulnerabilità sismica risulta insoddisfacente, con valori di PGA sopportabili molto bassi, pari a 0.08g per la direzione longitudinale e a 0.01g per quella trasversale, come si evince dalla figura 2. In essa sono riportate le curve di push-over più gravose (quelle corrispondenti alla distribuzione MP) ricavate per le due direzioni, con l'indicazione dello spostamento corrispondente all'attingimento delle prime rotture a taglio. Come si vede, il comportamento negativo è particolarmente accentuato in direzione trasversale, per la quale le rotture a taglio si verificano quando la struttura è ancora ampiamente in campo elastico.

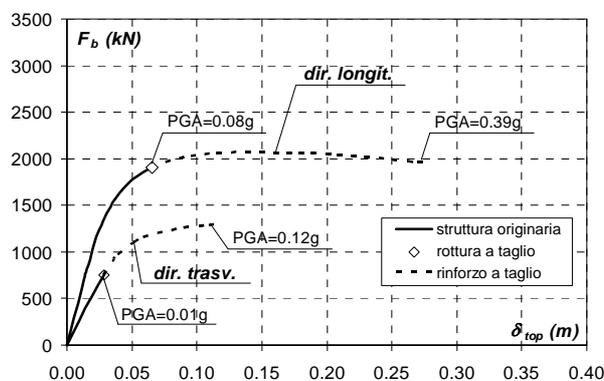


Figura 2 - Push-over in direzione longitudinale e trasversale

Se si considera invece la struttura migliorata mediante gli interventi di rinforzo a taglio sui pilastri tozzi interessati dalle suddette rotture, la capacità sismica dell'edificio aumenta considerevolmente in entrambe le direzioni. Infatti, come si evince dalla stessa figura, le curve di push-over si estendono notevolmente (parte tratteggiata), restituendo una vulnerabilità sismica di 0.39g e 0.12g, rispettivamente per la direzione long. e trasv., valutata con riferimento al primo attingimento in una delle cerniere plastiche della rotazione ultima (ϕ_u) prefissata per le travi ed i pilastri. Si noti che non sono state considerate le eventuali rotture delle cerniere formatesi all'estremità superiore dei pilastri dell'ultimo piano, come già spiegato al par.2.

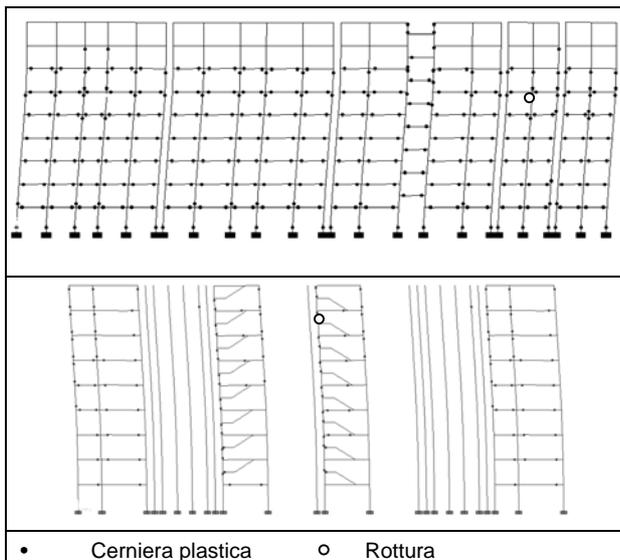


Figura 3 - Deformata al collasso in direzione longitudinale e trasversale

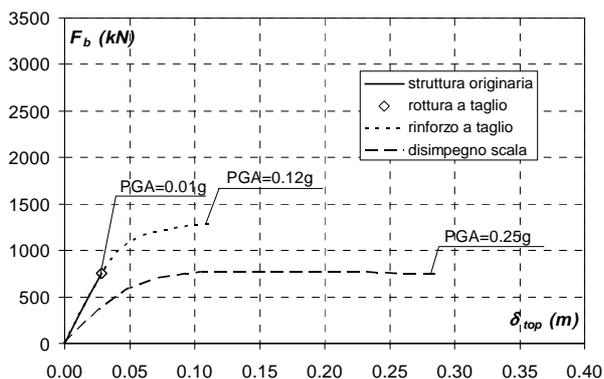


Figura 4 - Le curve di push-over in direzione trasversale della struttura migliorata

