

## **Prefazione**

*L'edificazione sviluppatasi in Italia nel dopoguerra, e negli anni '50-'60 in particolare, è molto spesso caratterizzata da strutture in cemento armato progettate in assenza di normativa sismica. In molti casi i territori sono stati definiti sismici in un secondo momento e pertanto lo studio di tali edifici è di notevole interesse per studi di vulnerabilità; da questo punto di vista particolarmente emblematico è il caso di Catania.*

*Dunque lo studio della risposta sismica degli edifici in cemento armato progettati per i soli carichi verticali costituisce un argomento di grande importanza sociale ed economica, dato il numero di casi esistenti nel nostro Paese, ed al contempo riserva molti complessi problemi di modellazione, essendo potenzialmente attive molte sorgenti di fragilità e degrado strutturale.*

*In questo volume si raccolgono gli studi sull'argomento effettuati in ambito GNDT in un'attività coordinata da Edoardo Cosenza, inseriti nel più ampio ambito degli interventi di riduzione del rischio sismico coordinato da GianMichele Calvi.*

*Gli studi hanno carattere generale, e possono dunque essere applicati a qualunque edificio in cemento armato esistente; le applicazioni numeriche sono però volutamente rivolte al caso Catania, in quanto gli studi si sono sviluppati in parallelo con il "Progetto Catania", coordinato da Ezio Faccioli.*

*L'analisi dell'edilizia tipica di Catania, con sopralluoghi sul posto e ricerche negli archivi di IACP e del Genio Civile, in collaborazione dunque con gli Enti Locali, ha portato alla definizione di edifici tipici che sono stati studiati indipendentemente da vari Gruppi di Ricerca (Catania, Napoli Federico II, due gruppi di Roma La Sapienza). Il confronto dei risultati ottenuti con l'applicazione delle diverse metodologie di studio, effettivamente utilizzate dai diversi gruppi di ricerca, consente di verificarne l'applicabilità e di valutare l'attendibilità delle previsioni.*

*Dunque dalla presente monografia si ottengono interessanti confronti in relazione ai diversi modi di modellare la struttura e di effettuare analisi, in campo lineare e non lineare, con azioni di tipo statico e di tipo dinamico.*

*Gli input sismici considerati sono stati derivati da studi condotti, sempre in ambito GNDT, in relazione alla generazione di accelerogrammi sintetici a partire dalla modellazione dei processi di rottura nelle sorgenti e conseguente propagazione delle onde.*

*L'insieme delle ricerche indica in definitiva su quali problematiche la comunità scientifica è convergente, ma anche quali problemi sono ancora aperti e meritano ulteriori approfondimenti.*

*Dal punto di vista operativo, gli studi purtroppo confermano l'elevata vulnerabilità del patrimonio edilizio in cemento armato della città di Catania.*

*Il Presidente del G.N.D.T.  
Prof. Claudio Eva*



## 1. INTRODUZIONE

*(E. Cosenza)*

Il presente volume raccoglie gli studi effettuati nell'ambito del GNDT sulla valutazione e l'adeguamento degli edifici in cemento armato progettati per soli carichi verticali, coordinati dallo scrivente. L'attività si inserisce nel più ampio tema dello sviluppo di strumenti e strategie per gli interventi di riduzione del rischio sismico, coordinato da G.M. Calvi.

L'attività di ricerca svolta ha avuto come obiettivo fondamentale l'approfondimento e l'estensione delle attuali conoscenze sulla valutazione della vulnerabilità sismica di tali edifici. Lo studio è stato condotto da diverse unità di ricerca indipendenti, riferendosi però ad edifici in cemento armato prestabiliti. In particolare si è fatto riferimento ad edifici tipici del Comune di Catania, ovvero potenzialmente a forte rischio sismico, incrociando di fatto gli studi con quelli condotti nell'ambito del progetto Catania, coordinati da E. Faccioli.

A tal fine i primi due passi, condotti in parallelo, sono stati relativi alla definizione di input sismici significativi per l'area esaminata e nell'individuazione di alcuni edifici esistenti a Catania che possano essere ritenuti rappresentativi di una vasta tipologia.

Per quanto concerne il primo punto, descritto in dettaglio nel capitolo 2, sono state considerate ed analizzate le registrazioni sintetiche prodotte da tre diversi gruppi di ricerca, in particolare dell'Università di Napoli Federico II, dell'Università di Trieste e dell'Osservatorio Geofisico di Trieste. Ciascuna unità di ricerca ha poi prescelto liberamente altre registrazioni accelerometriche storiche, ritenute particolarmente significative. La scelta degli edifici in cemento armato da studiare, si è basata su uno screening effettuato sul posto, mediante sopralluoghi e ricerche negli archivi del Genio Civile e dello IACP. In conclusione sono stati identificati due edifici denominati "Monterosso" e "IACP", di cui sono stati reperiti, esaminati e riportati in forma CAD gli elaborati progettuali. Il dettaglio è riportato nel capitolo 3.

L'analisi di dettaglio della vulnerabilità di tali edifici, ritenuti significativi di larga parte del patrimonio edilizio catanese, è stata condotta simultaneamente da quattro gruppi di ricerca, in particolare: Unità di Ricerca di Catania (coordinatore Oliveto, con Calì e Marletta), Napoli Federico II (coordinatore Cosenza, con Manfredi, Polese, Verderame), Roma La Sapienza, I unità (coordinatore Decanini, con Mollaioli) e Roma La Sapienza, II unità (coordinatore Ciampi, con Paolacci). L'attività è descritta in dettaglio rispettivamente nei capitoli 4, 5, 6 e 7.

Nella fase iniziale del progetto si è deciso che i singoli gruppi operassero indipendentemente, disponendo come base comune unicamente dei dati progettuali degli edifici. Ciò ha consentito di operare con modellazioni ed approcci concettuali differenti, con esito interessante tanto per il fine strettamente operativo, e cioè di ottenere una serie di giudizi indipendenti sulla sicurezza di due complessi strutturali tipici dell'edilizia di Catania, quanto per il fine scientifico, e cioè di formulare

un'analisi comparativa dei risultati, riconoscendo i problemi in cui la conoscenza strutturale è ormai matura dai problemi in cui il dibattito scientifico è ancora da considerarsi aperto.

In pratica tutti i gruppi hanno analizzato l'edificio definito "Monterosso", mentre le due unità di Roma hanno studiato l'edificio denominato "IACP".

Tutti i gruppi hanno effettuato modellazioni piane e tridimensionali ed hanno studiato il problema in campo dinamico lineare. In tutti i casi sono state svolte analisi statiche non lineari tipo push-over ed analisi dinamiche non lineari. L'unità di Roma, Ciampi, si è concentrata anche sullo studio di tecniche di intervento tradizionali ed innovative, pervenendo a risultati di interesse applicativo.

Tutti i gruppi di ricerca concordano, in maniera più o meno definitiva, nel ritenere gli edifici studiati vulnerabili sismicamente.

Dal punto di vista squisitamente scientifico, il quadro complessivo che emerge è di grande interesse, con risultati ottenuti dalle varie unità molto prossimi nello studio di alcuni problemi, ma anche molto distanti in altri casi. In definitiva si delinea, di fatto, un'interessante stato dell'arte sulle tecniche operative di analisi degli edifici in cemento armato e contemporaneamente si definisce una serie di problemi ancora aperti nell'ingegneria sismica degli edifici, progettati per soli carichi verticali.

## **2. CARATTERISTICHE DELL'INPUT SISMICO ATTESO**

(G. Manfredi)

### **2.1 Introduzione**

L'attività di ricerca, denominata Progetto Catania, è stata finalizzata alla individuazione degli scenari di danneggiamento sismico per la città di Catania. In tale ambito un ruolo centrale è rappresentato dalla definizione dell'input sismico atteso. Tale definizione si presenta particolarmente complessa, non essendoci registrazioni accelerometriche di eventi gravosi in tale area. Per tale motivo tre diverse unità di ricerca sismologiche (Napoli Università Federico II, Trieste Università e Trieste Osservatorio Geofisico) hanno proceduto alla simulazione degli accelerogrammi attesi partendo da modelli di tipo fisico.

I modelli utilizzati dalle diverse unità sono molto differenti ed ognuno di essi presenta delle caratteristiche peculiari che li rende di avanguardia nel settore. Queste differenze, accoppiate alla indubbia difficoltà nella definizione delle numerose variabili di tipo geologico e geofisico che governano il meccanismo focale e la propagazione della radiazione sismica, rendono gli accelerogrammi prodotti molto diversi.

Nel seguente capitolo si è proceduto alla caratterizzazione delle registrazioni accelerometriche in modo da individuare terremoti che siano rappresentativi di un'ampia casistica e di valutare alcuni parametri accelerometrici significativi dal punto di vista ingegneristico da correlare con la risposta elasto-plastica della struttura.

### **2.2 Previsione Università di Napoli**

Gli accelerogrammi sintetici di Catania prodotti dall'unità di Napoli, che chiameremo previsione UniNa (Zollo et al. 1999), fanno riferimento a tre condizioni geotecniche locali:

- Sito 1235-B. Lave di forte spessore;
- Sito 365-C. Lave di spessore limitato su limi ed argille;
- Sito 85-E. Riporti su argille e limi sabbiosi.

Per ogni sito sono stati costruiti 200 accelerogrammi, divisi in due gruppi di 100, relativi a due direzioni fra loro ortogonali. Per ogni sito e per ognuna delle due direzioni, quindi, sono stati processati 100 accelerogrammi. Nella Tab. 6.3 sono sinteticamente riportate le caratteristiche degli accelerogrammi sintetici esaminati, riportando i valori medi ottenuti (il coefficiente di variazione è riportato tra parentesi). Per quanto attiene alle quantità riportate in tabella, le grandezze accelerometriche sono: *PGA* (accelerazione massima del suolo), *PGV* (velocità massima del suolo), *PGD* (spostamento massimo del suolo),  $I_a$  (intensità secondo

Arias),  $I_d$  (intensità di danno secondo Cosenza e Manfredi),  $t_d$  (durata effettiva secondo Trifunac e Brady),  $C_a$  (amplificazione spettrale dell'accelerazione nel campo dei bassi periodi, secondo Newmark e Hall),  $C_v$  (amplificazione spettrale della velocità nel campo dei medi periodi) e  $C_d$  (amplificazione spettrale dello spostamento nel campo degli alti periodi).

Tab. 2.1: Caratteristiche accelerometriche del terremoto atteso a Catania. Previsione UniNA.

	Sito 1235-B		Sito 365 - C		Sito 85 - E	
	Sud	Est	Sud	Est	Sud	Est
<b>PGA</b> [cm/s <sup>2</sup> ]	165.24 (0.53)	76.42 (0.57)	76.94 (0.59)	38.71 (0.64)	235.90 (0.56)	114 (0.61)
<b>PGV</b> [cm/s]	5.54 (0.58)	3.05 (0.66)	5.34 (0.61)	3.02 (0.68)	6.61 (0.59)	3.49 (0.64)
<b>PGD</b> [cm]	0.96 (0.56)	0.57 (0.62)	0.96 (0.56)	0.56 (0.63)	0.93 (0.56)	0.54 (0.63)
<b>PGV/PGA</b> [S·10 <sup>-2</sup> ]	3.35	3.99	6.94	7.80	2.80	3.06
<b>I<sub>d</sub></b>	13.58 (0.67)	15.65 (0.85)	5.84 (0.62)	7.35 (0.74)	11.63 (0.70)	14.10 (0.77)
<b>I<sub>a</sub></b> [cm <sup>2</sup> /s <sup>3</sup> ]	1701 (0.78)	470 (0.83)	338 (0.78)	127 (0.91)	2403 (0.74)	735 (0.84)
<b>t<sub>d</sub></b> [s]	4.93 (0.77)	13.06 (0.92)	5.23 (0.74)	10.96 (0.87)	4.80 (0.81)	13.91 (0.94)
<b>C<sub>a</sub></b>	2.42 (0.11)	2.47 (0.12)	2.07 (0.17)	2.12 (0.18)	2.57 (0.13)	2.56 (0.13)
<b>C<sub>v</sub></b>	1.67 (0.38)	1.47 (0.41)	1.91 (0.22)	1.96 (0.25)	2.02 (0.33)	1.81 (0.34)
<b>C<sub>d</sub></b>	1.01 (0.71)	1.25 (0.60)	1.95 (0.22)	1.98 (0.22)	1.05 (0.69)	1.26 (0.66)

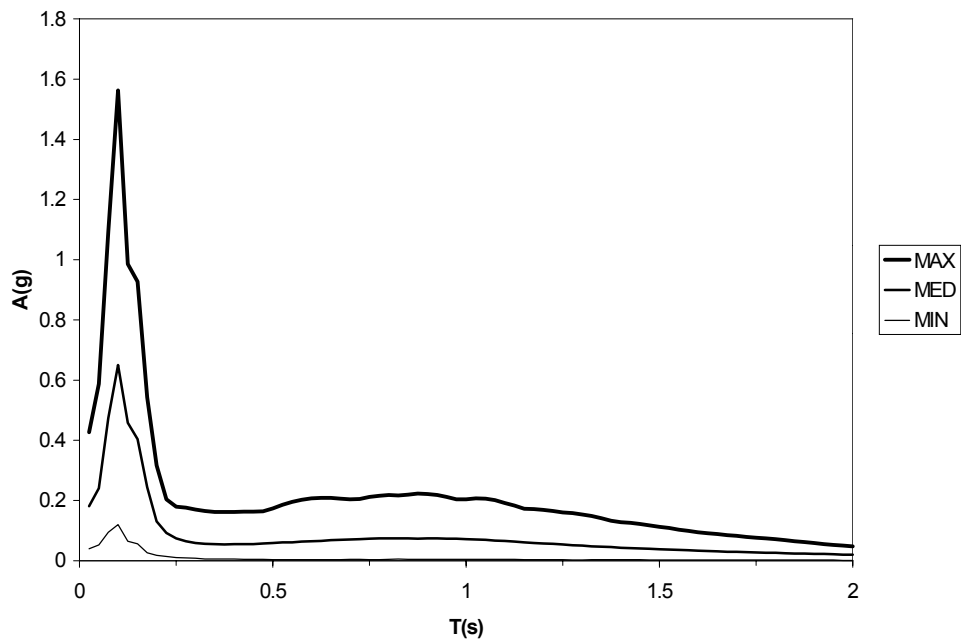


Fig. 2.1 - Involuppo spettri di risposta: previsione UniNa (sito 1235-B, dir. Sud).

