

LA VULNERABILITA' SISMICA DEGLI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. PROGETTATI PER SOLI CARICHI VERTICALI

BRUNO CALDERONI, "Federico II" Napoli
EMILIA A. CORDASCO, "Federico II" Napoli
PIETRO LENZA "Federico II" Napoli

SUMMARY

The buildings erected in Italy in the '70es and '80es, designed only for gravity loads, have been here analyzed. Due to the fact that the seismic classification of Italy is recently changed in significant way, procedures for evaluating the capacity of this kind of existing buildings to withstand earthquakes (vulnerability) and for increasing this capacity are strongly requested.

In this paper a significant study case, from which it is also possible to get general conclusions, has been analyzed by means of static non linear analyses. Its seismic vulnerability has been evaluated taking into account also low percentage of steel in the columns and reduced quality of concrete.

Contrary to the expectations such typology of buildings has shown not negligible capacities to withstand horizontal forces. This means that it is possible to increase this performance, even if it is necessary to eliminate the defects of the original structural configuration.

1. INTRODUZIONE

La recente riclassificazione sismica del territorio nazionale, frutto di una maggiore consapevolezza del rischio, ha riproposto, con accresciuta urgenza e difficoltà, il problema dell'utilizzo del patrimonio edilizio esistente.

Confrontando l'attuale zonazione sismica con quella vigente in Italia nei primi anni '80 si notano forti differenze sia in termini di estensione territoriale che d'intensità sismica.

In molte aree, considerate per molto tempo non sismiche ovvero a bassa sismicità, occorre tener conto oggi di severe azioni orizzontali che rendono impegnativo il possibile intervento di consolidamento strutturale.

Com'è noto la normativa italiana prevede che qualsiasi intervento sugli edifici esistenti in zona sismica debba inquadrarsi come miglioramento ovvero come adeguamento; quest'ultimo diviene obbligatorio in determinate circostanze. In

entrambi i casi è utile effettuare preliminarmente una valutazione della vulnerabilità dell'edificio nello stato attuale e successivamente, ai fini di dimostrare l'efficacia degli interventi progettati, analoga valutazione dell'edificio consolidato.

La nuova normativa (OPCM 3274 e succ. mod.), disciplina per l'uso professionale l'impiego di metodi di calcolo quali le analisi statica e dinamica non lineare, fin'ora usati prevalentemente nell'ambito dell'attività di ricerca. Tali metodi si rivelano, anche nelle applicazioni tecniche, strumenti particolarmente utili alla soluzione del problema in esame.

Il presente lavoro è dedicato all'analisi della vulnerabilità sismica di un edificio in c.a. progettato per soli carichi verticali tra la fine degli anni '70 e l'inizio del 1980, che rispecchia una tipologia molto diffusa sul territorio, tale da potersi considerare come la protagonista della storia delle costruzioni edilizie dal dopoguerra ai giorni nostri.

Il suddetto tema è stato già affrontato in un precedente articolo [01]. In esso le analisi svolte avevano evidenziato che gli edifici di questa tipologia presentano una significativa duttilità globale, e quindi una capacità di sopportare anche azioni orizzontali, sempre che si evitino rotture locali e si eliminino alcuni difetti intrinseci della configurazione strutturale.

In questa memoria la valutazione della vulnerabilità sismica si affronta considerando anche differenti percentuali di armatura nei pilastri e differenti qualità del calcestruzzo, per tener conto di possibili deficienze costruttive d'origine. Inoltre vengono proposte due differenti modalità d'intervento per il successivo adeguamento sismico dell'edificio.

I fabbricati del tipo di quello in considerazione erano caratterizzati dalla presenza di telai in una sola direzione e lungo tutto il perimetro, mentre la scala era realizzata prevalentemente con travi a ginocchio. In tal modo i due telai corrispondenti (generalmente disposti in direzione trasversale) risultavano notevolmente irrigiditi dalle travi inclinate della scala.

I solai latero-cementizi, pur essendo progettati per soli carichi verticali, erano comunque realizzati per prassi costruttiva con una sottile soletta superiore. Essa conferiva all'impalcato la funzione di diaframma rigido, nei limiti della sua resistenza connessa allo spessore, alla continuità e all'armatura trasversale (con relativi ancoraggi di bordo) della soletta stessa.

Le travi avevano in carpenteria e ad ogni piano le stesse dimensioni della sezione trasversale, sia perché progettate per soli carichi verticali sia per esigenze di unificazione.

I pilastri, con il lato minore raramente superiore ai 30 cm, in modo da poterli inserire nelle tamponature e nei tramezzi, erano

dimensionati a sforzo assiale con una tensione ammissibile a compressione ridotta (circa $6N/mm^2$)

Il sistema fondale era costituito prevalentemente da plinti diretti o su pali, ovvero, in misura minore, da travi rovesce. Questi elementi erano di norma non collegati tra loro; tuttavia la necessità di portare le robuste murature di tamponamento del piano seminterrato rendeva opportuno prevedere travi "portamuro" almeno lungo il perimetro esterno ed intorno al corpo scala.

Il metodo utilizzato per la valutazione della sicurezza era quello delle tensioni ammissibili. Com'è noto, se si confrontano i risultati di un calcolo di verifica effettuato con le tensioni ammissibili con i corrispondenti ottenuti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite (oggi obbligatorio per dimensionare gli interventi di adeguamento), si osserva una sostanziale identità di risultati solo nel caso di flessione retta. Infatti il divario tra i due metodi si manifesta per il contributo dell'armatura compressa, che risulta molto più valorizzata nel metodo agli s.l.u. [02]. Ne consegue che analizzando oggi, con questo metodo, gli edifici in esame, si può riscontrare una certa sovraresistenza dei pilastri (originariamente dimensionati per solo sforzo assiale di compressione) rispetto alle travi, invece dimensionate ed armate a flessione. Di fatto si può constatare quasi una sorta di gerarchia delle resistenze tra ritti e traversi, che costituisce oggi un valore strutturale fondamentale della cultura tecnica attuale.

L'aspetto più delicato del problema del riesame di questi edifici riguarda la qualità dei materiali ed i particolari costruttivi, che influenzano in modo determinante sia la resistenza che la duttilità degli elementi strutturali [03].

In particolare è da valutare la concreta possibilità di assenza di staffe nei nodi (per la oggettiva difficoltà di montaggio), di staffe insufficienti per numero ovvero per forma nei tratti di estremità dei pilastri e di una diffusa scarsa lunghezza di ancoraggio delle barre di armatura.