Analizzando le corrispondenti configurazioni deformate al collasso (Fig.3), come già ipotizzabile dalla forma delle curve di push-over, si evidenzia un buon comportamento tendente al meccanismo globale per la direzione longitudinale. Viceversa in direzione trasversale, la formazione di cerniere plastiche nei pilastri tozzi, determina un basso impegno plastico globale della struttura, caratterizzato da più o meno diffusi meccanismi di tipo locale. Quindi, pur avendo rinforzato a taglio i pilastri, la presenza delle travi a ginocchio continua ad esercitare un'influenza negativa, aggravata dal fatto che, come quasi sempre accade per questa tipologia di edifici, i telai della scala costituiscono la gran parte della struttura resistente al sisma in quella direzione.

L'intervento di rinforzo a taglio dei pilastri, quindi, se risulta efficace per rendere accettabile la struttura in direzione longitudinale, non sembra essere ugualmente efficace in direzione trasversale. Pertanto, come già detto, si è analizzato anche il comportamento sismico della struttura migliorata scollegando flessionalmente la struttura della scala dai corrispondenti pilastri di perimetro, senza alcun ulteriore specifico rinforzo a taglio dei pilastri che prima erano tozzi.

In questo modo non si riscontrano più rotture a taglio nei pilastri, sia per la direzione longitudinale, per la quale quindi la curva di push-over valida rimane quella riportata in figura 2, sia per la direzione trasversale. Per quest'ultima si ha ovviamente un miglioramento notevole, come si evince dalla nuova corrispondente curva di push-over riportata in figura 4, che si presenta notevolmente diversa da quella del caso precedente. Infatti, mentre in direzione longitudinale la sconnessione della scala non comporta in pratica alcuna sostanziale modifica dello schema strutturale, in direzione trasversale i telai risultano significativamente più deformabili e meno resistenti, ma globalmente molto più duttili, consentendo all'edificio di arrivare ad una vulnerabilità sismica molto migliore, con una PGA massima di 0.25g.

Pertanto la modifica della configurazione strutturale, senza nessun altro rinforzo specifico, sembrerebbe, alla sola luce dei risultati delle analisi statiche non lineari, notevolmente efficace per portare l'edificio di studio ad un livello di "resistenza" sismica soddisfacente. D'altronde la realizzazione di tale intervento non appare particolarmente complesso e costoso se confrontato con altri di più corrente applicazione.

5.3 Analisi dinamiche non lineari

Per verificare in maniera ancora più convincente ed affidabile le conclusioni raggiunte, la stessa struttura, nelle stesse condizioni, originaria e migliorata, è stata analizzata nuovamente mediante analisi dinamiche non lineari al passo, svolte utilizzando insieme diversi di terremoti naturali. In questo caso ci si è al momento limitati alla sola direzione trasversale, che è apparsa essere quella maggiormente critica.

Per quanto riguarda la scelta dell'input sismico si è utilizzato uno dei pacchetti di accelerogrammi compatibili con gli spettri dell'OPCM 3431, forniti nel sito RELUIS. In particolare si è scelto l'insieme dei 7 accelerogrammi scalati relativi ad una PGA=0.25g, suolo tipo B e smorzamento pari al 5% del critico [5].

Inoltre si è fatto riferimento anche ad un secondo gruppo di terremoti, selezionati da Rinaldi [6]. Esso è costituito da 30 accelerogrammi italiani storici, estratti dalla banca dati Enea-Enel, globalmente compatibili con lo spettro dell'EC8 per suolo tipo A e PGA=0,16g, nell'intervallo di periodi 0.5s-3s. Il numero più elevato di terremoti consente sicuramente una valutazione statistica più significativa dei risultati conseguiti.