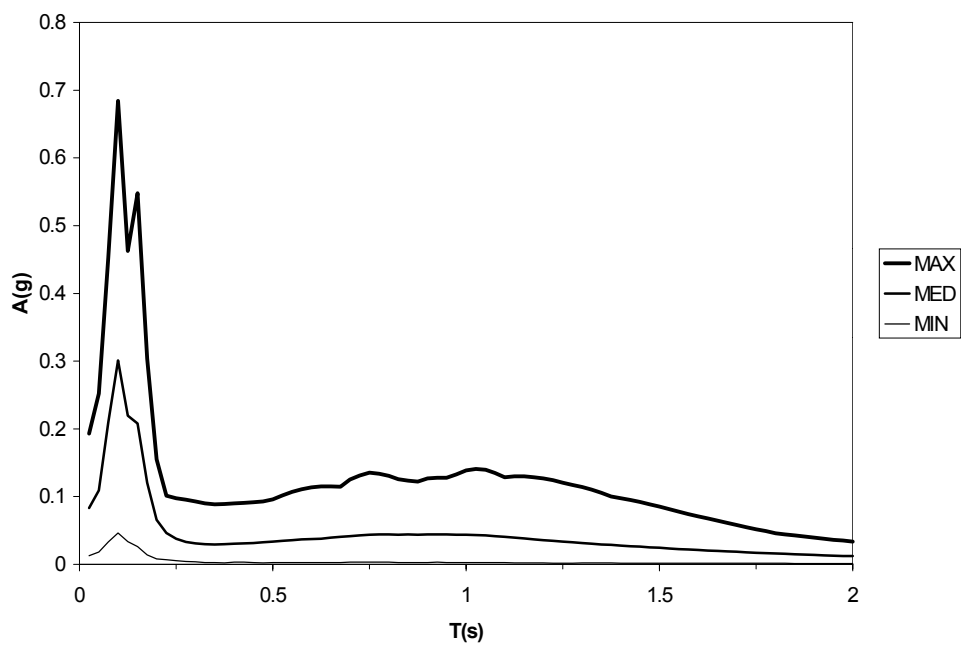


Fig. 2.2 - Involuppo spettri di risposta: previsione UniNa (sito 1235-B, dir. Est).

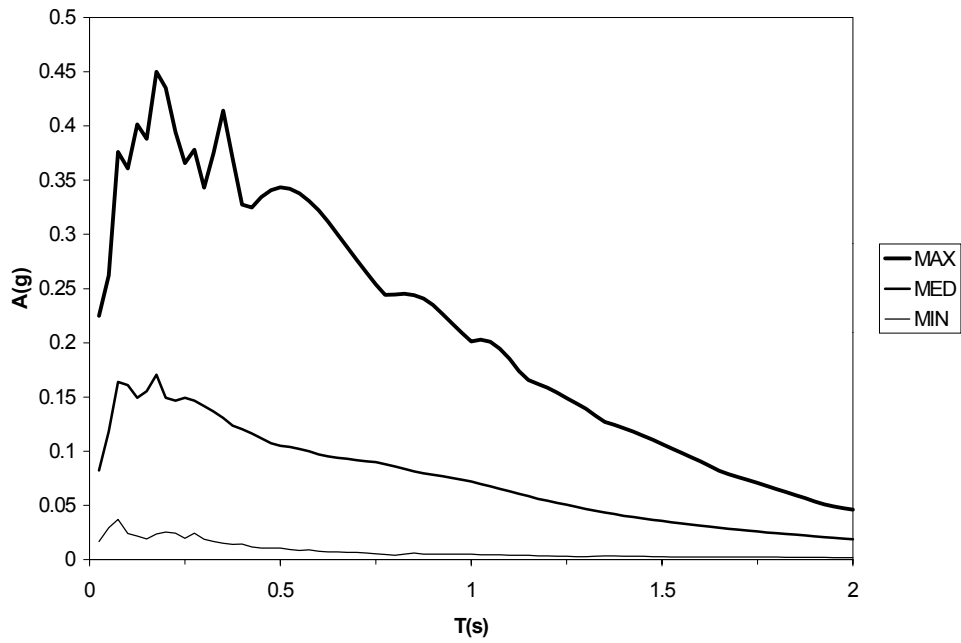


Fig.2.3 - Inviluppo spettri di risposta: previsione UniNa (sito 365-C, dir. Sud).

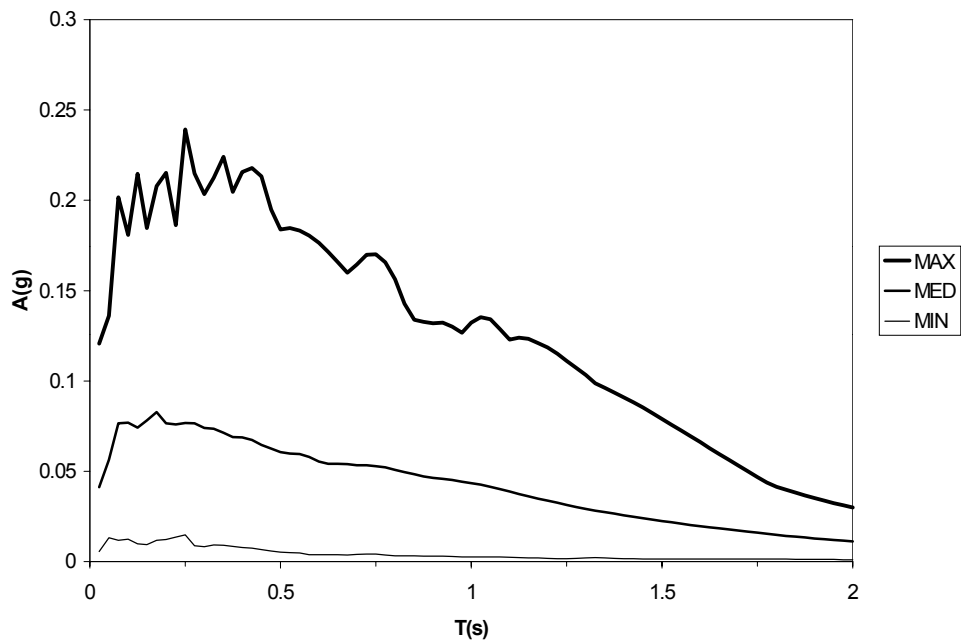


Fig. 2.4 - Inviluppo spettri di risposta: previsione UniNa (sito 365-C, dir. Est).



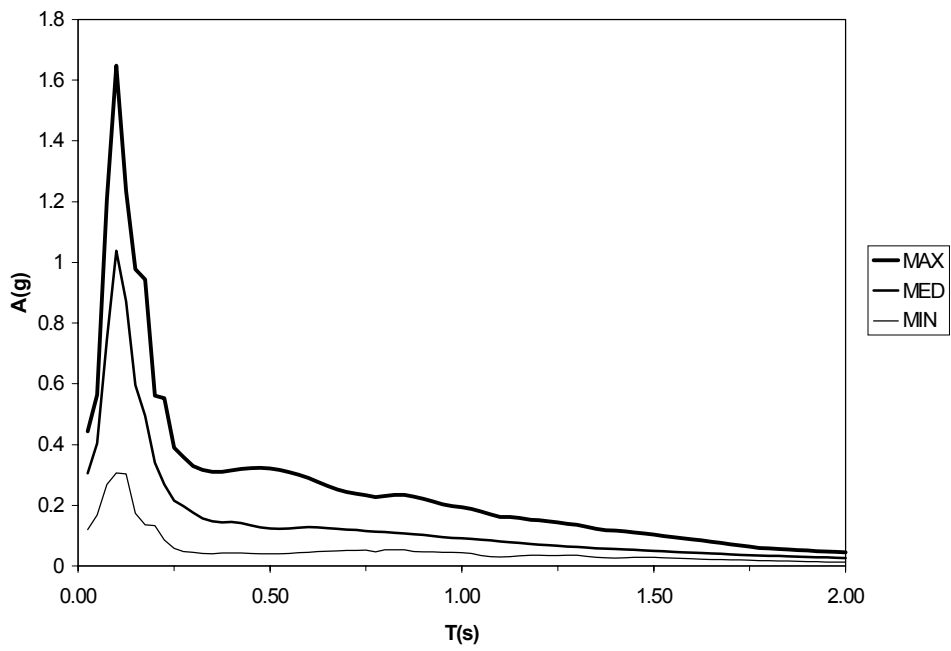


Fig. 2.5 - Involuppo spettri di risposta: previsione UniNa (sito 85-E, dir. Sud).

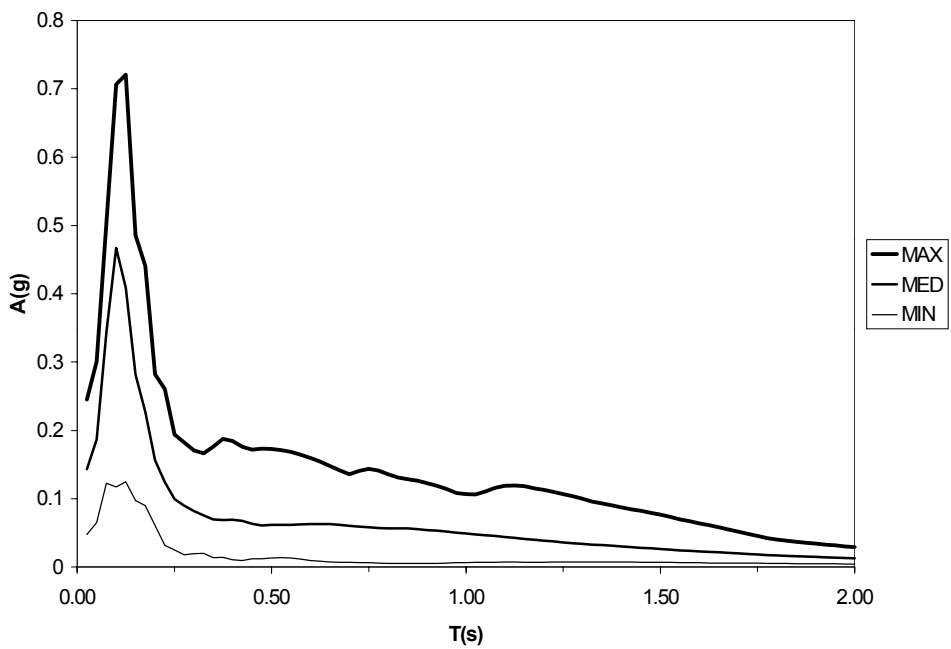


Fig. 2.6 - Involuppo spettri di risposta: previsione UniNa (sito 85-E, dir. Est).

### 2.3 Previsione Università di Trieste

Per quanto riguarda gli accelerogrammi prodotti dall'unità dell'Università di Trieste (Romanelli et al. 1999), che indicheremo come previsione UNITS, sono stati prodotti accelerogrammi che fanno riferimento a due condizioni geotecniche locali: un primo sito su roccia ed un secondo caratterizzato da sabbia ed argilla. Nella Tab. 2.2 vengono riportate le caratteristiche accelerometriche, riferite per il primo sito a tre accelerogrammi denominati minimo, medio e massimo, mentre per il secondo sito è disponibile solo l'accelerogramma definito come medio.

Tab. 2.2: Caratteristiche accelerometriche del terremoto atteso a Catania. Previsione UNITS.

	ROCCIA_MAX	ROCCIA_MED	ROCCIA_MIN	SABBIA- ARGILLA
<b>PGA</b> [cm/s <sup>2</sup> ]	774.21 (0.79 g)	823.89 (0.84 g)	603.09 (0.61 g)	360.20 (0.37 g)
<b>PGV</b> [cm/s]	41.57	32.35	26.05	28.03
<b>PGD</b> [cm]	8.71	8.31	7.04	7.72
<b>PGV/PGA</b> [S·10 <sup>-2</sup> ]	5.37	3.93	4.32	7.78
<b>I<sub>d</sub></b>	5.05	5.03	3.87	2.66
<b>I<sub>a</sub></b> [cm <sup>2</sup> /s <sup>3</sup> ]	26230	21639	9814.8	4333
<b>t<sub>d</sub></b> [s]	1.075	4.053	11.91	10.01
<b>C<sub>a</sub></b>	2.2 (1.74 g/g)	1.60 (1.34 g/g)	1.60 (0.98 g/g)	1.60 (0.59 g/g)
<b>C<sub>v</sub></b>	2.94	2.43	1.92	2.29
<b>C<sub>d</sub></b>	1.06	0.754	1.060	0.994

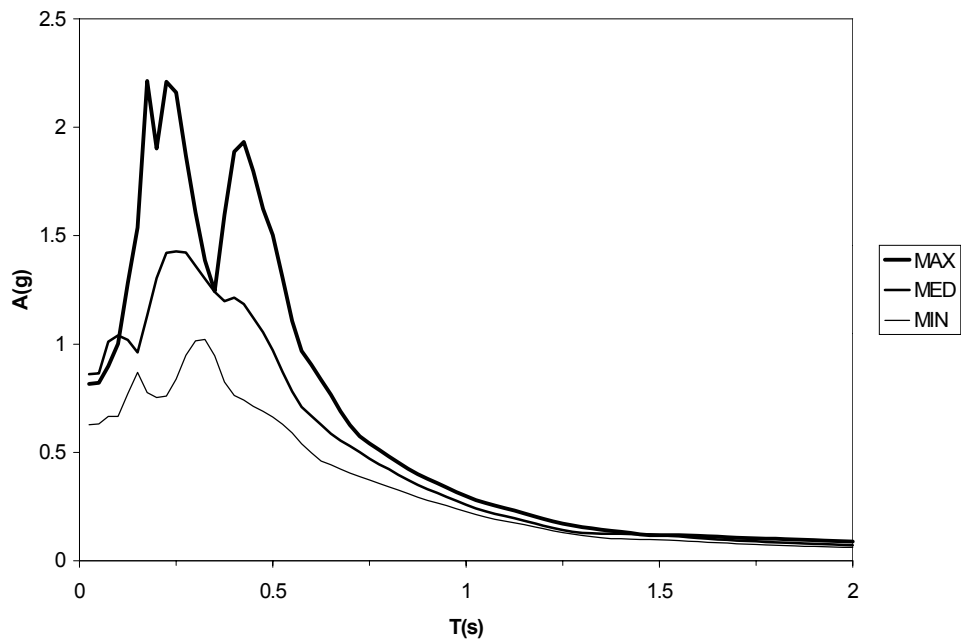


Fig. 2.7 - Involuppo spettri di risposta: previsione UNITS (sito roccia).

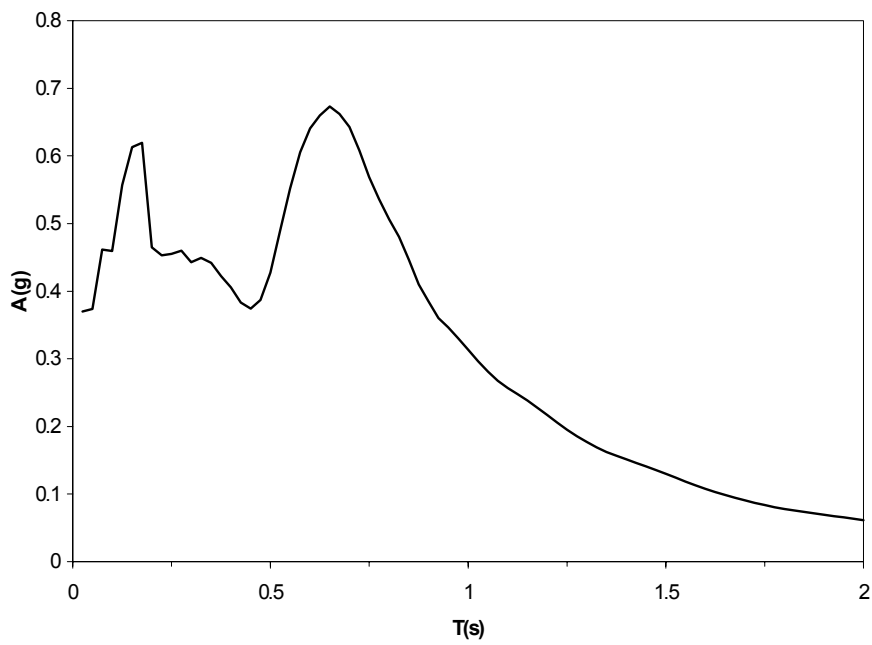


Fig. 2.8 - Involuppo spettri di risposta: previsione UNITS (sito sabbia-argilla).