Per quanto attiene invece alle caratteristiche dei materiali, peraltro più facilmente accertabili in sede di progettazione dell'adeguamento, non si segnala un particolare allarme; va comunque accertato l'eventuale impiego di armature "lisce" che tuttavia anche le normative dell'epoca fortemente disincentivavano.

2. CASO STUDIO

Per valutare la vulnerabilità sismica e le possibilità di adeguamento di un edificio esistente,

progettato alle tensioni ammissibili per carichi verticali, si è analizzato un tipico edificio per abitazioni degli anni '80, caratterizzato da un numero significativo di piani. L'edificio considerato ben rappresenta la tipologia in esame: infatti il fabbricato è stato progettato secondo la normativa vigente in quel periodo, con il criterio delle tensioni ammissibili, per essere edificato a Napoli, quando non era ancora classificata come zona sismica.

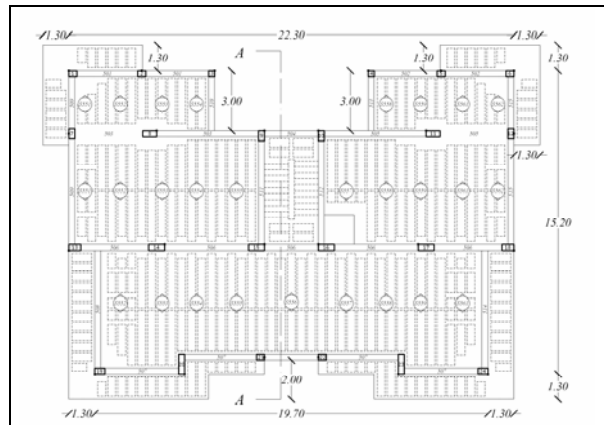


Figura 1. Carpenteria piano tipo

L'edificio sia in pianta che in altezza (fig.1) è piuttosto regolare; è simmetrico trasversalmente e presenta alcuni corpi rientranti.

Sito in una zona con una scarsa incidenza ventosa, l'edificio è stato calcolato per carichi prevalentemente verticali con le resistenze degli elementi strutturali adeguate all'esigenza del tempo, senza tenere conto del requisito di duttilità.

La struttura non risulta intelaiata nelle due direzioni, presentando telai prevalentemente solo 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 considera 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 su pali (fig.2), collegati con travi solo perimetralmente ed in corrispondenza del vano scala.

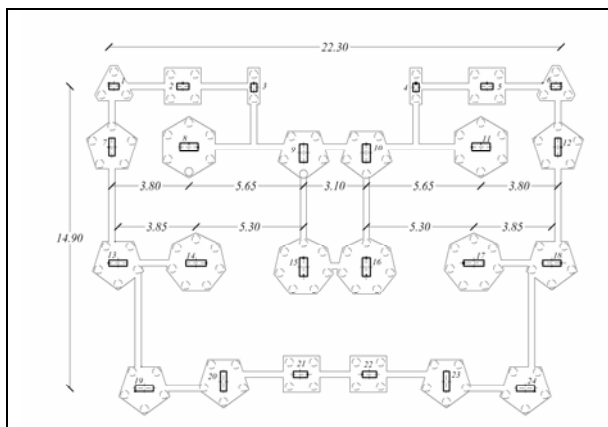


Figura 2. Pianta delle fondazioni

3. VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

Per determinare la vulnerabilità sismica del fabbricato si considerano le indicazioni date nell'ordinanza 3431 per gli edifici esistenti.

Si è ipotizzato di avere a disposizione tutti gli elaborati progettuali e di poter eseguire dei 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 sono in accordo con quelli ottenuti sperimentalmente su campioni di materiali prelevati in sito da edifici simili costruiti tra gli anni '70 ed '80 [04, 05].

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.

Come già detto, sono stati poi considerati anche valori più bassi sia per la resistenza del calcestruzzo ($f_{cm}=17 \text{ N/mm}^2$) che per la percentuale di armatura nei pilastri (0,6% e 0,3%).

In tabella 1 sono riportati quindi tutti i differenti casi analizzati, precisando il tipo di calcestruzzo e la percentuale di armatura considerata. Si noti che il caso A è quello descritto prima e quindi la percentuale dell' 1% indica la media della percentuale di armatura nei pilastri e non quella effettivamente presente in ciascun elemento.

Le travi emergenti (di dimensioni 30 x 60 cm) presentano all'estremità superiore un'area di ferro pari allo 0,55% ed inferiormente pari allo 0,17%. Le travi a spessore hanno una percentuale di ferro superiore dello 0,9% e inferiore dello 0,2%,

mentre la trave a ginocchio è caratterizzata da una percentuale di circa lo 0,83%.

	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D
f_{cm} (N/mm ²)	20	20	20	17
A_f/A_c	1,00%	0,60%	0,30%	1,00%

Tabella 1. Differenti casi analizzati per il'edificio.

Per valutare la vulnerabilità sismica dell'edificio si è condotta un'analisi statica non lineare separatamente sui telai in direzione x ed y con due 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. Si è ipotizzato che la resistenza a taglio sia tale da garantire la formazione di meccanismi duttili; successivamente tale ipotesi è stata verificata.

La capacità rotazionale (ϕ_u) delle cerniere plastiche è stata fissata a 0,01 rad per i pilastri e a 0,02 rad per le travi.

Questi valori risultano inferiori a quelli ottenuti applicando la formulazione suggerita dall'OPCM 3274, pur considerando la riduzione del 15% a causa della mancanza di dettagli costruttivi di tipo antisismico. In particolare, applicando la norma, si sono ottenuti ϕ_u che variano tra 0,011 e 0,017 per le colonne e tra 0,022 e 0,024 per le travi.

Nel caso di calcestruzzo di resistenza inferiore ($f_{cm}=17 \text{ N/mm}^2$) si è adottato ϕ_u pari a 0,08 e a 0,016, rispettivamente per i pilastri e le travi.

Il momento ultimo degli elementi, corrispondente ad un comportamento duttile, è stato valutato considerando (come proposto dall'ordinanza) il valore medio della resistenza, 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).

L'analisi statica non lineare consente di determinare in modo abbastanza agevole la curva di capacità della struttura, che rappresenta la relazione tra il tagliante di base del telaio e lo spostamento in sommità al crescere delle forze sismiche (push-over) con carichi verticali costanti. Da tale curva è possibile ricavare la vulnerabilità sismica, in termini di accelerazione, intesa come la massima accelerazione al suolo supportabile dalla struttura, valutata riferendosi allo spettro di risposta elastico (fornito dall'OPCM 3431 per un suolo di tipo B) ridotto in relazione alla capacità plastica della struttura (ricavata dalla curva di push-over) trasformata in fattore di struttura equivalente, utilizzando le espressioni dello spettro di progetto fornite dalla stessa OPCM

3431. Come consentito dalla norma, tutte queste valutazioni sono state svolte considerando la struttura complessa (cioè a più gradi di libertà) ridotta ad un oscillatore semplice equivalente [06].