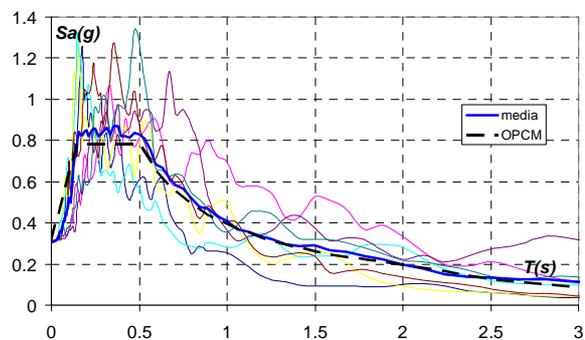


Figura 5 - Spettri elastici degli accelerogrammi RELUIS

Nelle figure 5 e 6 sono rappresentati gli spettri elastici dei due gruppi di terremoti utilizzati per le analisi, unitamente al

loro spettro medio ed al corrispondente spettro elastico normativo di riferimento.

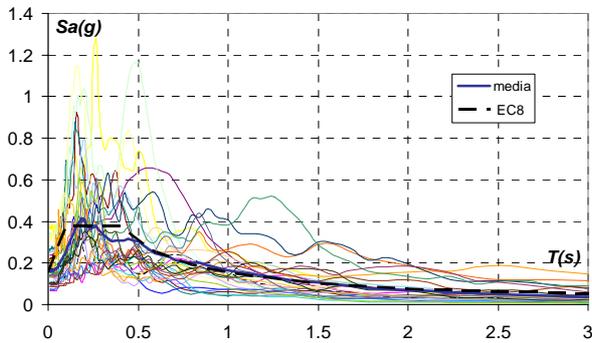


Figura 6 - Spettri elastici degli accelerogrammi Rinaldi

Le analisi dinamiche non lineari sono state svolte con il codice di calcolo DRAIN2DX considerando un comportamento rigido-plastico delle cerniere plastiche. Per alcuni dei casi analizzati, si è considerato anche il degrado ciclico delle cerniere, adottando il modello di Takeda. Poiché tale modello non consente di considerare la variabilità dello sforzo normale, nei casi in cui esso è stato adottato si è considerato agente nei pilastri (ai fini del comportamento della cerniera plastica) uno sforzo normale pari a quello ricavato dall'analisi statica non lineare in corrispondenza del passaggio della struttura dal campo prevalentemente elastico a quello prevalentemente plastico.

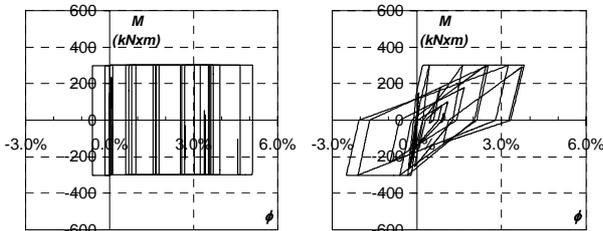


Figura 7 - Curve $M-\phi$ dei due tipi di cerniere plastiche considerate

In figura 7, a titolo di esempio, sono riportati i cicli isteretici della cerniera plastica di un oscillatore semplice nel caso di comportamento rigido-plastico ovvero degradante alla Takeda.

Le analisi sono state svolte scalando con una certa continuità i due gruppi di terremoti, in modo da far variare la PGA considerata da 0.03g a 0.5g.

Ogni terremoto analizzato, in relazione ad un certo valore di PGA, è stato considerato non superato quando anche in una sola sezione di un qualsiasi elemento strutturale si è raggiunto il valore della corrispondente rotazione plastica ultima (ϕ_u) o si è superata la resistenza a taglio. Anche in queste analisi sono state trascurate le eventuali rotture delle cerniere formatesi all'estremità superiore dei pilastri dell'ultimo piano.