## 2.4 Previsione Osservatorio Geofisico di Trieste

Gli accelerogrammi prodotti dall'unità dell'Osservatorio Geofisico di Trieste (Priolo et al. 1999) possono essere riassunti in due serie: la 1°, che indicheremo come previsione OGSTS1, in cui è stata considerata una sorgente puntiforme ed una 2°, che indicheremo come OGSTS2, in cui si è considerata una serie di sorgenti puntiformi attivate in successione per simulare l'effetto della dimensione della faglia.

Nella 1° serie sono stati prodotti accelerogrammi che fanno riferimento a due condizioni geotecniche locali: un primo sito su lave di forte spessore ed un secondo su terreno deformabile. In Tab. 2.3 vengono riportate le caratteristiche accelerometriche relative agli accelerogrammi medi dei due siti per due direzioni ortogonali fra loro. In particolare, le direzioni considerate sono quella ortogonale alla faglia, denominata DIR1, e quella parallela alla faglia, denominata DIR2.

Tab. 2.3: Caratteristiche accelerometriche del terremoto atteso a Catania. Previsione OGSTS1.

	SITO1_DIR1	SITO1_DIR2	SITO2_DIR1	SITO2_DIR2
<b>PGA</b> [cm/s <sup>2</sup> ]	340 (0.35g)	174 (0.18g)	383 (0.39g)	216 (0.22g)
<b>PGV</b> [cm/s]	53.92	18.76	56.74	13.56
<b>PGD</b> [cm]	20.83	3.87	18.81	5.61
<b>PGV/PGA</b> [s·10 <sup>-2</sup> ]	15.9	10.8	14.8	6.27
<b>I<sub>d</sub></b>	1.71	3.84	2.02	7.40
<b>I<sub>a</sub></b> [cm <sup>2</sup> /s <sup>3</sup> ]	5060	2020	7090	3500
<b>t<sub>d</sub></b> [s]	4.26	4.86	4.74	6.12
<b>C<sub>a</sub></b>	1.7 (0.59g/g)	1.8 (0.32g/g)	1.8 (0.70g/g)	1.6 (0.35g/g)
<b>C<sub>v</sub></b>	1.49	1.99	1.35	2.03
<b>C<sub>d</sub></b>	0.92	1.73	1.02	1.07

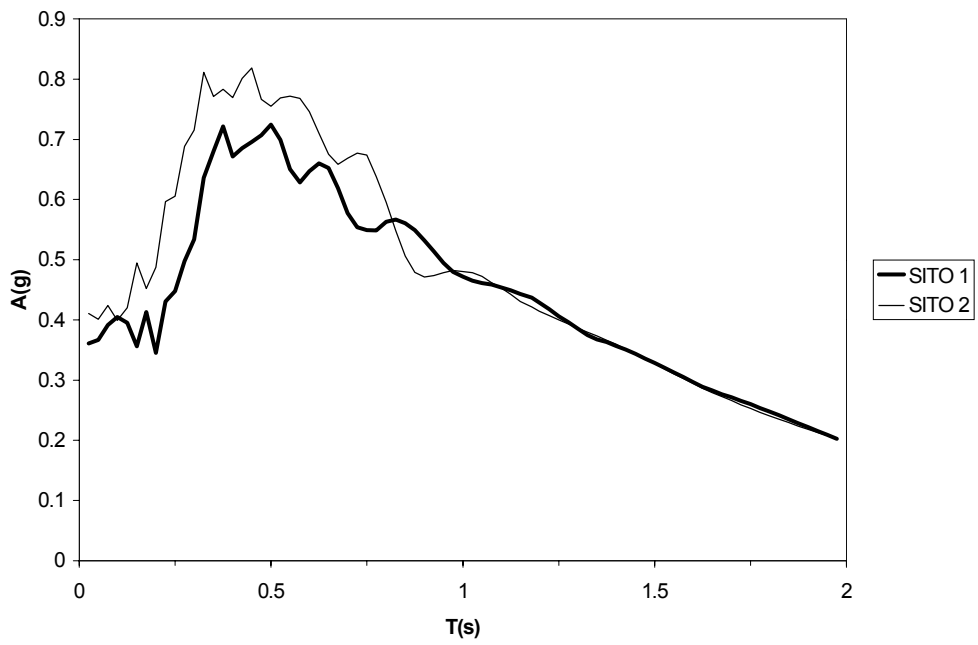


Fig. 2.9 - Spettri di risposta: previsione OGSTSI - direzione 1.

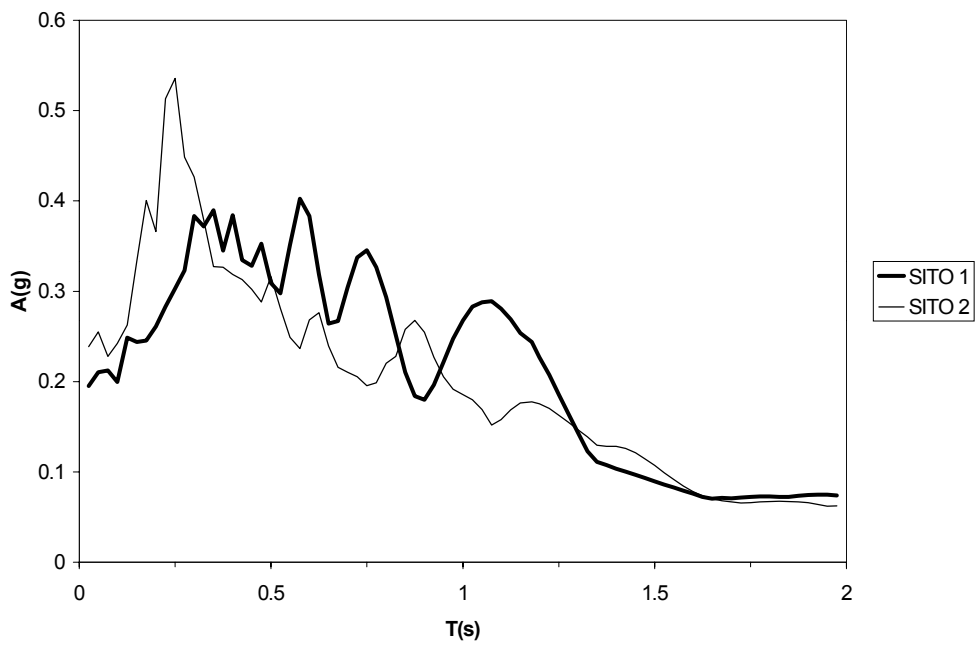


Fig. 2.10 - Spettri di risposta: previsione OGSTSI - direzione 2.

Nella 2° serie sono stati prodotti accelerogrammi che si riferiscono al transetto T3. Le condizioni di sito sono le seguenti:

Seg1 Strato di ridotto spessore di suolo e terreni di riporto e detriti lavici sopra un basamento di medio spessore di lava

Seg2 Scorie laviche di ridotto spessore incuneato ai margini del sottile basamento lavico ed in contatto laterale con terreno di riporto

Seg3 Strato di terreni di riporto interrotto lateralmente da misto di lava/sabbie/ghiaia poggiate su spesso strato argilloso/sabbioso/limoso

Seg4 Spessa copertura di lava su strato di argille azzurre

La direzione delle componenti è la medesima della 1° simulazione.

Tab. 2.4: Caratteristiche accelerometriche del terremoto atteso a Catania. Previsione OGSTS2.

	<b>SEG1 DIR1</b>	<b>SEG1 DIR2</b>	<b>SEG2 DIR1</b>	<b>SEG2 DIR2</b>	<b>SEG3 DIR1</b>	<b>SEG3 DIR2</b>	<b>SEG4 DIR1</b>	<b>SEG4 DIR2</b>
<b>PGA</b> [cm/s <sup>2</sup> ]	465 (0.47g)	372 (0.38g)	542 (0.55g)	315 (0.32g)	561 (0.57g)	359 (0.18g)	356 (0.36g)	142 (0.14g)
<b>PGV</b> [cm/s]	57.93	33.81	64.56	33.86	63.55	33.46	48.44	21.61
<b>PGD</b> [cm]	18.82	8.21	21.07	8.20	20.31	8.10	23.98	7.74
<b>PGV/PGA</b> [s·10 <sup>-2</sup> ]	12.5	9.1	10.1	10.7	11.3	9.3	13.6	15.2
<b>I<sub>d</sub></b>	4.45	2.57	5.72	6.21	4.79	5.11	5.91	6.33
<b>I<sub>a</sub></b> [cm <sup>2</sup> /s <sup>3</sup> ]	19350	5220	32280	10680	27520	9910	16440	3130
<b>t<sub>d</sub></b> [s]	5.58	7.98	6.78	6.90	5.94	7.02	5.82	7.50
<b>C<sub>a</sub></b>	1.8 (0.87g/g)	1.6 (0.61g/g)	1.9 (1.38g/g)	2.2 (0.71g/g)	1.7 (0.97g/g)	1.8 (0.66g/g)	2.1 (0.76g/g)	2.4 (0.35g/g)
<b>C<sub>v</sub></b>	2.82	1.33	2.47	1.79	2.50	1.85	3.07	2.20
<b>C<sub>d</sub></b>	1.76	1.07	1.63	1.12	1.56	1.09	1.28	0.93

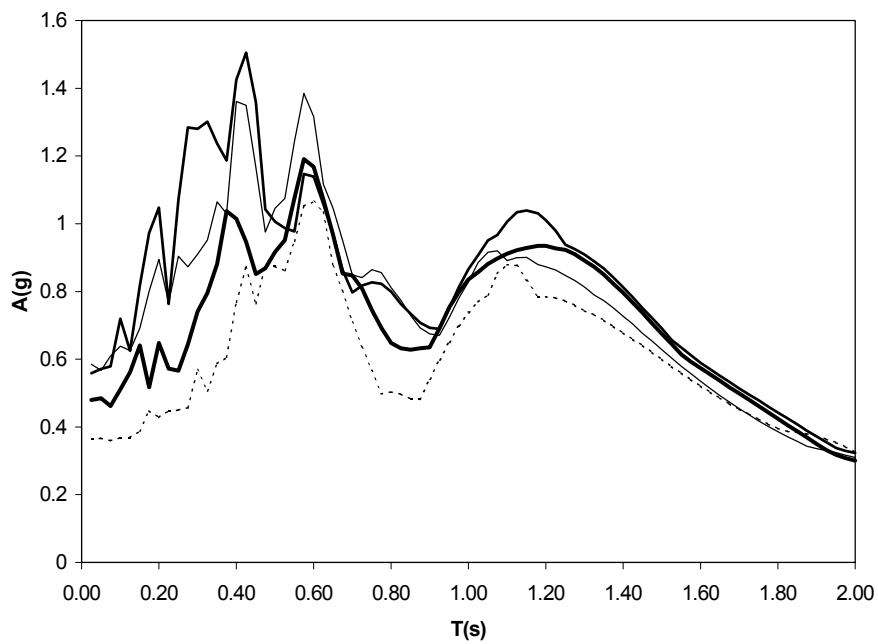


Fig. 2.11 - Spettri di risposta: previsione OGSTS2 - direzione 1.

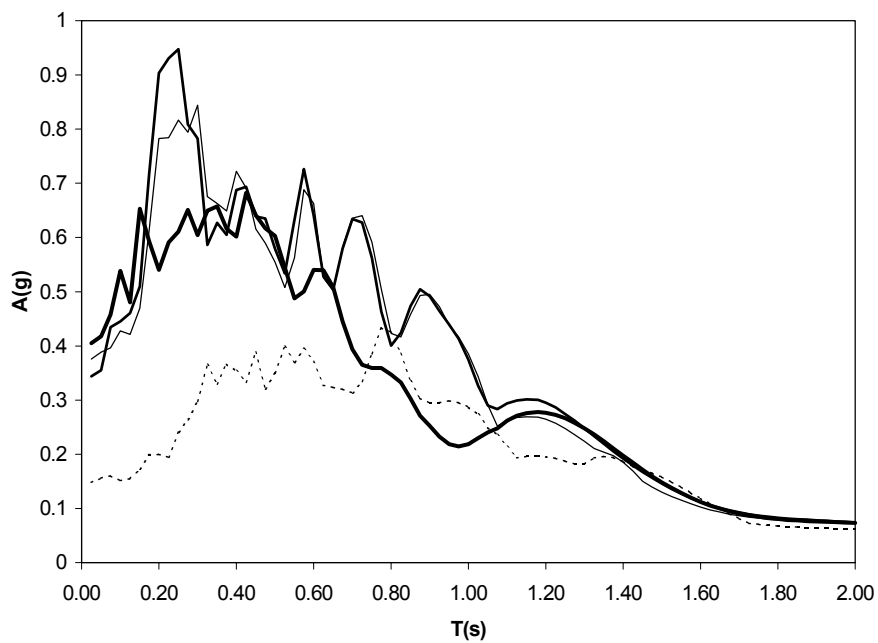


Fig. 2.12 - Spettri di risposta: previsione OGSTS2 - direzione 2.

## 2.5 Caratteristiche accelerometriche

E' interessante osservare da una prima analisi che le caratteristiche degli accelerogrammi prodotti dalle tre unità presentano differenze significative.

Partendo da un iniziale confronto fra gli accelerogrammi prodotti dai vari gruppi di studio, appare subito evidente una discreta varietà dei dati accelerometrici ottenuti. Per il sito su lave di forte spessore i valori medi della *PGA*, nella previsione UniNA, variano fra  $165 \text{ cm/s}^2$  (0.17 g) e  $76 \text{ cm/s}^2$  (0.08 g) nelle due direzioni, con *COV* che assume valori di 0.53 e 0.57, rispettivamente. Sempre per la stessa condizione stratigrafica, l'Osservatorio di Trieste prevede delle accelerazioni massime al suolo che variano fra i valori di  $142 \text{ cm/s}^2$  (0.14 g) e  $356 \text{ cm/s}^2$  (0.36 g), mentre nella previsione dell'Università di Trieste vengono proposti valori che vanno da  $604 \text{ cm/s}^2$  (0.61 g) a  $824 \text{ cm/s}^2$  (0.79 g) a.

Per quanto riguarda le durate effettive  $t_D$  si hanno, per la previsione UniNA e sempre per la prima condizione geotecnica, valori medi che vanno da 4.93 secondi a 13.91 secondi con coefficienti di variazione entrambi superiori a 0.7. Nella previsione OGSTS1 e 2 si riscontra una durata effettiva meno variabile con un intervallo compreso tra 4.26 s e 6.21 s, mentre per la UNITS si hanno durate medie che vanno da 1.08 s a 11.9 s.

Confrontando le grandezze maggiormente legate al contenuto energetico dell'evento sismico atteso, si trova che nella previsione UniNA, sempre per il sito su lave in forte spessore, la *PGV* assume valori compresi tra 3.05 cm/s e 5.54 cm/s, con *COV* intorno a 0.5; nella previsione dell'Osservatorio di Trieste si hanno valori della *PGV* compresi tra 18.8 cm/s e 53.9 cm/s, mentre nella previsione UNITS si hanno valori compresi tra 26.1 cm/s e 41.6 cm/s.