Nella determinazione delle curve di push-over sono state considerate due differenti distribuzioni di forze orizzontali lungo l'altezza delle pareti: la prima proporzionale direttamente alle masse di piano (cioè costante lungo l'altezza), denominata UP, e la seconda proporzionale al prodotto delle masse per gli spostamenti corrispondenti al primo modo di vibrare (denominata MP).

La vulnerabilità sismica è stata calcolata sia con riferimento alla rotazione ultima θ_u , corrispondente nell'ordinanza al limite di collasso, che al 75% di essa, corrispondente al limite di danno severo.

3.1. Vulnerabilità sismica per differenti percentuali di armatura

Per valutare in che modo una percentuale molto bassa di armatura incide sul comportamento sismico di una struttura, si sono confrontati i risultati ottenuti dalle analisi condotte sul treno di telai in direzione x ed y per entrambe le distribuzioni di forze, considerando solo le rotture di tipo flessionale.

In figura 3 e 5 sono riportate le curve push-over relative rispettivamente alla direzione x ed y, mentre in tabella 2 e 3 sono dati i valori delle corrispondenti vulnerabilità sismiche, valutate, per entrambe le rotazioni limite delle cerniere plastiche (θ_u e $0,75\theta_u$), al variare della percentuale di armatura. Si è proceduto in tale valutazione bilinearizzando le curve push-over attraverso l'uguaglianza delle aree ad esse sottese.

In direzione x, per entrambe le distribuzioni di forze MP ed UP, sono risultate duttilità elevate, pari a circa 5 per la rotazione θ_u e a circa 4 nel caso di $0,75\theta_u$. E' interessante notare che tali valori sono paragonabili al fattore di struttura usualmente adottato per ottenere le forze di progetto da applicare ad un nuovo edificio in c.a. in zona sismica.

Dalla fig. 3 si osserva che:

- i diagrammi relativi alle diverse A_f/A_c , sono praticamente coincidenti fino a circa il 90% della resistenza massima raggiunta nel caso migliore, cioè dal telaio con una percentuale di armatura pari all' 1%;
- la variazione di resistenza massima (ΔF_{max}) tra i casi A ($A_f/A_c=1\%$) e C ($A_f/A_c=0,3\%$) è dell'ordine del 5%, mentre la duttilità resta pressoché invariata.

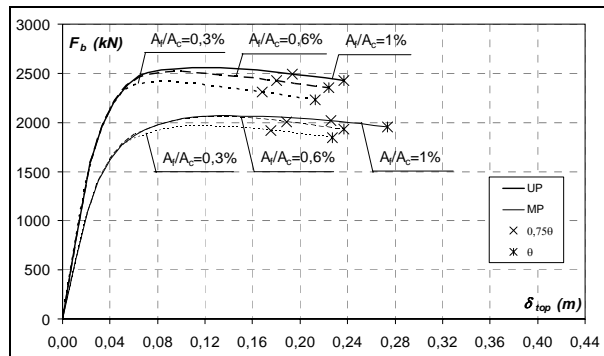


Figura 3. Diezione. x Push-over

Ne risultano valori della vulnerabilità sismica molto simili al variare della percentuale di armatura, fissata la distribuzione di forze e la rotazione ultima. In ogni caso si va da un PGA minimo di $0,24g$ ad un massimo di $0,40g$, con una variazione al massimo del 9% per la distribuzione di forze UP e del 25% per quella MP.

A_f/A_c	PGA/g			
	UP		MP	
	75% θ_u	θ_u	75% θ_u	θ_u
Telaio in direzione x				
1,0%	0,33	0,40	0,32	0,39
0,6%	0,31	0,39	0,25	0,34
0,3%	0,30	0,38	0,24	0,33

Tabella 2. Vulnerabilità sismica in direzione x

I buoni risultati ottenuti sono conseguenza dei meccanismi di collasso mostrati dal telaio in direzione x. In Fig. 4 sono rappresentate le deformate in corrispondenza dello spostamento ultimo con indicazione delle cerniere plastiche attivate e di quelle che hanno raggiunto la condizione di rottura. La configurazione al collasso è molto simile ad un meccanismo globale. Le cerniere si formano prima in corrispondenza delle travi e solo successivamente nelle colonne, dove si ha la plasticizzazione alla base e, solo in pochi casi, in corrispondenza di alcune sezioni ai piani intermedi.

Per tutte le percentuali di armatura e per la distribuzione di forze UP il collasso interessa i primi 5 piani, mentre, per la distribuzione MP, i primi 6 piani. Le deformate dei telai si differenziano solo per la formazione di cerniere in corrispondenza dell'estremità dei pilastri ai livelli più alti, non comportando comunque nessuna significativa variazione per il meccanismo globale della struttura.

In direzione y per entrambe le distribuzioni di forze si riscontra una duttilità minore rispetto a

quella ottenuta per il telaio x, pari in media a circa 2,5, considerando θ_u e a circa 2 per $0,75\theta_u$.