Quindi, con riferimento all'intero pacchetto di terremoti, per ciascuna PGA si è calcolata la percentuale sul totale dei terremoti superati. Diagrammando tali percentuali in funzione delle PGA, sono state poi costruite le curve di vulnerabilità (o fragilità).

Nel caso specifico, essendo i pacchetti di terremoti utilizzati tali da restituire in media lo spettro corrispondente di riferimento, si è stabilito che la vulnerabilità della struttura analizzata è data dal valore di PGA relativo al superamento del 50% dei sismi considerati.

Occorre osservare che le analisi dinamiche svolte sulla struttura originaria, priva cioè di qualsiasi intervento di miglioramento, forniscono valori molto bassi di vulnerabilità sismica, in accordo all'analisi statica non-lineare. Infatti già per valori della PGA pari a 0.03g si sono riscontrate rotture a taglio nei pilastri tozzi della scala, con percentuali di superamento corrispondentemente molto basse.

Pertanto si è passati direttamente all'analisi della struttura rinforzata a taglio in quei pilastri; ovvero, come già fatto per l'analisi statica, non si è tenuto più conto delle rotture a taglio.

I risultati delle analisi dinamiche, svolte considerando anche gli effetti P- Δ e adottando uno smorzamento viscoso equivalente pari al 5%, sono stati anche sintetizzati estrapolando, dalla grande mole di valori numerici ottenuti, i massimi, per ciascuno dei terremoti considerati, dello spostamento dell'ultimo piano ($\delta_{top,max}$) e del corrispondente tagliante totale alla base dei pilastri ($F_{b,max}$).

I risultati delle analisi dinamiche relative alla struttura rinforzata a taglio, svolta per i terremoti RELUIS, sono riportati sotto forma di curva di vulnerabilità in figura 8. Da essa si evince che la vulnerabilità sismica in direzione trasversale vale all'incirca 0.10g, solo leggermente inferiore a quella restituita dall'analisi statica corrispondente (0.12g).

Con riferimento ai terremoti Rinaldi, scalando i risultati in termini di PGA del fattore 1.25 per tener conto che tali terremoti si riferiscono a suolo di tipo A, si ottiene ancora una volta un analogo valore di vulnerabilità (0.12g). La sostanziale coincidenza dei risultati ottenuti con modalità diverse, rende abbastanza credibili ed affidabili i risultati stessi. Allo stesso modo l'analisi statica non lineare sembra essere sufficiente approssimata per effettuare tali valutazioni.

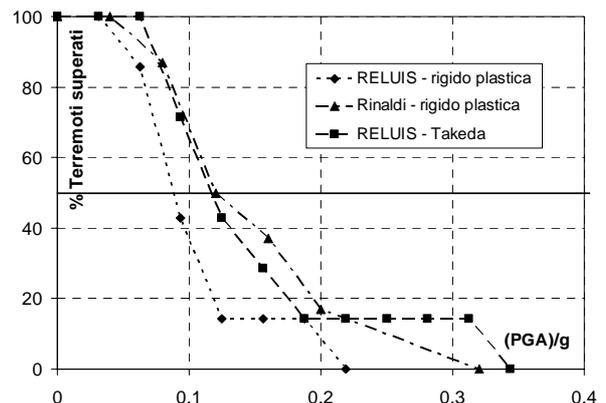


Figura 8 - Curve di vulnerabilità del telaio in direzione trasversale (struttura migliorata a taglio)

Comunque per meglio confrontare i risultati statici con quelli dinamici, in figura 9, unitamente alle curve di push-over (riportate questa volta per entrambe le distribuzioni di forze adottate, MP ed UP), sono rappresentate anche le coppie di punti ($F_{b,max}-\delta_{top,max}$) relativi a tutti i terremoti RELUIS analizzati, fino ad una PGA di 0.25g.