Il rapporto *PGV/PGA* assume valori compresi tra  $3.35 \cdot 10^{-2}$  s e  $3.99 \cdot 10^{-2}$  s, nella previsione UniNA,  $10.8 \cdot 10^{-2}$  s e  $15.9 \cdot 10^{-2}$  s nella previsione OGSTS, e tra  $.37 \cdot 10^{-2}$  s e  $3.93 \cdot 10^{-2}$  s nella previsione UNITS.

Per quanto riguarda i valori dell'intensità di Arias, questi variano da un massimo, assunto nella previsione UNITS, di  $26230 \text{ cm}^2/\text{s}^3$  e un minimo di  $470 \text{ cm}^2/\text{s}^3$  nella previsione UniNA.

Per quanto riguarda il valore di  $I_D$ , che è un indice collegato all'impegno ciclico richiesto, si hanno valori che variano fra 1.71 in quella OGSTS1 e 15.7 nella previsione UniNA.

Volendo avanzare, quindi, una prima valutazione comparativa, si può notare che, in un confronto di tali grandezze accelerometriche con quelle relative ai terremoti storici particolarmente significativi, l'energia da dissipare sembrerebbe di entità non elevata e i medio-bassi valori dell'indice di Cosenza e Manfredi, che caratterizzano tutte le previsioni disponibili, sembrano suggerire la richiesta di un impegno ciclico non particolarmente elevato.

Passando allo studio della risposta strutturale, una prima osservazione possibile riguarda le forti differenze fra le due direzioni del moto, con la presenza di una direzione prevalente. In tutte le previsioni e per tutte le condizioni geotecniche analizzate, risulta evidente che gli spettri di risposta (rappresentati nelle figure



precedenti) in termini di accelerazioni presentano in una direzione dei valori doppi rispetto a quelli dell'altra.

Nel caso delle simulazioni dell'unità UniNA si può osservare che gli accelerogrammi prodotti e le forme degli spettri stessi, hanno un carattere prevalentemente impulsivo del terremoto atteso. Gli accelerogrammi proposti risultano caratterizzati da intervalli di tempo di brevissima durata in cui sono concentrate forti accelerazioni, durante i quali viene rilasciata la quasi totalità dell'energia di ingresso. Ciò è tipico di terremoti, come quello di Ancona, caratterizzati da una durata effettiva in genere molto breve (dell'ordine di pochi secondi), con accelerazioni anche molto elevate, registrati di solito a breve distanza dall'epicentro e con un ipocentro di solito poco profondo.

Diverse caratteristiche presentano invece gli accelerogrammi prodotti da UNITS e OGSTS che non presentano periodi predominanti. E' chiaro, però che queste diverse caratteristiche dipendono in maniera determinante dalle ipotesi che stanno alla base della modellazione del meccanismo di frattura, dalla descrizione della geometria della faglia e dal modello di propagazione dell'onda sismica.

Gli spettri di risposta, sia nella loro rappresentazione esatta che in quella approssimata alla Newmark-Hall, evidenziano un breve intervallo di periodi amplificati nella previsione UniNa per i siti 1235-B e 85-E, mentre le previsioni UNITS e OGSTS presentano un campo di periodi amplificato ampio che arriva in alcuni casi a 2 s.

Per quanto riguarda i valori assunti dalle ordinate spettrali, le amplificazioni risultano molto elevate: per la previsione UniNA, abbiamo una pseudo-accelerazione di quasi 1.6 g per il sito 1235-B in direzione Sud ed un valore ancora maggiore per il sito 85-E sempre nella stessa direzione; per l'OGSTS la massima ordinata spettrale supera gli 1.5 g, mentre per l'UNITS si superano abbondantemente addirittura i 2 g.

In conclusione si può desumere dalle analisi effettuate che i parametri ingegneristici relativi alle diverse simulazioni accelerometriche sono molto dispersi, sia in termini di caratteristiche di picco che di forme spettrali. Ciò è probabilmente dovuto alla diversità dei modelli impiegati nella generazione. Emerge, tuttavia come considerazione generale, che, al fine di avere un'efficace simulazione dell'evento sismico atteso, è necessario introdurre sia modelli sofisticati di sorgente (con sviluppo lineare), che modelli di propagazione 3D, in modo da avere stime più stabili sia del contenuto in frequenza che del contenuto energetico dell'evento atteso.

## BIBLIOGRAFIA

- Arias, A. (1970): A measure of earthquake intensity. In Seismic Design of nuclear power plants. *The MIT Press*, 438-468.
- Cosenza, E., Manfredi, G. (1997): The improvement of the seismic-resistant design for existing and new structures using damage criteria. In P.Fajfar & H.Krawinkler (eds). *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*: Balkema, 119-130.
- Cosenza, E., Manfredi, G. (2000): Damage Index and Damage Measures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, **2**(1).
- Fajfar, P.& Krawinkler, H. Eds. (1992): Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings. *Elsevier Applied Science*.
- Fajfar, P. & Krawinkler, H. Eds (1997): Seismic design methodologies for the next generation of codes, Balkema.
- Housner, G. (1952): Spectrum intensities of strong motion earthquakes. In *Proceedings Symposium on Earthquake and Blast Effects on Structures*, Los Angeles, California, 20-36.
- Newmark, N.M. & Hall, W.J. (1982): Earthquake Spectra and Design, *EERI Monograph Series*.
- Trifunac, M.D. & Brady, A.G. (1975): A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, **65**(3), 581-626.
- Zollo, A., Emolo, A., Herrero, A., Improta, A. (1999): High frequency strong motion modelling in the Catania area associated with the Ibleo-Maltese fault System. *Journal of Seismology*, **3**(3), 279-288.
- Priolo, E. (1999): 2-D spectral element simulations of destructive ground shaking in Catania (Italy). *Journal of Seismology*, **3**(3), 289-309.
- Romanelli, F., Vaccari, F. (1999): Site response estimation and ground motion spectrum scenario in the Catania area. *Journal of Seismology*, **3**(3), 311-326.

### 3. CARATTERISTICHE DEGLI EDIFICI CAMPIONE SITUATI NELL'AREA DI CATANIA

*(F. Mollaioli, G.M. Verderame)*

#### 3.1 L'edificio "IACP"

L'edificio analizzato, rappresentativo di una delle tipologie strutturali maggiormente diffuse nell'area di Catania, fa parte di un complesso edilizio IACP risalente alla fine degli anni '70, e pertanto costruito in assenza di normativa sismica. Il fabbricato è costituito da strutture intelaiate in cemento armato. Le murature di tamponamento sono presumibilmente costituite da una doppia fila di laterizi forati con interposta camera d'aria con una possibile, anche se non nota, variazione di tipologia nei due telai trasversali di estremità.

L'edificio presenta un asse di simmetria in direzione trasversale, le dimensioni in pianta sono regolari (11x22 m), in elevazione sono presenti otto piani fuori terra per un'altezza totale di 24 m, le fondazioni sono a travi rovesce poggianti su pali. La configurazione strutturale è caratterizzata da tre telai longitudinali e tre telai trasversali, Fig. 3.1. L'ossatura portante è costituita da pilastri a sezione rettangolare, di forma notevolmente allungata, con l'asse di maggiore resistenza orientato in direzione longitudinale o trasversale, e da travi a sezione rettangolare di tipo emergente nei telai trasversali, e a spessore nei telai longitudinali. La base  $B$  dei pilastri è di 30 cm mentre l'altezza  $H$  varia da un massimo di 90 cm al piano terra ad un minimo di 30 cm all'ultimo piano; analogamente l'armatura dei pilastri varia da un massimo di 4  $\phi$  16 per lato nella sezione 30x90 ad un minimo di 2  $\phi$  12 per lato nella sezione 30x30. Le travi emergenti sono di dimensioni 30x50 mentre quelle a spessore di dimensioni 21x90. Le dimensioni dei principali elementi strutturali sono riportate nelle Tabb. 3.1, 3.2 e 3.3. I solai sono di tipo latero-cementizio, di spessore pari a (160+50) mm, tutti egualmente orientati e poggianti sui telai longitudinali.

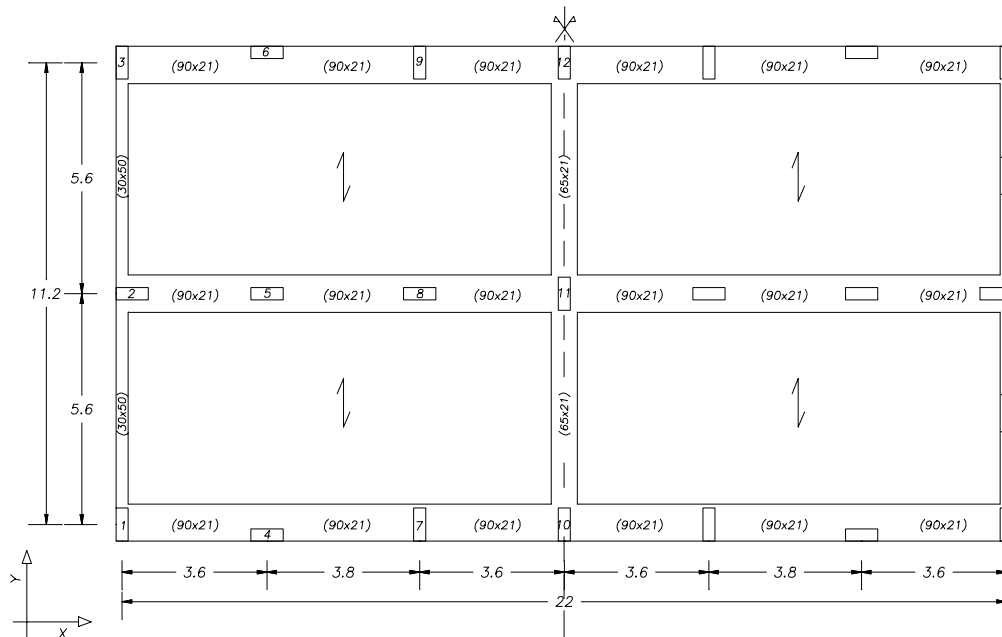


Fig. 3.1 - Pianta piano tipo.

Tab. 3.1: Tipologia pilastri.

Sezione tipo	Dim. (cm)	Armatura	Sezione tipo	Dim. (cm)	Armatura
1	30x60	2 $\phi$ 16	15	60x30	3 $\phi$ 14
2	30x60	2 $\phi$ 16	16	40x30	3 $\phi$ 14
3	30x40	2 $\phi$ 14	17	40x30	2 $\phi$ 14
4	30x30	2 $\phi$ 14	18	30x30	2 $\phi$ 14
5	30x30	2 $\phi$ 12	19	70x30	3 $\phi$ 16
6	80x30	4 $\phi$ 16	20	40x30	2 $\phi$ 12
7	80x30	4 $\phi$ 14	21	30x70	2 $\phi$ 16
8	70x30	4 $\phi$ 14	22	30x70	2 $\phi$ 16
9	70x30	3 $\phi$ 14	23	30x50	2 $\phi$ 14
10	50x30	3 $\phi$ 14	24	30x50	2 $\phi$ 12
11	50x30	3 $\phi$ 12	25	30x40	2 $\phi$ 12
12	40x30	3 $\phi$ 12	26	30x90	4 $\phi$ 16
13	30x30	3 $\phi$ 12	27	30x90	4 $\phi$ 14
14	60x30	3 $\phi$ 16	28	30x70	2 $\phi$ 14

Tab. 3.2: Tabella pilastri.

Pilastri	1,3,7,9	2,8	4,6	5	10,12	11
Piano	Sezioni tipo					
1	da 1 a 2	da 6 a 7	da 14 a 15	Da 19 a 9	da 21 a 22	da 26 a 27
2	2	da 8 a 9	15	9	22	28
3	3	9	16	10	23	28
4	3	9	16	10	23	23
5	3	da 10 a 11	da 16 a 17	da 10 a 11	da 23 a 24	da 23 a 24
6	4	12	18	12	25	25
7	4	12	18	12	25	25
8	da 4 a 5	da 13 a 5	da 19 a 5	da 12 a 20	25	25

Tab. 3.3: Tipologia elementi resistenti orizzontali.

Elementi	Dimensioni [cm]
Travi principali	90x21
Travi secondarie	30x50
Solaio	16+4

I materiali impiegati hanno le seguenti caratteristiche meccaniche:

*Acciaio*: FeB 44K n.c.;  $f_{yk}=380 \text{ N/mm}^2$ ;

*Calcestruzzo*:  $R_{ck}=25 \text{ N/mm}^2$ ;

*Tamponature*:

- spessore = 120+80 mm;
- peso per unità di volume =  $16 \text{ kN/m}^3$ ;
- resistenza a compressione  $\sigma_{m0} = 1.2 \text{ N/mm}^2$  ( $f_k$  del D.M. 20/11/87);
- resistenza a taglio  $\tau_{m0} = 0.2 \text{ N/mm}^2$  ( $f_{vk0}$  del D.M. 20/11/87);
- resistenza allo scorrimento  $u = 0.133 \text{ N/mm}^2$ .

Per le tamponature, a causa delle incertezze sulle caratteristiche tipologiche e meccaniche, si ipotizzano i valori minori delle tabelle relative alle murature formate da elementi resistenti artificiali del D.M. 20/11/87.

Si precisa che la schematizzazione dei telai in esame, ai fini della simulazione numerica, ha richiesto l'inserimento nei telai trasversali centrali, oltre agli elementi strutturali realmente presenti, di una serie di travi fittizie che simulassero l'irrigidimento dovuto ai travetti di solaio in corrispondenza dei pilastri, Fig. 3.2.

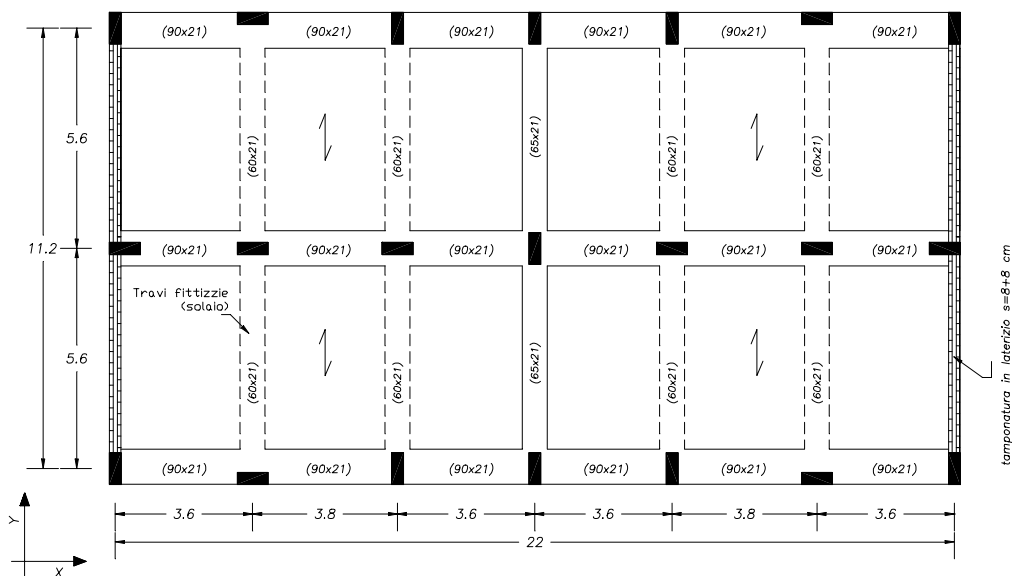


Fig. 3.2 - Inserimento travi fittizie.