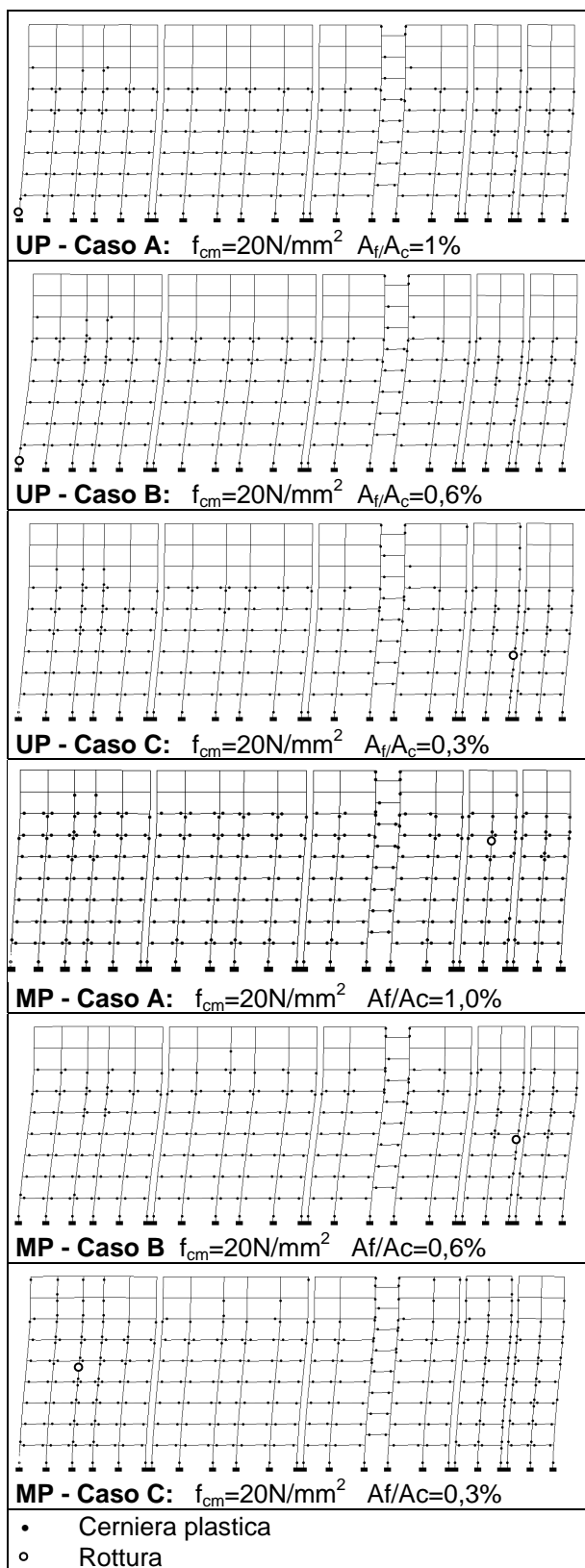


Figura 4. Deformata al collasso in direzione x

A queste duttilità corrispondono valori bassi della PGA, che oscillano tra 0,21g e 0,08g.

Dal confronto delle curve push-over per le diverse percentuali di armatura (fig. 5) si osserva che:

- i diagrammi coincidono fino ad un valore del tagliante alla base pari al 70% della resistenza massima raggiunta dal caso A;
- la variazione di resistenza massima tra il caso A ($A_f/A_c=1\%$) e quello C ($A_f/A_c=0,3\%$) è pari a circa il 20%, mentre le duttilità sono sostanzialmente invariate a parità di distribuzione di carico e di rotazioni ultime fissate.

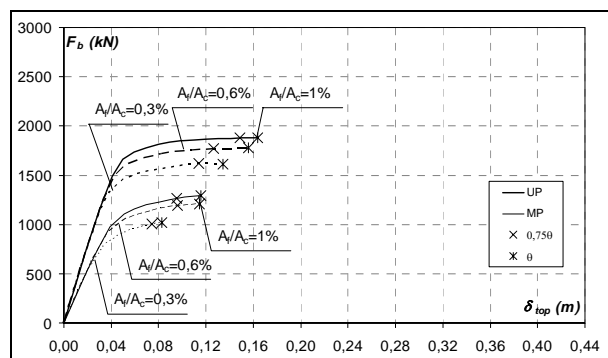


Figura 5. Direzione y: Push-over

A_f/A_c	PGA/g			
	UP		MP	
	$75\% \theta_u$	θ_u	$75\% \theta_u$	θ_u
Telaio in direzione y				
1,0%	0,17	0,21	0,10	0,12
0,6%	0,16	0,20	0,09	0,11
0,3%	0,15	0,17	0,08	0,09

Tabella 3. Vulnerabilità sismica in direzione y

Risulta comunque che anche in direzione y il comportamento della struttura è poco influenzato dalla percentuale di armatura nei pilastri, riscontrandosi al massimo una variazione della PGA pari al 25%.

Osservando le deformate al collasso del treno di telaio y, si notano plasticizzazioni in corrispondenza di tutte le travi, nelle colonne dei piani alti e intermedi dei telai perimetrali e nella maggior parte delle colonne tozze dei telai della scala, evidenziandosi un meccanismo di collasso ben lontano da quello globale.

La differenza tra le deformate (Fig.6) nei vari casi analizzati consiste essenzialmente nella formazione di un diverso numero di cerniere all'estremità delle colonne.

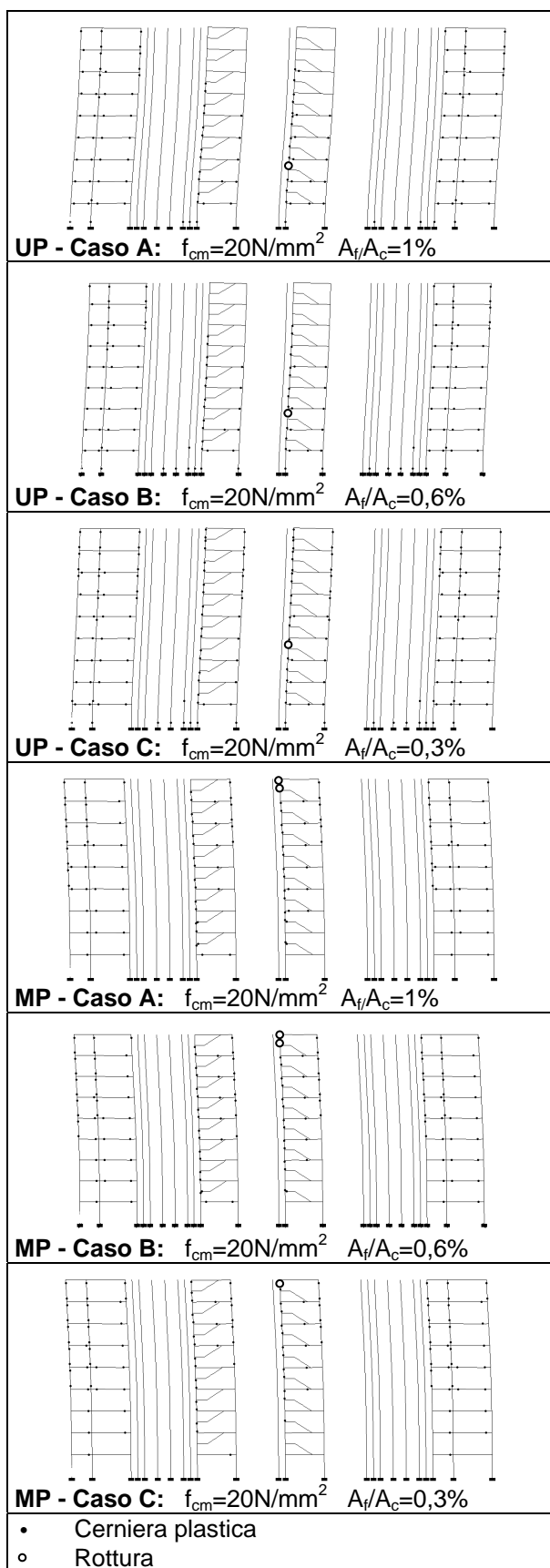


Figura 6. Deformata al collasso in direzione y

Si conferma quindi, anche in questa direzione, che la diminuzione di armatura nei pilastri incide solo sul tagliante ultimo alla base, cioè sulla resistenza, piuttosto che sulla duttilità della struttura o sui meccanismi di collasso.