Inoltre è riportata anche la curva passante per i punti corrispondenti alle coppie di valori di taglio massimo medio e spostamento massimo medio, relativi a ciascun PGA di scalatura, ottenuti come media dei corrispondenti risultati dei sette terremoti analizzati. Tale curva, che rappresenta una sorta di push-over dinamica, è tracciata con linea continua fino al punto corrispondente alla PGA che rappresenta la vulnerabilità sismica prima determinata ($\approx 0.10g$) e poi prosegue con linea tratteggiata.

Si può notare che sia i punti corrispondenti alle coppie di valori dinamici, sia la curva media che ne risulta sono abbastanza vicini alla push-over ottenuta con la distribuzione UP, per la quale, però, risulterebbe una vulnerabilità migliore con una PGA più elevata pari a $0.20g$.

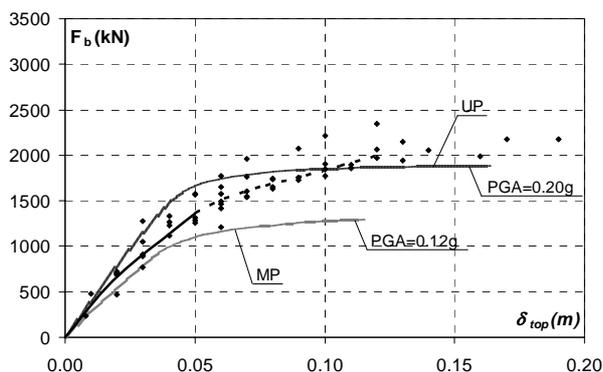


Figura 9 - Confronto tra analisi statica e analisi dinamica per i terremoti RELUIS (struttura migliorata a taglio)

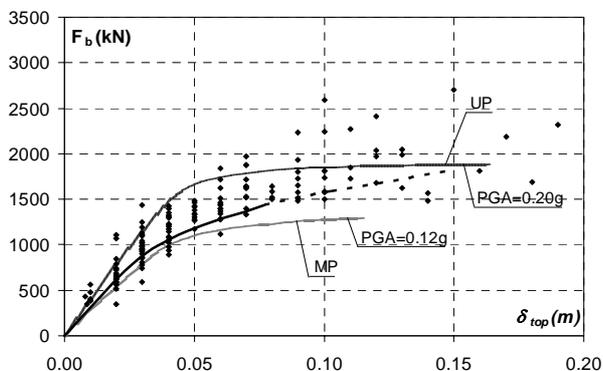


Figura 10 - Confronto tra analisi statica e analisi dinamica per i terremoti Rinaldi (struttura migliorata a taglio)

Ciò potrebbe significare che la deformabilità effettiva della struttura (quella restituita dalle analisi dinamiche) è maggiore di quella connessa ad una distribuzione delle forze proporzionale al primo modo di vibrare, evidenziando quindi un'influenza maggiore dei modi successivi, meglio colta da una distribuzione uniforme di forze. D'altronde l'evenienza che la push-over corrispondente restituisca poi una PGA molto maggiore rispetto a quella dinamica può dipendere dal fatto che la distribuzione di deformazioni plastiche nelle cerniere risente maggiormente dell'influenza degli altri modi rispetto allo spostamento totale in testa, ma anche dal fatto che forse solo sette terremoti non possono essere considerati del tutto

significativi da un punto di vista statistico, in quanto necessariamente presentano una elevata dispersione; quindi non sembra del tutto corretto riferirsi al relativo valore medio dei risultati delle analisi.

Ed infatti se si considerano i risultati dell'altro insieme di trenta terremoti risulta una curva di push-over dinamica che più si avvicina a quella relativa alla push-over statica con distribuzione MP, come evidenziato in figura 10.

In figura 8 è riportata anche la curva di vulnerabilità relativa ai terremoti RELUIS, calcolata per lo stesso schema strutturale ma considerando il degrado ciclico delle cerniere plastiche (modello di Takeda). Inaspettatamente la vulnerabilità che ne risulta è leggermente migliore con una PGA di circa $0.12g$.