### 3.2 L'edificio "Monterosso"

L'edificio analizzato, rappresentativo di una delle tipologie strutturali tra le più diffuse nell'area di Catania, fa parte di complessi edilizi risalenti alla fine degli anni '70, e pertanto costruiti in assenza di normativa sismica. Il fabbricato, di quattro piani, è costituito da strutture intelaiate in cemento armato. Le murature di tamponamento sono presumibilmente costituite da una doppia fila di laterizi forati con interposta camera d'aria con una possibile, anche se non nota, variazione di tipologia nei due telai trasversali di estremità.

L'edificio presenta una pianta rettangolare allungata con un asse di simmetria nella direzione trasversale; lo sviluppo in elevazione è di tre piani fuori terra e un piano seminterrato, l'altezza d'interpiano varia dai 2,75 ai 3.25m. Le dimensioni in pianta sono circa di 40x10 m, mentre l'altezza è di circa 12 m. I primi tre piani presentano un pianta simile tra loro mentre l'ultimo piano è di superficie nettamente più piccola essendo adibito a sola chiusura del vano scala, vedi Figg. 3.4 e 3.5. La struttura in c.a. intelaiata è costituita da pilastri distribuiti in pianta in maniera sostanzialmente regolare con dimensioni che variano da un minimo di 20x40 ad un massimo di 20x105. La sezione più ricorrente è la 30x30; le rastremazioni sono quasi assenti e comunque non superano i 10 cm, (Tab. 3.4), l'armatura trasversale è realizzata con staffe  $\phi$  6/20 e ferri longitudinali  $\phi$ 12- $\phi$ 14 (Fig. 3.3).

Le travi perimetrali sono di tipo intradossato con dimensioni 30x50 cm, quelle interne, anch'esse emergenti, presentano dimensioni che variano da un minimo di 20x40 ad un massimo di 30x50; l'armatura trasversale è costituita da staffe  $\phi$ 6/17 e ferri longitudinali variabili dal  $\phi$ 12 al  $\phi$ 14, da Fig. 3.6 a Fig. 3.9. I solai sono di tipo latero-cementizio di spessore pari a (150+40)mm orditi secondo la direzione

longitudinale; le fondazioni, infine, sono di tipo diretto a travi rovesce. Le dimensioni geometriche degli elementi, la percentuale di armatura, le masse strutturale e i carichi sono ottenuti dai disegni progettuali originali.

Tab. 3.4: Tipologia pilastri.

PIANO \ PILASTRI	16-25	39-44	3-11	40-43	7	17-24	18-23	19-22	20-21	36-47	41-42
	15-26	37-46		38-45						30-31	
	14-27	35-48		6-8							
	4-10	34-49		5-9							
	2-12	28-32									
	1-13	28-33									
COPERTURA				30X30 A	30X30 A		30X30 A	20X105 M	40X20 F		20X70 I
PRIMO	30X30 A	20X70 I		30X30 B	30X30 B	20X80 L	30X30 B	20X105 M	40X30 D	20X40 F	20X70 I
RIALZATO	30X30 B	20X70 I		30X30 B	30X35 C	20X80 L	30X40 D	20X105 M	40X30 D	20X40 G	20X70 I
SEMINTERRATO	30X30 B	20X70 I		30X30 B	30X40 D	20X80 L	30X50 E	20X105 M	40X30 D	20X50 H	20X70 I

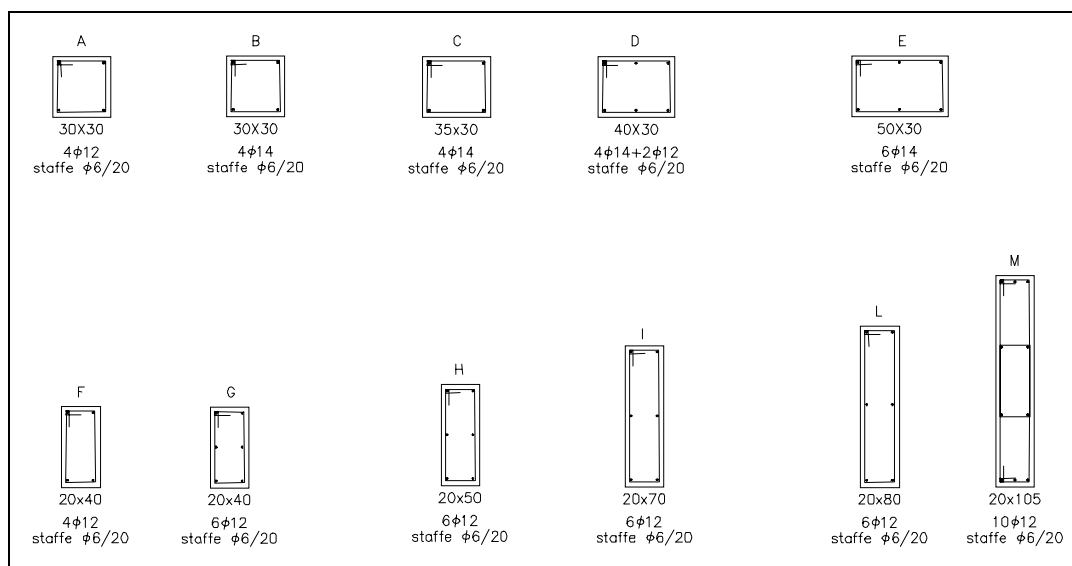


Fig. 3.3 - Pilastrì: sezioni tipo.

I materiali impiegati hanno le seguenti caratteristiche meccaniche:

*Calcestruzzo Rck 250:*

Resistenza a compressione

$$f_c = 20.75 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione

$$f_t = 2.0 \text{ N/mm}^2$$

*Acciaio Feb38K:*

Tensione di snervamento

$$f_y = 380.0 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di rottura

$$f_u = 475.0 \text{ N/mm}^2$$

Deformazione al limite elastico

$$\epsilon_y = 0.18\%$$

Deformazione all'incrudimento

$$\epsilon_{sh} = 2.0\%$$

Deformazione ultima

$$\epsilon_u = 14\%$$

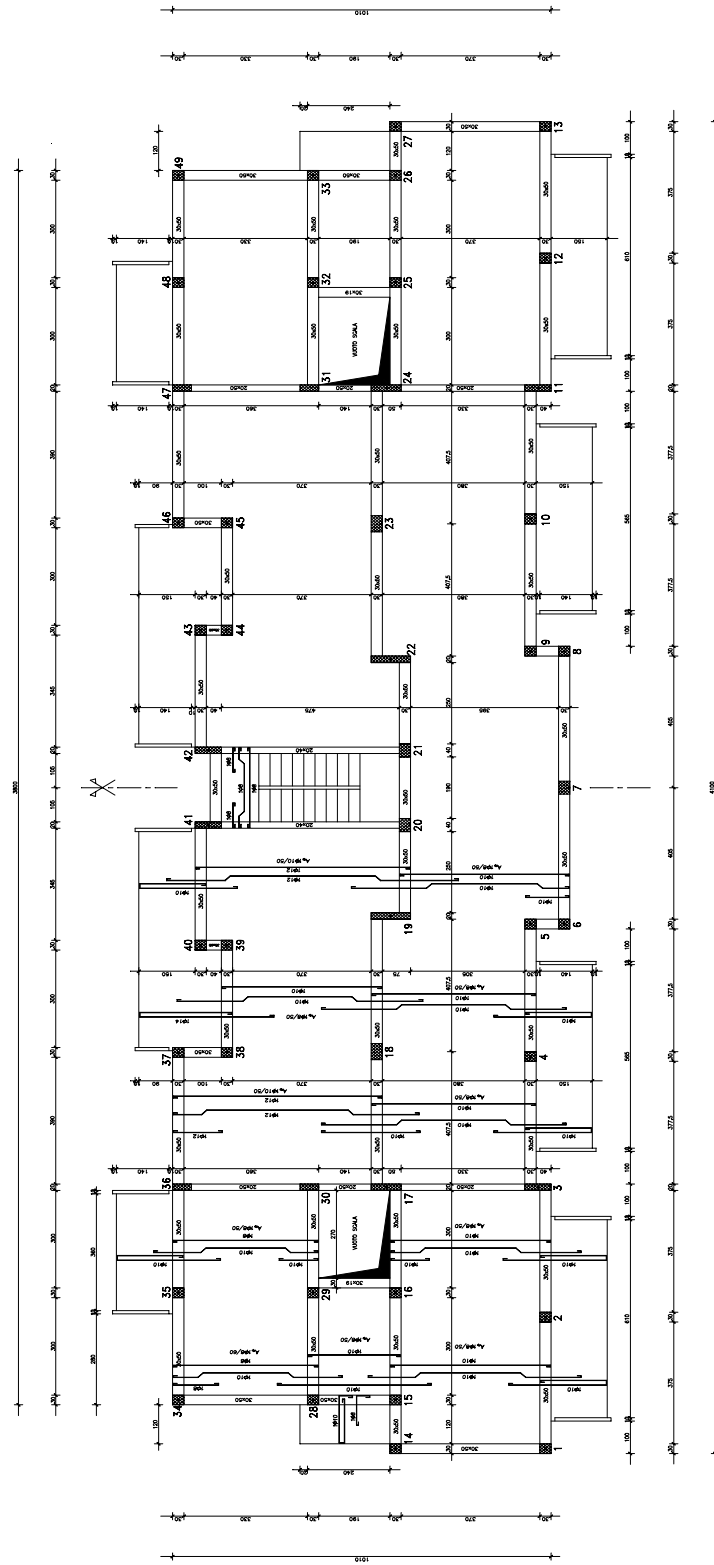


Fig. 3.4 – Carpenteria: primo impalcato.



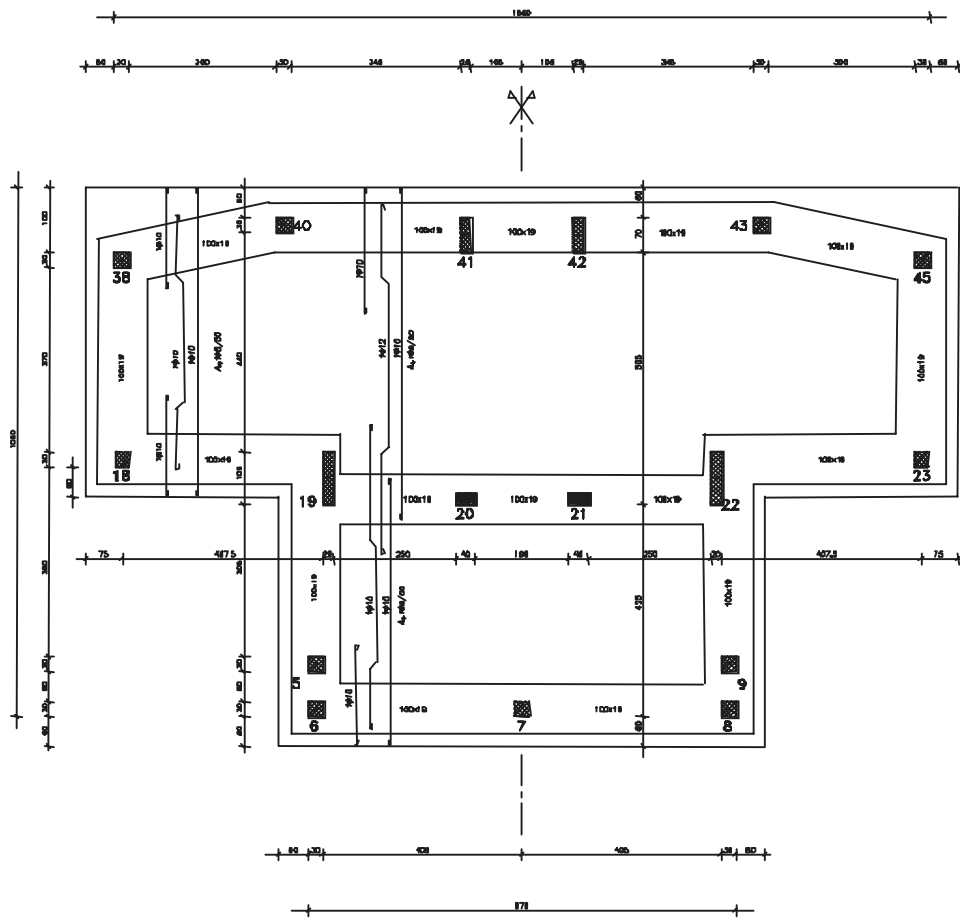


Fig. 3.5 – Carpenteria: piano di copertura.

41-20/42-21

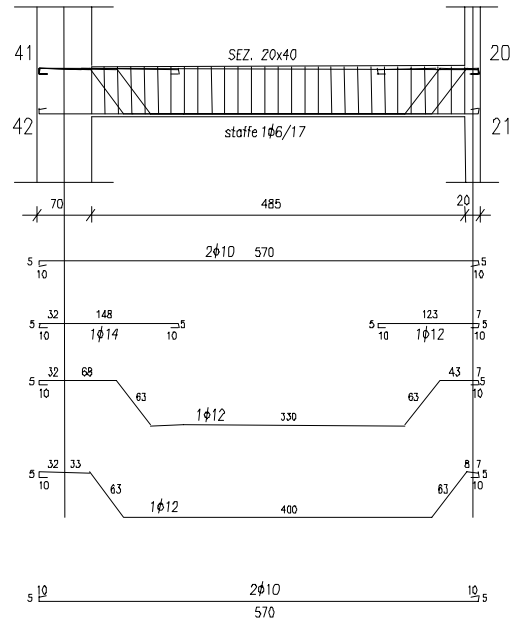


Fig. 3.6 - Travi trasversali: distinta armatura.

1-14/13-27

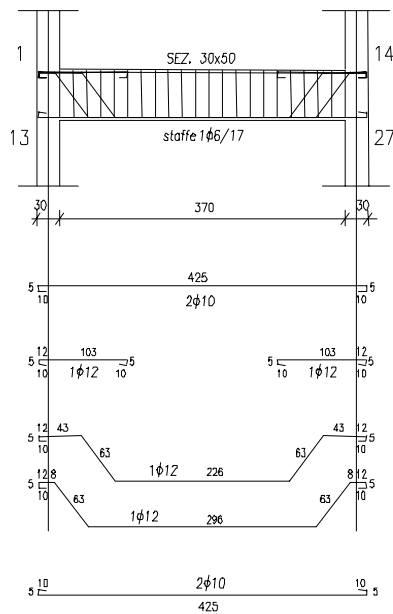


Fig. 3.7 - Travi trasversali: distinta armatura.

15-28-34/26-33-49

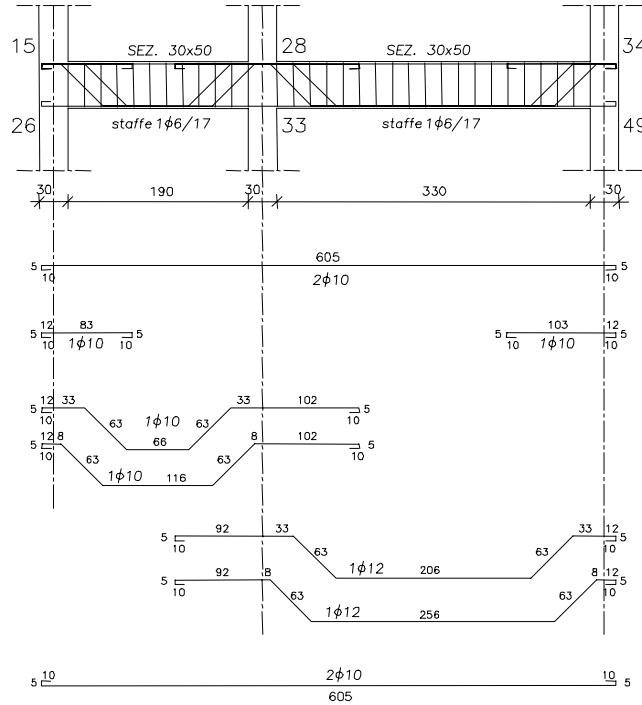


Fig. 3.8 - Travi trasversali: distinta armatura.