3.2. Vulnerabilità sismica per differenti qualità di calcestruzzo

In figura 7 e 8 sono riportate le curve push-over relative ai telai dell'edificio caratterizzati dalla percentuale di armatura pari all'1%, al variare però della resistenza del calcestruzzo.

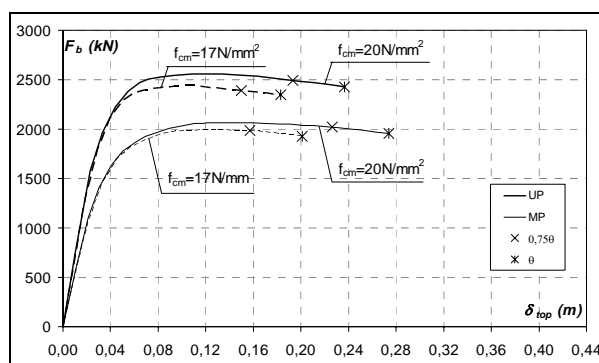


Figura 7. Direzione x: influenza della qualità del calcestruzzo

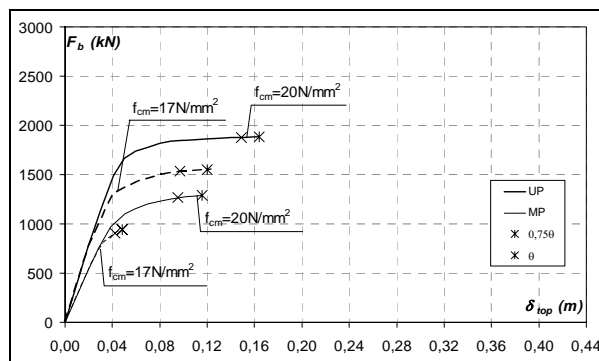


Figura 8 Direzione y: influenza della qualità del calcestruzzo

In direzione x si ha che la variazione della resistenza massima è di solo circa il 5%, mentre si osserva una riduzione della duttilità del 20% nel caso di calcestruzzo peggiore, connessa anche alla riduzione delle rotazioni ultime considerate.

In direzione y, invece, la forza massima sopportabile diminuisce in maniera significativa (circa il 30%), con riduzione della duttilità fortemente variabile in relazione alla distribuzione delle forze (-35% per la distribuzione MP, quasi nessuna variazione per quella UP).

f_{cm}	PGA/g			
	UP		MP	
	$75\% \theta_u$	θ_u	$75\% \theta_u$	θ_u
<i>Telaio in direzione x</i>				
20N/mm ²	0,33	0,40	0,32	0,39
17N/mm ²	0,26	0,33	0,23	0,29
<i>Telaio in direzione y</i>				
20N/mm ²	0,17	0,21	0,10	0,12
17N/mm ²	0,11	0,16	0,05	0,06

Tabella 4. Vulnerabilità sismica al variare della resistenza del calcestruzzo

Nel complesso, quindi, come era da aspettarsi, la peggiore qualità del calcestruzzo in termini di resistenza a compressione, incide negativamente sulla duttilità globale della struttura, per cui la vulnerabilità sismica dell'edificio (caso D) peggiora fino al 35% in direzione x e fino al 50% lungo y (Tab.4).

Le deformate al collasso nel caso D ($f_{cm}=17\text{N/mm}^2$) sono comunque sostanzialmente invariate rispetto a quelle del caso A ($f_{cm}=20\text{N/mm}^2$), sia in dir. x che in dir. y.

3.2. Influenza sulla vulnerabilità sismica della resistenza a taglio

Nel caso analizzato, qualunque sia la percentuale di armatura considerata o la qualità del calcestruzzo, la resistenza a taglio degli elementi strutturali (in particolare i pilastri) risulta sempre bassa in relazione alle necessità della struttura. In particolare (vedi anche [01]), con riferimento al caso A ed alla dir. x, solo alcuni pilastri, quasi tutti appartenenti alla gabbia scala e quindi più tozzi degli altri in quanto di altezza dimezzata, presentano rotture a taglio premature rispetto a quelle a flessione. In dir.y, invece, quasi tutti i pilastri dei telai della scala, che risultano anch'essi tozzi e molto rigidi per la presenza delle travi a ginocchio, si rompono a taglio ben prima dell'attingimento dei limiti di deformabilità flessionale. Addirittura, in tale direzione, la resistenza a taglio delle sezioni viene superata quando il telaio è ancora ampiamente in campo elastico.

Se si considerano queste rotture a taglio nei pilastri si ottiene quindi una riduzione significativa della capacità sismica della struttura sia lungo x che lungo y, in quanto la struttura non ha più la possibilità di sviluppare le sue risorse plastiche.

In Tab.5 sono riportati i valori di vulnerabilità sismica dell'edificio nelle due direzioni, valutata in queste condizioni. Si può notare che i valori di

PGA sopportabili diventano molto più bassi, fino a 0,01g in dir.y e a 0,08g in dir.x.

PGA/g			
Telaio x		Telaio y	
UP	MP	UP	MP
0,01	0,02	0,10	0,08

Tabella 5. Vulnerabilità sismica considerando le rotture a taglio

In definitiva se, da un lato, non è possibile trascurare la capacità a taglio degli elementi nella valutazione della vulnerabilità sismica, dall'altro, è facile rendersi conto che un rinforzo strutturale a taglio dei pilastri si presenta non molto complesso e sicuramente attuabile quando le sezioni sui cui intervenire non sono numerose come nel caso in questione in dir.x. Esso quindi deve essere necessariamente previsto se si vogliono valorizzare le capacità intrinseche dell'edificio nel sopportare le azioni sismiche.