Si evidenzia cioè, almeno in questo caso, un effetto benefico sul comportamento dinamico del degrado isteretico delle cerniere. Tale effetto potrebbe dipendere dal fatto che il modello di Takeda restituisce, come sembra corretto, cicli isteretici più centrati rispetto alla posizione iniziale, in quanto la minore rigidità che caratterizza il ciclo di scarico dopo la prima escursione plastica in un verso determina una escursione plastica più ampia anche nell'altro verso, con cambio di segno della rotazione e quindi col raggiungimento di una rotazione massima assoluta minore. Viceversa con la cerniera rigido-plastica, essendo la fase di scarico a deformabilità nulla, la rotazione plastica tende ad accumularsi maggiormente in un verso, portando più rapidamente la cerniera a rottura (vedi anche figura 7).

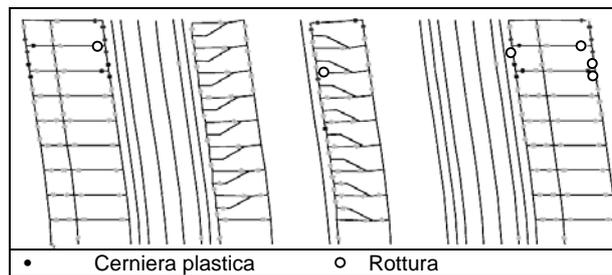


Figura 11 - Deformata del telaio in direzione trasversale: terremoto 001214xa - P.G.A=0.09g (struttura migliorata a taglio)

Per quanto riguarda il tipo di meccanismo attivatosi a rottura, a titolo esemplificativo in figura 11 si riporta la deformata finale del treno di telai relativo al terremoto "001214xa" del pacchetto RELUIS per una scalatura della PGA pari a $0.09g$

Da essa si evince un comportamento deformativo ed una distribuzione delle cerniere plastiche abbastanza simile a quello riscontrato con l'analisi statica non lineare per la distribuzione di forze MP (Fig. 3). In entrambi i casi è interessante notare come la rottura sia spostata sicuramente verso i piani più alti, ad ulteriore conferma di una maggiore concentrazione di deformazione a tali livelli, connessa all'elevata deformabilità globale della struttura.

Analogamente a quanto fatto per le analisi statiche, è stato anche indagato il comportamento dinamico della struttura migliorata disimpegnando la scala, ma senza rinforzi a taglio degli ex pilastri tozzi.

In figura 12 sono riportate le corrispondenti curve di vulnerabilità. Si può osservare che, per entrambi i gruppi di terremoti indagati, non si sono avuti miglioramenti rispetto al

caso di scala non disimpegnata, riscontrando una vulnerabilità sismica corrispondente ad una PGA leggermente inferiore a 0.10g. Considerando poi le cerniere alla Takeda, analogamente al caso precedente, si ottiene un sia pur piccolo miglioramento.

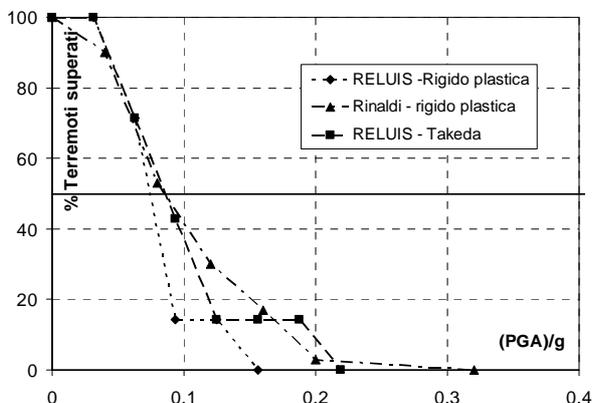


Figura 12 - Curve di vulnerabilità del telaio in direzione trasversale (struttura migliorata con sconnessione della scala)

Sembrirebbe quindi che tale intervento non abbia quella validità evidenziata dalle analisi statiche. Non bisogna però dimenticare che per la struttura così migliorata, per tale livello di PGA ($\approx 0.10g$), non si verificano più rotture a taglio nei pilastri, praticamente in nessuno dei terremoti analizzati. Pertanto non sarebbe effettivamente più necessario effettuare interventi di rinforzo.