11-24-31-47/3-17-30-36

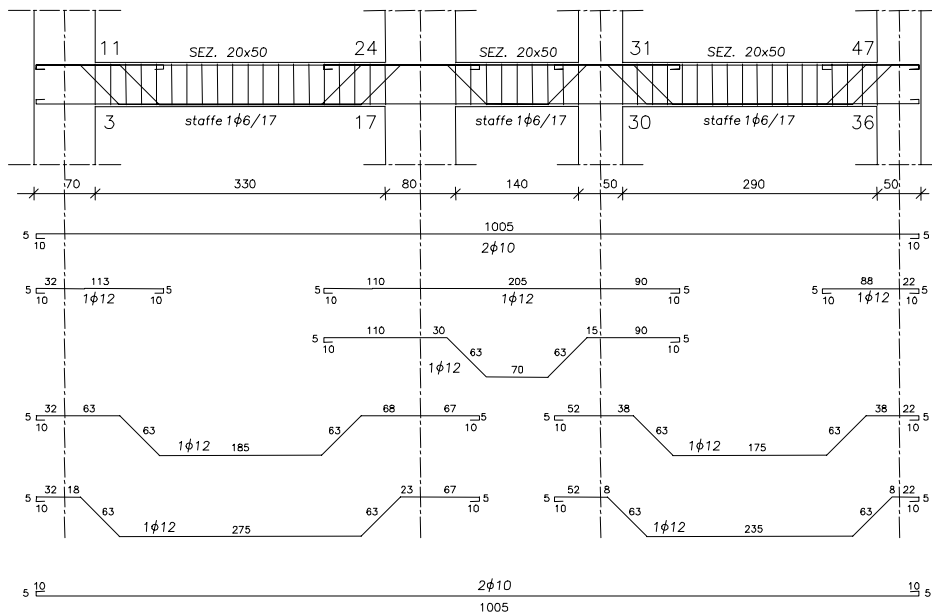


Fig. 3.9 - Travi trasversali: distinta armatura.



#### 4. RESISTENZA DI UN EDIFICIO IN C.A. REALIZZATO NELLA CITTÀ DI CATANIA ANTECEDENTEMENTE ALL'ENTRATA IN VIGORE DELLA LEGGE SISMICA

Attività dell'Unità di Ricerca dell'Università di Catania

(G. Oliveto, I. Calì, M. Marletta)

##### 4.1 Introduzione

E' stato realizzato un modello dinamico tridimensionale dell'edificio denominato Monterosso. Per esso sono state determinate le caratteristiche dinamiche e la capacità di resistenza sismica attraverso analisi statiche incrementali (push-over) ed analisi dinamiche non lineari.

Il comportamento non-lineare, del tipo elasto-plastico, è stato considerato introducendo tra i nodi e le estremità degli elementi strutturali delle molle rigido-plastiche il cui momento plastico è stato determinato assumendo come valore dello sforzo normale quello corrispondente alla condizione di equilibrio statico in assenza di forze orizzontali.

##### 4.2 Proprietà dinamiche dell'edificio

Le proprietà dinamiche dell'edificio, in campo elastico, sono state determinate per mezzo di una modellazione agli elementi finiti realizzata attraverso il programma SAP 2000. Nella modellazione gli impalcati sono stati considerati rigidi nel proprio piano.

Per la valutazione del comportamento sismico dell'edificio considerato, oltre ai carichi permanenti, sono stati considerati i carichi accidentali nella misura del 33%. I valori delle masse totali per impalcato sono riassunti nella Tab. 4.1.

Tab. 4.1: Masse totali per impalcato.

Impalcato	1	2	3	4
Massa totale [kN s <sup>2</sup> /m]	392	398	262	81

Le masse sono state concentrate al livello degli impalcati attribuendo ad ogni nodo la relativa aliquota di massa.

La modellazione elastica tridimensionale dell'edificio ha evidenziato un periodo fondamentale di vibrazione pari a 0.46 s nella direzione longitudinale ed un secondo periodo pari a 0.40 s nella direzione trasversale.

Questi risultati potrebbero risultare sorprendenti, considerato che i telai principali sono disposti nella direzione longitudinale. Essi trovano in realtà giustificazione a causa dell'effetto irrigidente delle strutture del corpo scala centrale, disposte in direzione trasversale.

Infatti, se nel modello vengono rimosse tali strutture, il periodo fondamentale risulta pari a 0.47 s nella direzione trasversale mentre rimane pari a 0.46 s nella direzione longitudinale.

Il terzo modo di vibrazione, che ha un periodo di circa 0.39 s, presenta invece carattere prevalentemente torsionale.

Tab. 4.2: Periodi dei primi sei modi di vibrazione del modello elastico.

Modo	1	2	3	4	5	6
Periodo [s]	0.462	0.405	0.393	0.186	0.162	0.160

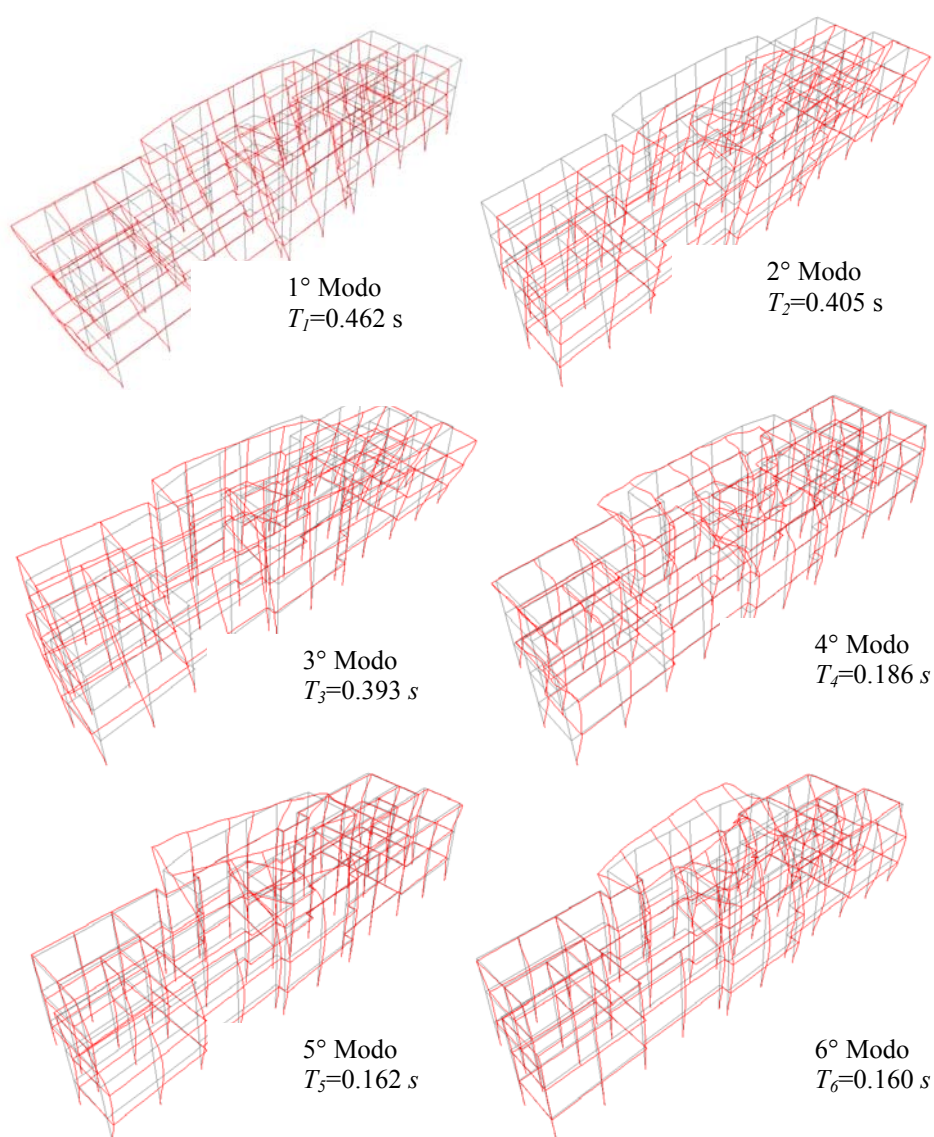


Fig. 4.1 - Viste tridimensionali dei primi sei modi di vibrazione.

I periodi corrispondenti ai primi sei modi di vibrazione illustrati nella Fig. 4.1 sono riportati nella Tab. 4.2.

### 4.3 Considerazioni sulla resistenza sismica dell'edificio attraverso analisi push-over

Il comportamento elasto-plastico tridimensionale dell'edificio è stato valutato mediante un modello semplificato, realizzato con il programma di calcolo Drain-3DX, introducendo tra i nodi e le estremità degli elementi strutturali molle rigido-plastiche. Il momento plastico delle molle è stato determinato assumendo come valore dello sforzo normale quello corrispondente alla condizione di equilibrio statico. Sono state effettuate sia analisi statiche incrementali, di tipo push-over, che analisi dinamiche utilizzando registrazioni accelerometriche reali e sismogrammi sintetici.

#### 4.3.1 Distribuzione di forze laterali considerate

Allo scopo di determinare la resistenza sismica dell'edificio sia nella direzione longitudinale che in quella trasversale sono state condotte due differenti analisi push-over. Ciascuna analisi è stata condotta con riferimento alla distribuzione di forze associata al modo fondamentale di vibrazione nella direzione considerata.

In Fig. 4.2 le risultanti delle distribuzioni di forze considerate per ciascun impalcato, normalizzate rispetto al taglio alla base, sono poste a confronto con le forze prescritte dalla vigente normativa italiana.

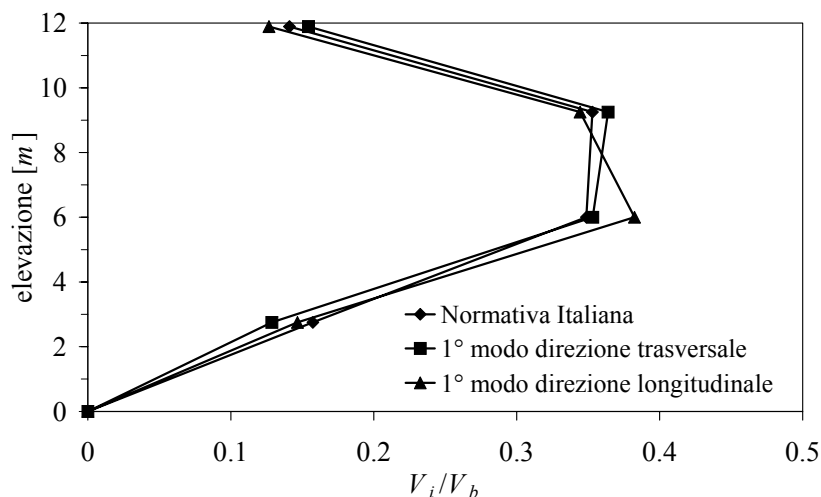


Fig. 4.2 - Confronto, in termini di risultanti, fra le forze prescritte dalla vigente Normativa Italiana e quelle considerate nelle analisi push-over.

### **4.3.2 Risultati delle analisi**

I risultati ottenuti sono stati espressi attraverso alcuni parametri di immediata interpretazione fisica e largamente utilizzati nella letteratura specializzata. In particolare i principali parametri di risposta utilizzati sono:

- il coefficiente di taglio alla base o coefficiente sismico;
- gli spostamenti relativi di piano o derive di piano;
- gli spostamenti di piano;
- le azioni taglianti di piano;
- le richieste di duttilità.

Sono state, inoltre, rappresentate le distribuzioni delle cerniere plastiche per diversi valori del coefficiente sismico fino alla formazione dei meccanismi di collasso.

#### *4.3.2.1 Il coefficiente sismico in funzione delle derive di piano*

Una rappresentazione significativa del comportamento non lineare dell'edificio si ha riportando il coefficiente di taglio alla base in funzione delle derive ai vari piani.

Nella Fig. 4.3 si è riportato l'andamento del coefficiente di taglio alla base come funzione delle derive di piano quando la distribuzione di carico agisce in direzione trasversale. Dall'analisi dei risultati si è determinato il valore del coefficiente sismico per il quale si ha la formazione della prima cerniera plastica; esso è risultato pari a 0.028. Oltre tale valore alcuni elementi strutturali dell'edificio risultano impegnati in campo plastico e quindi si deve prevedere un danneggiamento strutturale. Tuttavia, come si evince dalla Fig. 4.3, fino a valori del coefficiente sismico pari a circa 0.08 si ha un impegno plastico moderato e pertanto il danneggiamento risulta abbastanza contenuto. Per valori del coefficiente di taglio alla base maggiori di 0.08 si ha un forte impegno in campo plastico.

E' importante rilevare che il valore del coefficiente sismico corrispondente alla perdita totale di capacità portante dell'edificio dipende dalla duttilità degli elementi strutturali e non è facilmente individuabile. Preliminarmente si assume che il collasso della struttura avvenga per un valore convenzionale della deriva massima di piano pari allo 0.6 %, cui corrisponde un valore del coefficiente sismico pari a circa 0.127. Questo rappresenta pertanto il limite convenzionale di resistenza al collasso nella direzione trasversale.

Nella Fig. 4.4 è riportato l'andamento del coefficiente di taglio alla base come funzione delle derive di piano quando la distribuzione di forze agisce in direzione longitudinale.

Il valore del coefficiente sismico per cui si ha la formazione della prima cerniera plastica risulta pari a circa 0.024. Il campo a comportamento plastico moderato può ritenersi compreso tra 0.024 e 0.08. Il collasso convenzionale della struttura avviene per un valore del coefficiente sismico pari a circa 0.141.



I risultati qui riportati sono stati ottenuti senza considerare il contributo alla resistenza degli elementi non strutturali.

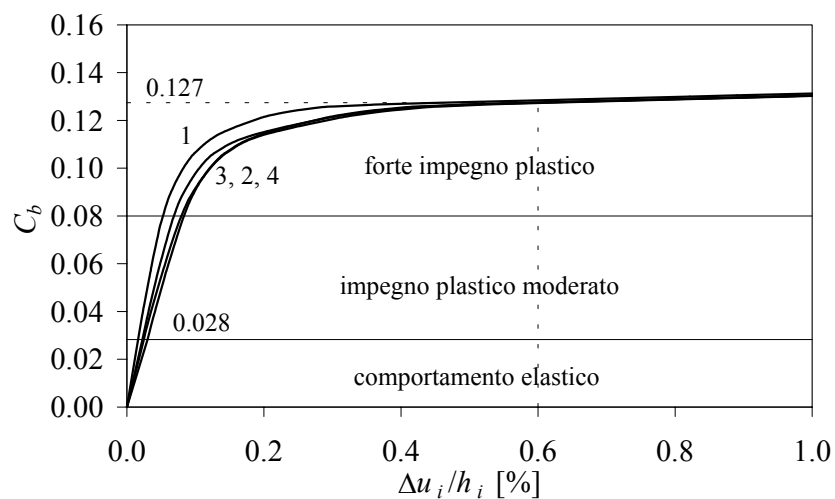


Fig. 4.3 - Andamento delle derivate di piano al variare del coefficiente sismico per eccitazione agente in direzione trasversale.