Diverso è il caso della dir.y dove il numero di sezioni interessato diventa notevole e dove la mancanza di resistenza rispetto alle necessità è significativa. Pertanto, pur non potendosi escludere in via teorica la possibilità di un rinforzo, si evidenzia un comportamento negativo della struttura in tale direzione connesso soprattutto allo schema strutturale piuttosto che all'inadeguatezza in sé degli elementi strutturali, confermato anche dalle prestazioni inferiori (rispetto all'altra direzione) in relazione al solo comportamento flessionale.

Comunque, come meglio si dirà nel seguito, gli autori pensano che sia possibile risolvere il problema di tale insufficienza modificando la configurazione strutturale piuttosto che aumentando a dismisura la resistenza degli elementi.

4. INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO

Le analisi hanno mostrato che la struttura in direzione x è nella sostanza (a meno di limitati interventi a taglio su alcuni pilastri) in grado di resistere bene anche a terremoti corrispondenti ad una seconda categoria sismica ($PGA = 0,25g$). Necessita invece di un adeguamento sismico in senso trasversale, per deficienze strutturali sia flessionali che taglianti.

Pertanto si propongono qui due differenti tipi d'intervento, che si basano sulla modifica della configurazione strutturale dell'edificio (mediante variazioni o aggiunte) e non su un notevole

incremento di resistenza dei suoi elementi strutturali (travi e pilastri).

Il primo prevede di eliminare i problemi connessi alla presenza delle travi a ginocchio nei telai della scala, che, come evidenziato, sono la causa principale delle inefficienze dell'edificio in dir.y. Esso consiste nella sconnessione delle travi a ginocchio ad ogni piano dai pilastri esterni dei corrispondenti telai, rinforzando, solo se si vuole aumentare maggiormente la capacità della struttura, anche alcuni pilastri.

Il secondo, invece, in modo più tradizionale ed invasivo, prevede l'inserimento nell'edificio di nuove pareti da taglio in c.a. sia in direzione x che y, tali da fronteggiare in modo praticamente autonomo la totalità delle azioni sismiche che competono all'edificio.

4.1. Intervento di adeguamento mediante la sconnessione delle travi a ginocchio.

In figura 9 è mostrato schematicamente un possibile intervento da effettuare per sconnettere la trave a ginocchio dal pilastro a cui è collegata in corrispondenza del pianerottolo di riposo, in modo da trasmettere allo stesso pilastro solo lo sforzo di taglio della trave, sollecitandolo quindi solo a sforzo normale. In tal modo i pilastri molto tozzi dei telai della scala diventano nuovamente snelli come tutti gli altri. Si noti che occorre aggiungere una trave trasversale (rappresentata in questo esempio in acciaio) per equilibrare le azioni torcenti trasmesse dalle travi a ginocchio.

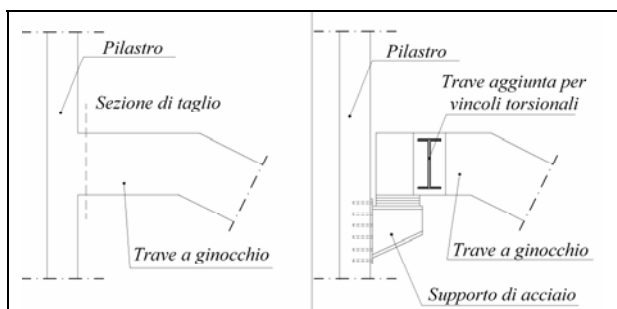


Figura 9. Intervento di sconnessione della trave a ginocchio dal pilastro della scala.

Inizialmente si è valutato l'effetto del solo intervento di sconnessione delle travi a ginocchio. Operando in questo modo la struttura in dir. y ne trae un grosso beneficio: come descritto meglio in [01], dove sono riportate anche le corrispondenti curve di push-over, non si manifestano più rotture a taglio prima di quelle a flessione, e si raggiungono significativi valori di vulnerabilità sismica, caratterizzati da PGA sopportabili variabili tra 0,20g e 0,34g. In pratica, modificando

opportunamente la configurazione strutturale, ma senza nessun rinforzo specifico, la struttura è praticamente capace di sostenere un terremoto di II categoria anche lungo la sua direzione più sfavorevole.

Successivamente si è ipotizzato di intervenire ulteriormente, rinforzando mediante incamiciatura i soli pilastri appartenenti ai telai della scala in direzione y, al fine di ottenere un ulteriore miglioramento del comportamento sismico.

Con tali rinforzi, però, non si è avuto nessun significativo incremento delle prestazioni strutturali in quanto i pilastri interessati alla rottura sono risultati quelli dei telai laterali. Pertanto si è ipotizzato di incamiciare anche questi ultimi sei pilastri, considerando una percentuale di armatura pari all'1%, calcolata trascurando le armature già presenti nel pilastro.

In Tab 6 per i pilastri interessati dal rinforzo vengono riportate le dimensioni originarie mediante l'incamiciatura. Per tali pilastri si è considerata una rotazione ultima maggiore, posta cautelativamente pari a 0,15 rad.

PILASTRO	1 e 6	7 e 12	9 e 10	13 e 18	15 e 16
Sezione originaria	30X50	90x30	90x30	30x90	40x90
Sezione ringrossata	50x100	120x50	120x50	50x110	50x110

Tabella 6. Pilastri rinforzati

In fig.10 sono riportate le curve di push-over, relative al treno di telai in dir.y con le travi a ginocchio sconnesse e tutti i pilastri appartenenti ai telai rinforzati.

Da essa si può notare che la duttilità della struttura è notevolmente aumentata rispetto a quella originaria (fig. 5), passando da circa 2 a 5, anche se con una leggera riduzione di resistenza (tagliante alla base). Si ottiene quindi, così, un ulteriore miglioramento del comportamento sismico della struttura, che diviene capace di sopportare PGA che variano tra 0,29g e 0,42g.

Dalla deformata del telaio al collasso si osserva per entrambe le distribuzioni di forze la formazione di cerniere plastiche all'estremità di tutte le travi, alla base dei pilastri e, solo in alcuni casi, in corrispondenza dei pilastri ai piani intermedi. In questo modo, quindi, si è ottenuto anche in dir.y un meccanismo ultimo molto prossimo ad uno di tipo globale, tanto da interessare quasi completamente tutti i nove piani dell'edificio.

In definitiva la modalità qui proposta di adeguamento sembra risultare sufficientemente efficace (anche nel caso di limitazione alla sola sconnessione della scala) e, nel contempo,

abbastanza economica e di semplice realizzazione.

I risultati ottenuti sono comunque subordinati all'ipotesi che non ci siano problemi locali connessi all'insufficienza dei dettagli strutturali, soprattutto in relazione ai nodi trave-pilastro non confinati (esterni) ed alla disposizione delle staffe alle estremità dei pilastri. Tali dettagli sono infatti determinanti sul comportamento locale delle sezioni in relazione appunto alle rotazioni flessionali ultime.