In ogni caso appare abbastanza anomalo che l'analisi statica non lineare fornisca risultati così migliori rispetto a quella dinamica al passo, evenienza questa che non si era riscontrata nel caso di struttura con la scala.

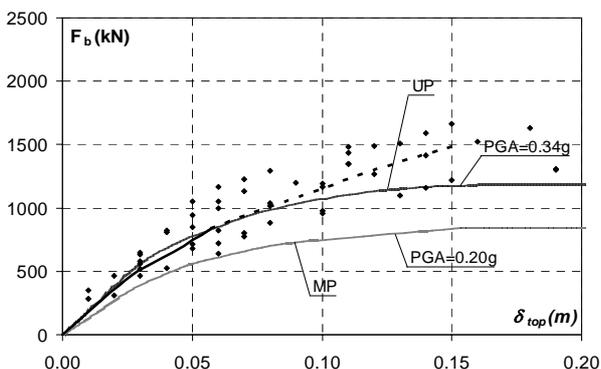


Figura 13 - Confronto tra analisi statica e analisi dinamica per i terremoti RELUIS (struttura migliorata con sconnessione della scala)

A questo proposito bisogna osservare che la struttura senza scala è significativamente più deformabile ($T=1.9s$) e meno resistente di quella originaria ($T=1.4s$). Pertanto l'influenza nel comportamento dinamico dei modi di vibrare superiori, già evidenziata dal confronto effettuato tra push-over statica e dinamica per la struttura con la scala, diventa sicuramente più importante, rendendo quindi meno affidabile la risposta strutturale ottenuta dall'analisi statica condotta con

distribuzione delle forze invariante durante l'intero sviluppo dell'analisi stessa.

Anche il confronto in termini di push-over statica e dinamica, riportata in figura 13, costruita con gli stessi criteri di quelli utilizzati per la figura 9, mostra una ancora maggiore vicinanza nelle parti iniziali della curva dinamica con la statica UP, ma indica una altrettanto maggiore concentrazione di deformazioni nei piani intermedi ed alti. Questo fatto si evince anche molto chiaramente dalla figura 14, nella quale è rappresentata la distribuzione delle cerniere plastiche e delle corrispondenti rotture per il caso del terremoto "001214xa" per una PGA pari alla vulnerabilità calcolata.

Analoghe considerazioni si ottengono con riferimento ai 30 terremoti Rinaldi, il cui confronto con le curve statiche è riportato in figura 15.

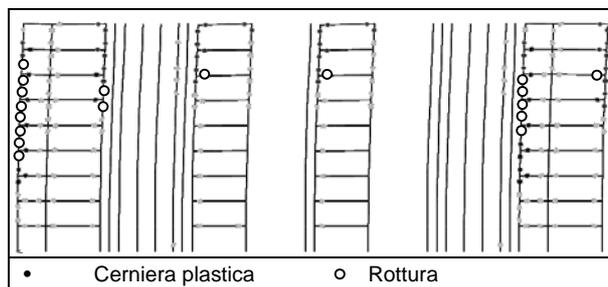


Figura 14 - Deformata del telaio in direzione trasversale: terremoto 001214xa - P.G.A.=0.08g (struttura migliorata con sconnessione della scala)