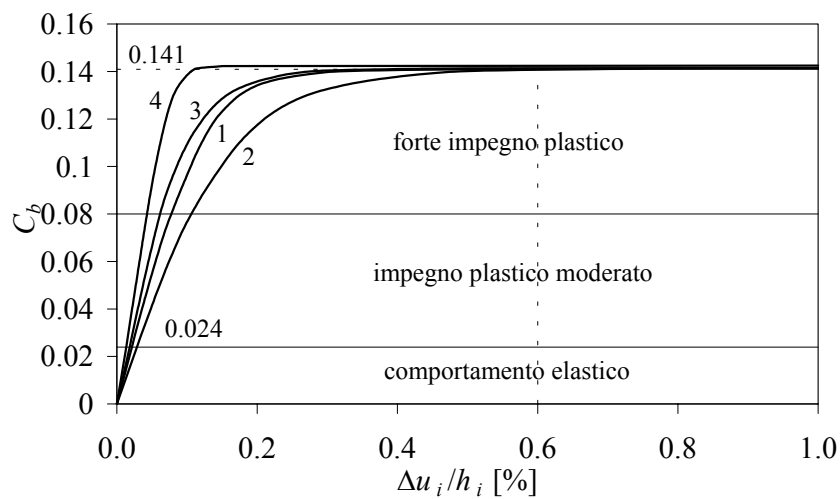


Fig. 4.4 - Andamento delle derivate di piano al variare del coefficiente sismico per eccitazione agente in direzione longitudinale.

### 4.3.2.2 Gli spostamenti di piano

Nella Fig. 4.5 sono rappresentati gli spostamenti e le derive di piano per alcuni valori significativi del coefficiente sismico quando la distribuzione di forze agisce in direzione trasversale. I valori considerati sono rappresentativi del limite del comportamento elastico ( $C_b=0.028$ ), del campo ad impegno plastico moderato ( $C_b=0.07$ ), del campo a forte impegno plastico ( $C_b=0.10$ ) e di una situazione di incipiente collasso ( $C_b=0.12$ ). Dall'osservazione della Fig. 4.5 è possibile notare come il collasso si instauri secondo un meccanismo globale, infatti nel passaggio dalla condizione al limite elastico a quella di incipiente collasso gli spostamenti crescono, ai vari piani, in maniera pressoché proporzionale.  $\dot{U}$

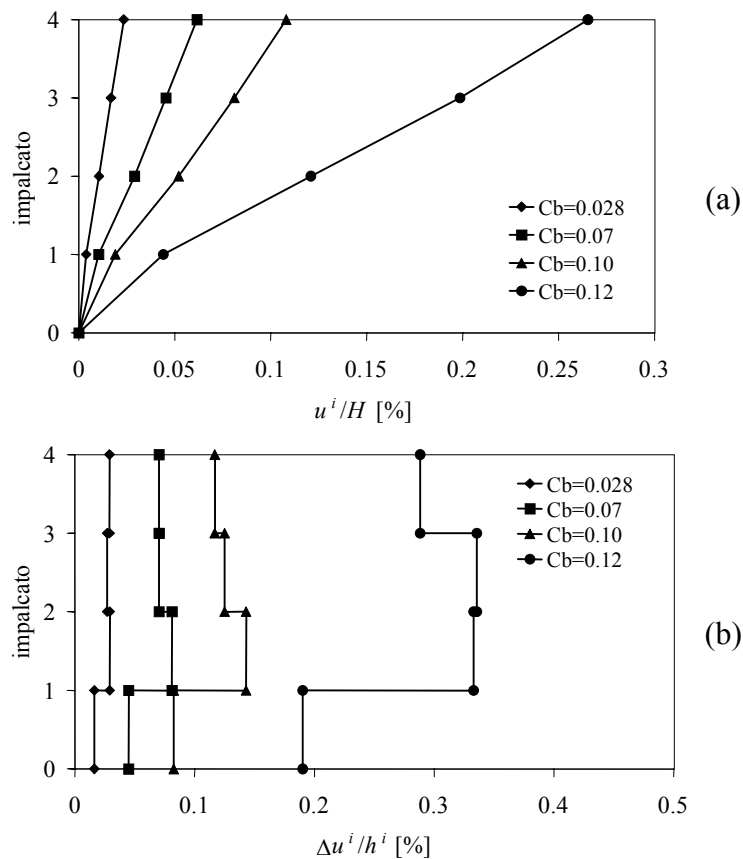


Fig. 4.5 - Spostamenti assoluti (a) e relativi (b), direzione trasversale.

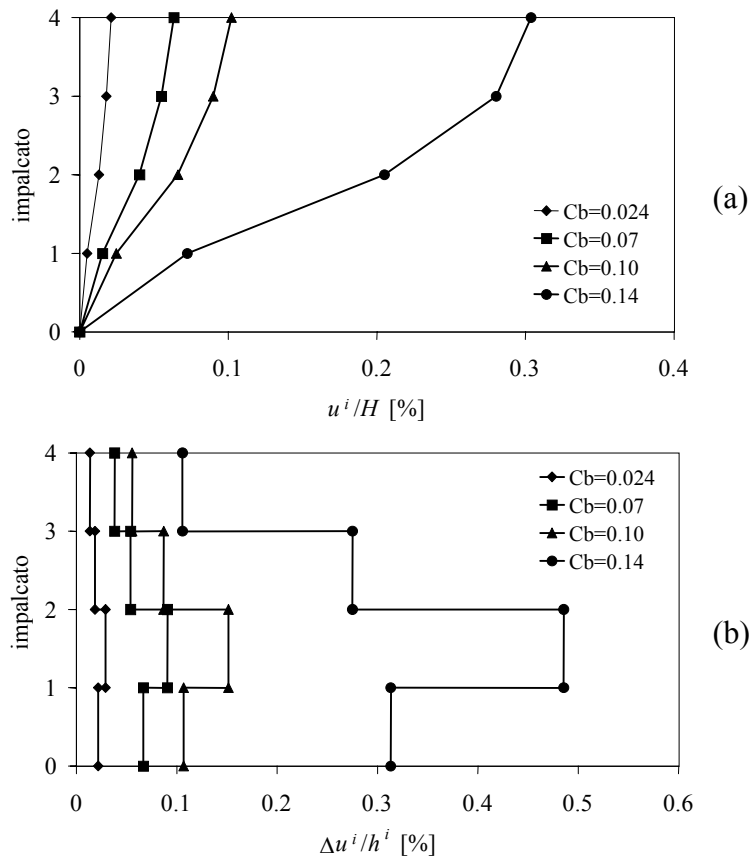


Fig. 4.6 - Spostamenti assoluti (a) e relativi (b), direzione longitudinale.

Nella Fig. 4.6 sono riportati gli spostamenti assoluti e relativi di piano quando la distribuzione di forze agisce in direzione longitudinale. Sebbene si abbia la formazione di cerniere plastiche in tutti i livelli, il meccanismo di collasso appare maggiormente localizzato fra il primo ed il secondo impalcato.

#### 4.3.2.3 Le distribuzioni delle cerniere plastiche ed i meccanismi di collasso

Nel seguito si riportano le distribuzioni delle cerniere plastiche per alcuni valori significativi del coefficiente sismico ed in particolare per quello di collasso convenzionale. In tali rappresentazioni le cerniere plastiche sono indicate con cerchi di diametro proporzionale alla rotazione plastica. I numeri posti accanto a ciascuno dei cerchietti indicano l'ordine di formazione delle cerniere.

##### *Direzione trasversale*

Le Figg. 4.8 e 4.9 riportano le distribuzioni delle cerniere plastiche, sovrapposte alla configurazione deformata corrispondente, quando la distribuzione di forze agisce in direzione trasversale. I valori del coefficiente sismico considerati

sono 0.08 e 0.127, corrispondenti rispettivamente all'inizio della zona a forte impegno plastico ed al collasso convenzionale della struttura.

Ogni telaio trasversale è individuato con un numero progressivo nella planimetria tipologica riportata in Fig. 4.7.

La presenza delle travi a ginocchio in corrispondenza del vano scala, posto al centro dell'edificio, determina un'asimmetria strutturale. Ciò fa sì che telai trasversali posti in posizioni simmetriche subiscano spostamenti differenti determinando, oltre alla traslazione, una leggera rotazione degli impalcati.

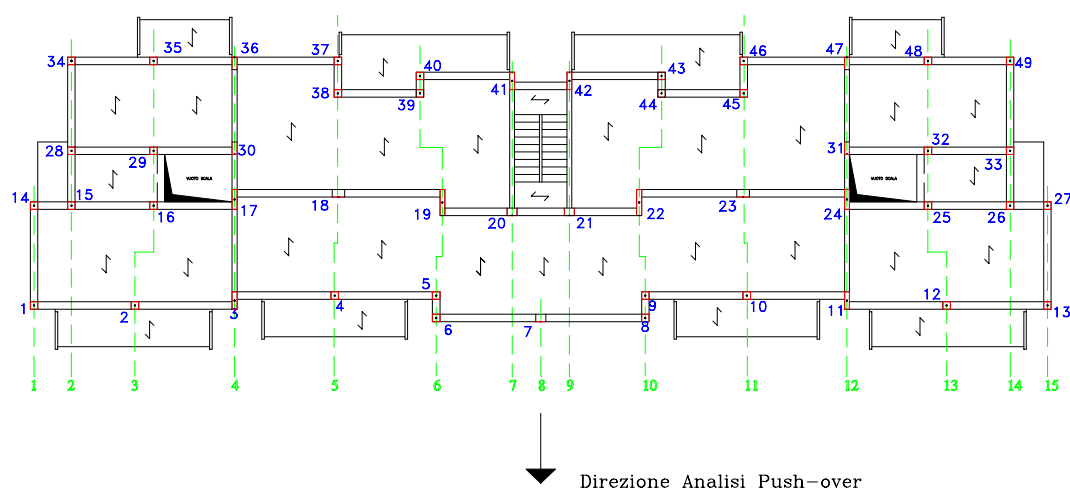


Fig.4.7 - Planimetria tipologica.

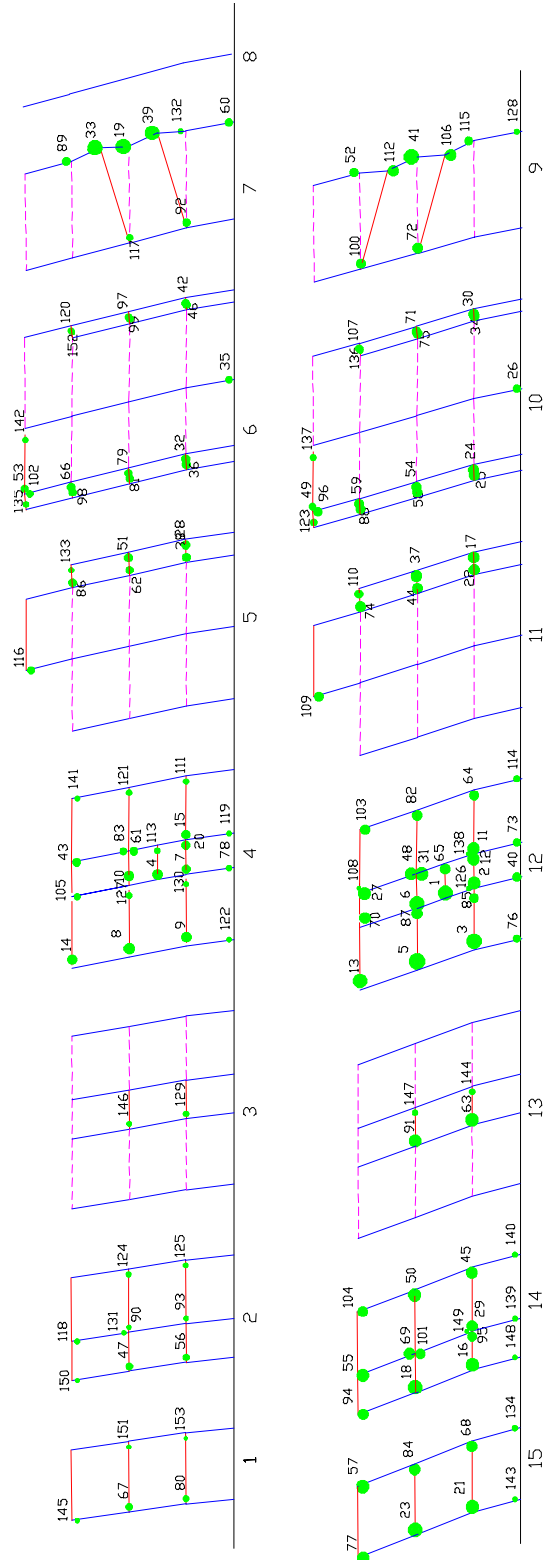


Fig. 4.8 - Distribuzione delle cerniere plastiche per  $C_b=0.08$  in direzione trasversale.

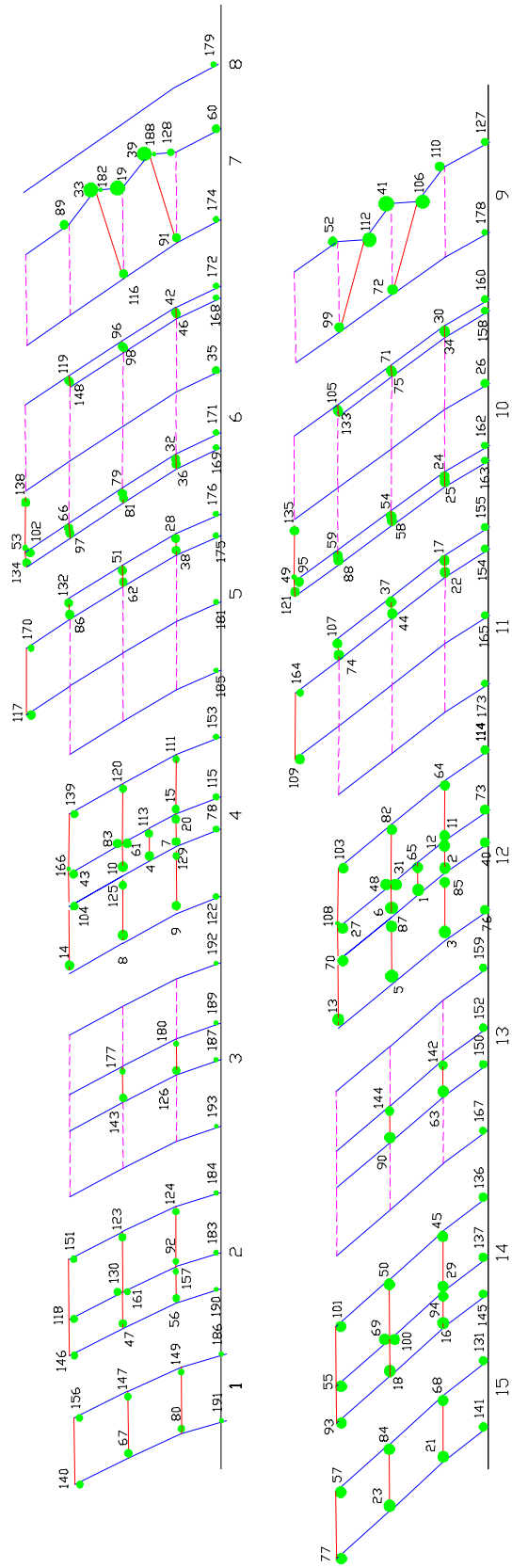


Fig. 4.9 - Distribuzione delle cerniere plastiche per  $C_b=0.127$  in direzione trasversale.