Ciò significa che qualsiasi intervento di adeguamento deve essere accompagnato da una attenta analisi in relazione a questi problemi, con eventuali ulteriori interventi tesi a sopperire alle eventuali deficienze riscontrate.

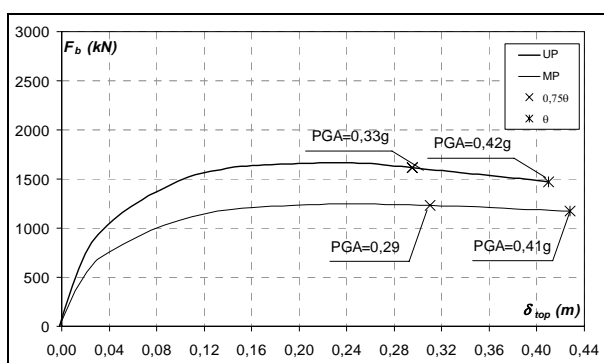


Figura 10. Struttura con travi a ginocchio sconnesse e pilastri rinforzati: push-over in dir.y

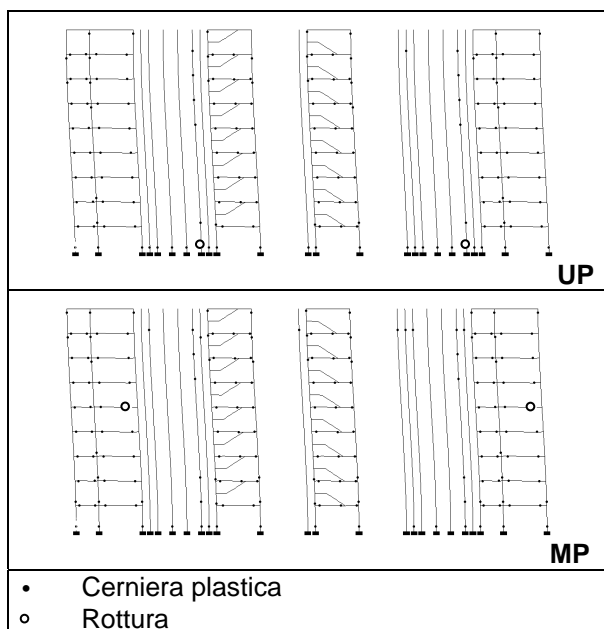


Figura 11. Struttura con travi a ginocchio sconnesse e pilastri rinforzati: Deformate in dir.y

4.2. Intervento di adeguamento mediante inserimento di pareti da taglio (setti).

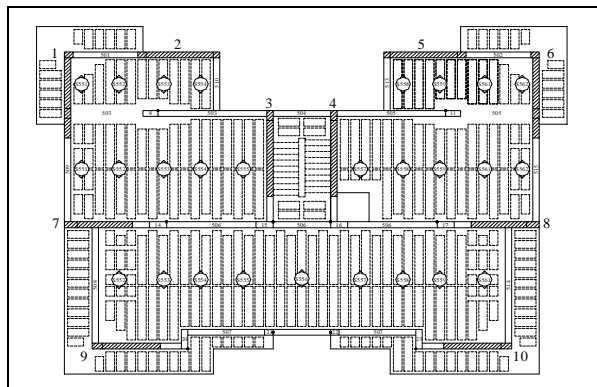


Figura 12. Disposizione dei setti in pianta

Il secondo tipo di intervento di adeguamento considerato consiste nell'inserimento di nuovi setti in c.a. a tutta altezza, disposti come indicato in fig 12. Il loro dimensionamento è stato effettuato mediante un'analisi statica lineare della struttura, affidando l'intera azione sismica ai soli setti.

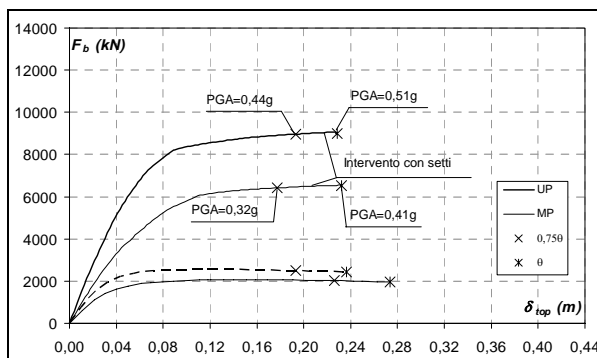


Figura 13. Struttura con setti: push-over in dir.x

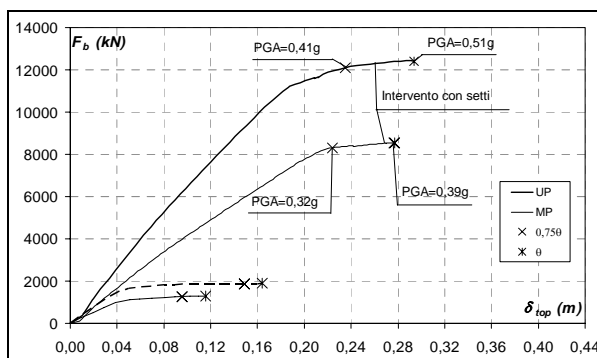


Figura 14. Struttura con setti: push-over in dir.y

In fig 13 e 14 sono riportate le curve push-over dei treni di telai della struttura con le pareti aggiuntive, rispettivamente in direzione x e y.

Nelle stesse figure, per confronto, sono riportate anche le stesse curve relative alla struttura originaria non rinforzata, con riferimento al caso A.

Si noti che, per le pareti, la rotazione ultima è stata calcolata secondo quanto indicato nell'OPCM 3431, che per tale tipo di struttura prevede ovviamente una riduzione di capacità rotazionale rispetto ai pilastri.

Per entrambe le direzioni si ottiene un aumento notevole della resistenza (da 3 a 5 volte) accompagnata però da una riduzione (di circa la metà) della duttilità.

Ne consegue comunque un miglioramento del comportamento sismico della struttura. Infatti la PGA in direzione x varia ora tra $0,32g$ e $0,51g$ (a fronte di $0,32g - 0,40g$ ottenuto per il caso A) e tra $0,32g$ e $0,51g$ in direzione y (a fronte dei valori molto bassi ottenuti per il caso A in condizioni originarie).