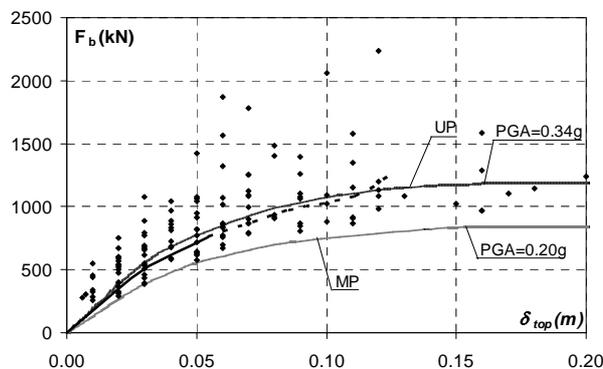


Figura 15 - Confronto tra analisi statica e analisi dinamica per i terremoti Rinaldi (struttura migliorata con sconnessione della scala)

6. CONCLUSIONI

Nella presente nota un edificio esistente progettato solo per carichi verticali (GLD), adottato come caso studio, è stato analizzato mediante analisi dinamiche non lineari al passo, utilizzando insiemi di terremoti diversi. I risultati ottenuti confermano nella sostanza alcune delle conclusioni già prefigurate in precedenti lavori degli stessi autori, sulla base di sole analisi statiche non lineari.

In particolare si conferma una capacità sismica non trascurabile dell'edificio GLD tipico degli anni 70-80, purché si eviti, mediante opportuni interventi di miglioramento, il verificarsi di possibili meccanismi fragili derivanti dagli inevitabili difetti diffusi (ad es. nei nodi) o da tipiche impostazioni strutturali inidonee (come i pilastri tozzi della

gabbia scala), valorizzando quindi le sue intrinseche caratteristiche di duttilità.

Le metodologie di analisi non lineare (sia statiche che dinamiche) appaiono come strumenti indispensabili di indagine ma devono essere utilizzate con molta cautela, in relazione ad alcuni aspetti critici che sono stati evidenziati. Le analisi di push-over e quelle dinamiche al passo, infatti, pur restituendo a grandi linee le stesse indicazioni sul comportamento globale della struttura, non sempre forniscono risultati del tutto equivalenti. Inoltre l'analisi dinamica non lineare sembra dover rimanere ancora uno strumento di indagine riservato più alla ricerca scientifica che alle normali applicazioni professionali, sia per la forte dipendenza dei risultati dai parametri assunti (pacchetto di accelerogrammi, coefficienti di smorzamento etc.) sia per la difficoltà di controllare e interpretare statisticamente i corrispondenti risultati numerici.

BIBLIOGRAFIA

- [1] CALDERONI, B., CORDASCO, E. A., LENZA P. (2006) – Vulnerability and Assessment of Existing R.C. Building in Seismic Areas, *Proc. of 2th fib congress*, June 2006, Napoli (su CDRom).
- [2] CALDERONI, B., CORDASCO, E. A., LENZA P. (2006) – La vulnerabilità sismica degli edifici in c.a. progettati per soli carichi verticali, *Atti del 16° convegno CTE*, Novembre 2006, Parma.
- [3] PECCE, M. I., DI SARNO, L., COSENZA E. (2004) – metodologia per l'analisi di vulnerabilità sismica di edifici in c.a., *Atti del 15° convegno CTE*, Novembre, 2004, Bari.
- [4] MAZZOLANI F., CALDERONI B., DELLA CORTE G., DE MATTEIS G., FAGGIANO B., PANICO S. (2003). Full Scale Testing of Different Seismic Upgrading Metal Techniques on an existing RC building, *Proc. of 4th International Conference "STESSA 2003"*, June 2003, Naples. Swets & Zeitlinger, Lisse.
- [5] IERVOLINO, I., MADDALONI, G., COSENZA E. (2006) – Accelerogrammi Naturali Compatibili con le Specifiche dell'OPCM 3274 per l'Analisi non Lineare delle Strutture, *Atti del 16° convegno CTE*, Novembre 2006, Parma.
- [6] RINALDI, Z., (1997) – Individuazione delle caratteristiche spettrali di accelerogrammi naturali italiani e selezione di registrazioni compatibili con gli spettri di normativa. Cuen.
- [7] FAJFAR, P., GASPERSIC, P. (2000) – The N2 method for the seismic damage for RC buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25.