Si nota quindi che per la dir. x l'incremento non è così elevato, mentre in dir. y esso è molto forte, se riferito alla situazione iniziale. Tale incremento però diventa molto meno significativo se si confronta con i risultati ottenuti con l'altro intervento di adeguamento, che ha fornito, nella sua versione più blanda (cioè senza rinforzo dei pilastri), PGA variabili tra $0,20g$ e $0,34g$ e, in quella più estesa, valori compresi tra $0,29g$ e $0,42g$.

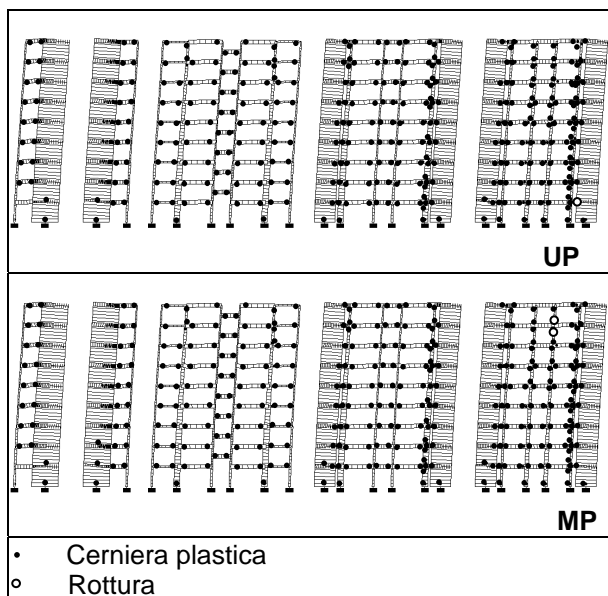


Figura 15. Struttura con setti: deformata in dir.x

Analizzando le deformate relative alla situazione ultima, in entrambe le direzioni si formano cerniere plastiche alla base delle pareti, che però non raggiungono mai la loro rotazione limite. La rottura, invece, è sempre dovuta all'attingimento dei limiti deformativi dei pilastri, e

quindi risulta connessa ad una sofferenza della struttura originaria nella interazione con le pareti, della quale cosa non può non tenersi conto in sede di progettazione reale.

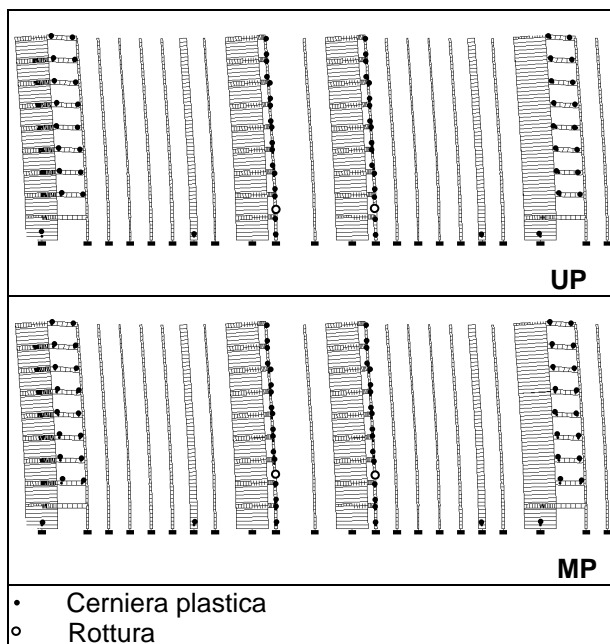


Figura 16. Struttura con setti: deformata in dir.y

4. CONCLUSIONI

Gli edifici con struttura in c.a. con travi e pilastri, progettati per soli carichi verticali, della tipologia caratteristica degli anni '70 e '80, presentano una impostazione strutturale che li rende nel complesso in grado di sopportare anche azioni orizzontali di tipo sismico, purché si evitino pericolose rotture a taglio e si intervenga per ovviare ad insufficienze dei dettagli costruttivi.

Il comportamento della struttura nella sua configurazione originaria risulta non molto influenzato dalla percentuale di armatura presente nei pilastri (che è comunque piuttosto bassa), mentre risente, ovviamente, di una eventuale ridotta qualità del calcestruzzo.

E' risultato quindi che l'adeguamento sismico di edifici del genere sembra essere possibile con interventi relativamente limitati e non particolarmente invasivi. In particolare appare più conveniente modificare, ove necessario (ad es. in corrispondenza della scala), la configurazione strutturale piuttosto che rafforzare i singoli elementi.

I risultati riportati in questa memoria, anche se riferiti ad un caso studio, possono considerarsi abbastanza significativi soprattutto perché sono relativi ad un edificio di altezza notevole, quasi al limite della corrispondente tipologia costruttiva.

5. BIBLIOGRAFIA

- [01] **B. CALDERONI, E.A. CORDASCO, P. LENZA,** "Vulnerability and Assessment of Existing R.C. Building in Seismic Areas", *Proc. of 2th fib congress*, June 2006, Napoli (su CDRom)
- [02] **B. CALDERONI, P. LENZA,, P.P. ROSSI** "Prescrizioni normative e sicurezza sismica", *Ingegneria sismica*, 2000; 2.
- [03] **E. COSENZA, G. MANFREDI, M.G. VERDERAME, G.** "Seismic Assessment of Gravity Load Designed R.C. Frames: Critical Issues in Structural Modelling." *Journal of Earthquake engineering*, 2002; 6-Special Issue 1: pp.101-122,
- [04] **M. PECCE, L. DI SARNO, E. COSENZA,** "Metodologia per l'analisi di vulnerabilità sismica di edifici in c.a.", *Atti. del 15th Congress CTE*, Novembre 2004, Bari.
- [05] **F. MAZZOLANI, B. CALDERONI, G. DELLA CORTE, G. DE MATTEIS, B. FAGGIANO, S. PANICO.** "Full Scale Testing of Different Seismic Upgrading Metal Techniques on an exiting RC building.", *Proc. of 4th International Conference "STESSA 2003"*, June 2003, Naples. Swets & Zeitlinger, Lisse, 2003: 719-726
- [06] **P. FAJFAR, P. GASPERSIC,** "The N2 method for the seismic damage for RC buildings." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2000; 25:pp. 23-67
- [07] **C. FAELLA, E. MARTINELLI, D. DE SANTO, E. NIGRO** "Valutazione della Vulnerabilità Sismica e Strategie d'Intervento su Edifici Scolastici con Struttura portante in C.A" *Proc. of 15th Congress CTE*, November 2004, Bari

Contatti con gli autori:

Bruno Calderoni: calderon@unina.it

EmiliaAngela Cordasco:
emiliaangela.cordasco@unina.it

Pietro Lenza; lenza@unina.it