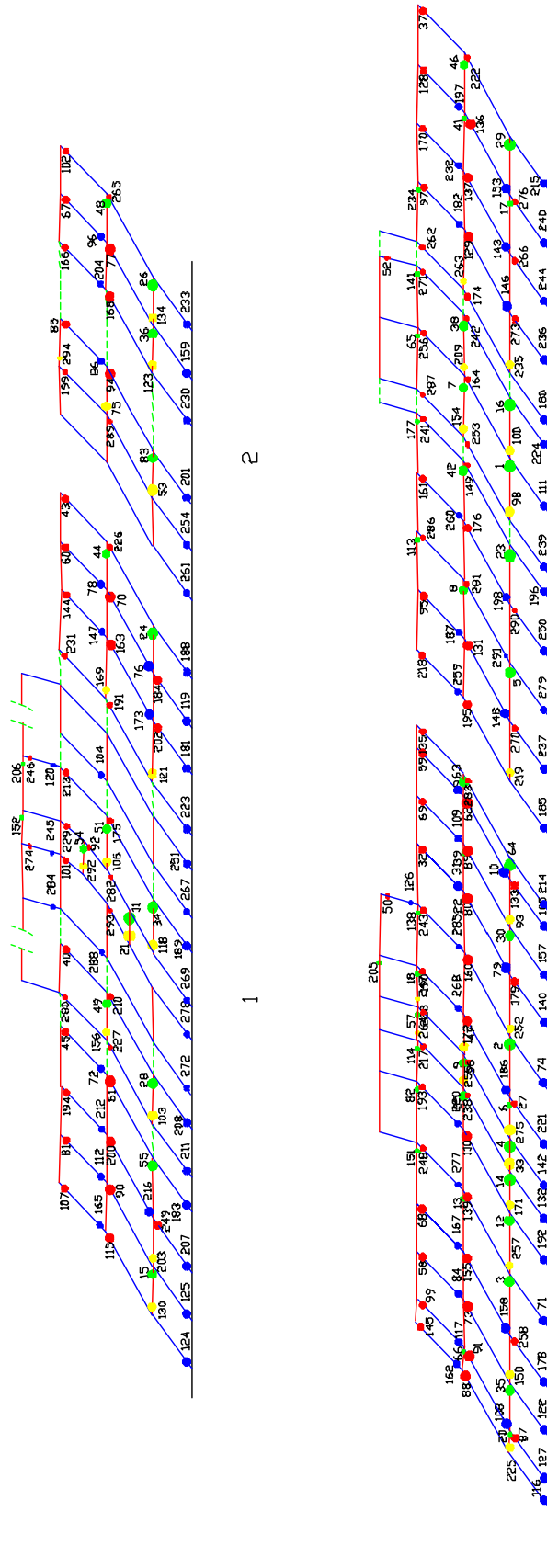


Fig. 4.11 - Distribuzione delle cerniere plastiche per  $Cb=0.141$  in direzione longitudinale.

4

3



#### Direzione longitudinale

Le distribuzioni delle cerniere plastiche per valori del coefficiente sismico pari a 0.08 e 0.141, sono riportate nelle Figg. 4.10 e 4.11.

Ogni telaio longitudinale è individuato con un numero progressivo nella planimetria tipologica riportata in Fig. 4.12.

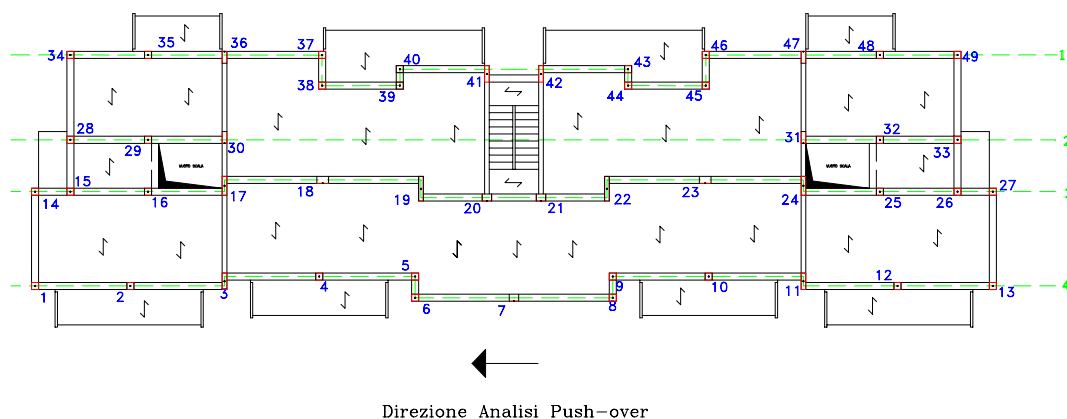


Fig. 4.12 - Planimetria tipologica.

#### 4.3.2.4 Le richieste di duttilità

Nel seguito per ciascuna sezione plasticizzata i valori della duttilità richiesta, per diversi valori del coefficiente sismico, sono posti a confronto con la duttilità disponibile. Le duttilità richieste e disponibili sono definite in termini di curvatura, come segue

$$\mu_r = \frac{\chi_{max}}{\chi_y} \quad \mu_d = \frac{\chi_u}{\chi_y}$$

essendo:

$\chi_y$  la curvatura al limite elastico;

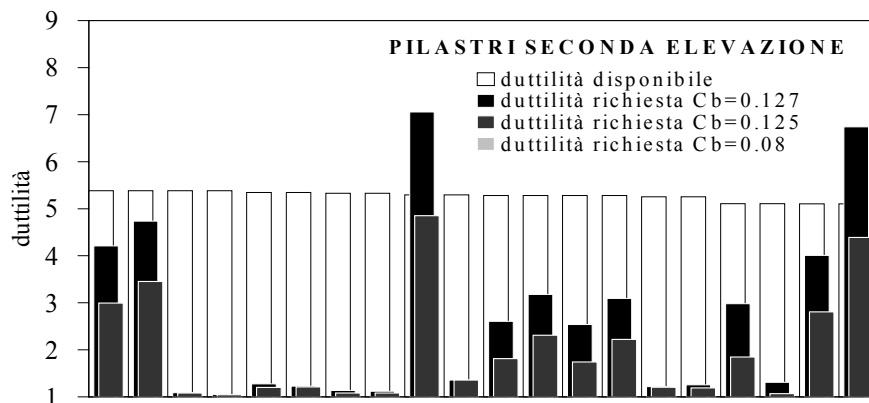
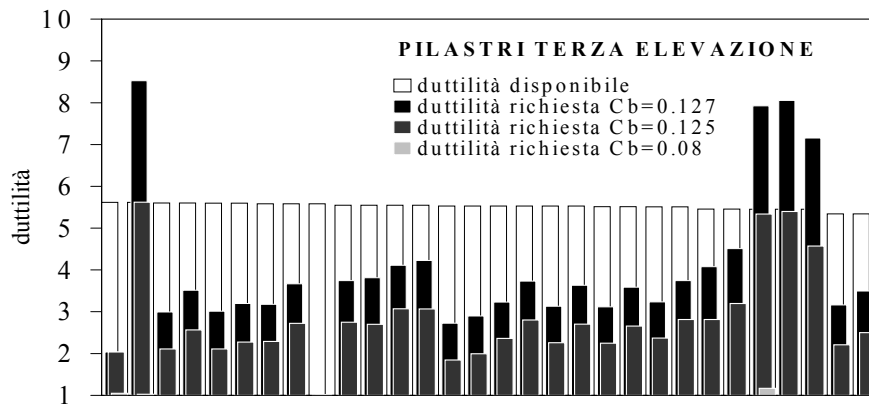
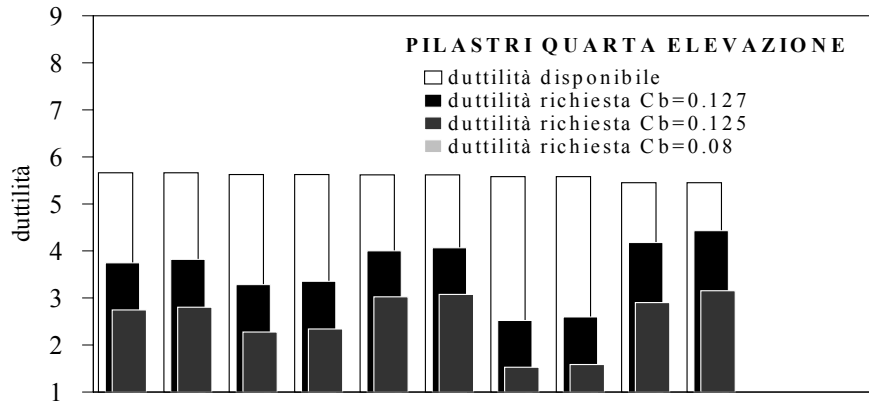
$\chi_u$  la curvatura ultima.

$\chi_{max}$  la massima curvatura cui è stata soggetta la sezione.

La massima curvatura è stata determinata in funzione della massima rotazione plastica,  $\theta_{pl,max}$ , attraverso la relazione

$$\chi_{max} = \chi_y + \frac{\theta_{pl,max}}{l_p}$$

essendo  $l_p$  l'estensione della regione critica nella quale l'acciaio risulta snervato e il calcestruzzo notevolmente fessurato. Il valori di  $l_p$  corrispondenti a ciascuna delle sezioni critiche sono stati determinati attraverso la formula empirica proposta da Mattock (Mattock, 1962; Park & Paulay, 1975, Vulcano, 1991).



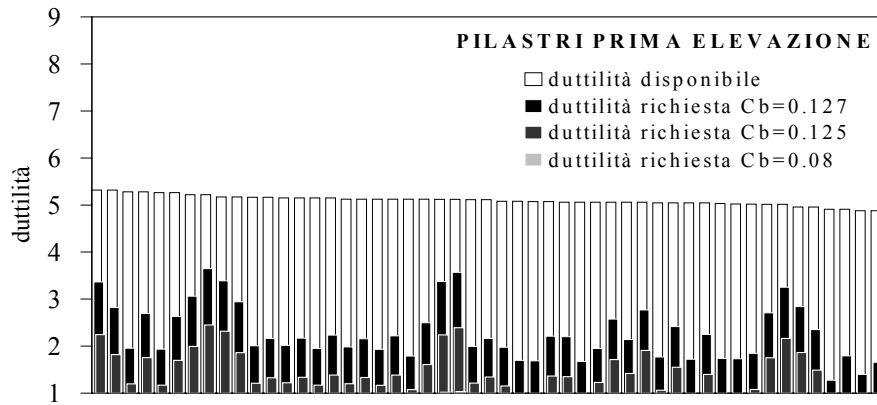
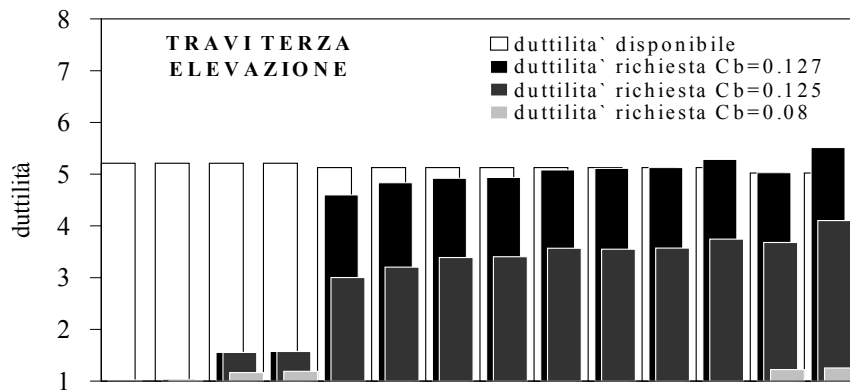
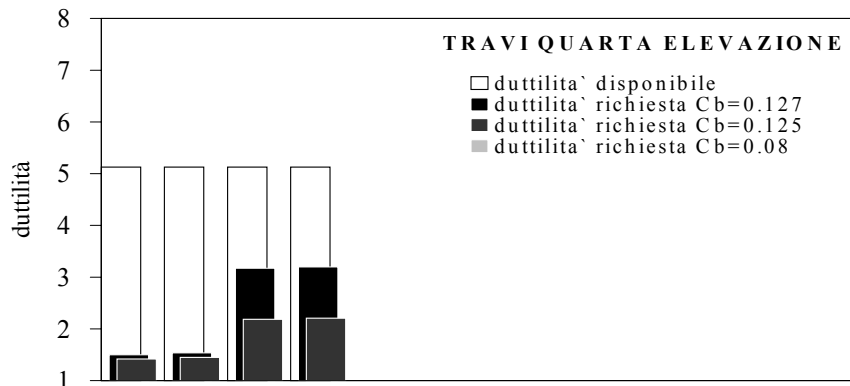


Fig. 4.13 - Analisi push-over in direzione trasversale. Richieste di duttilità nelle sezioni critiche dei pilastri.



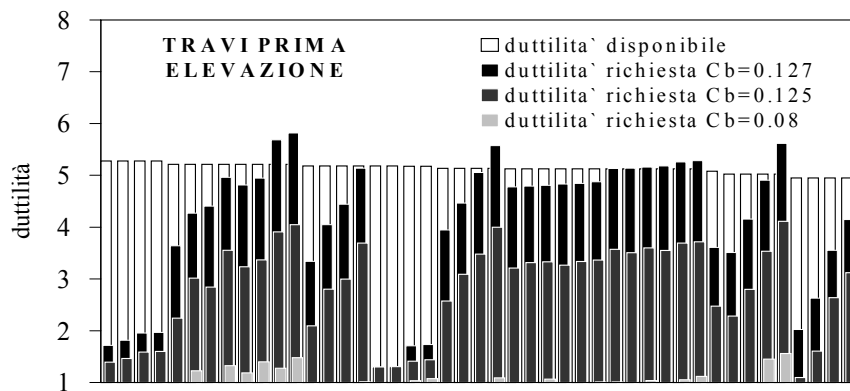
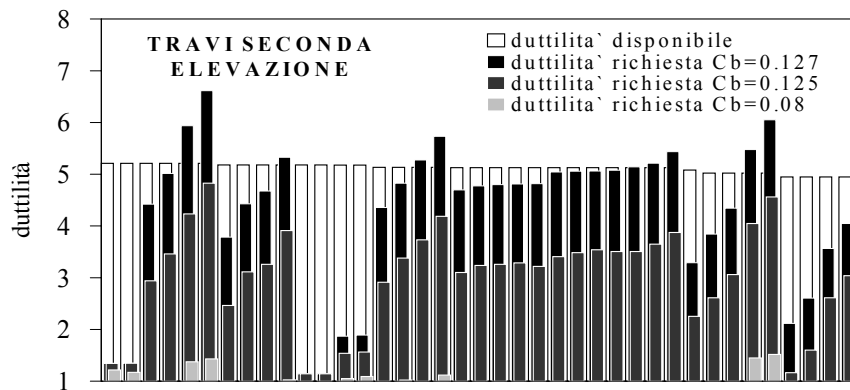
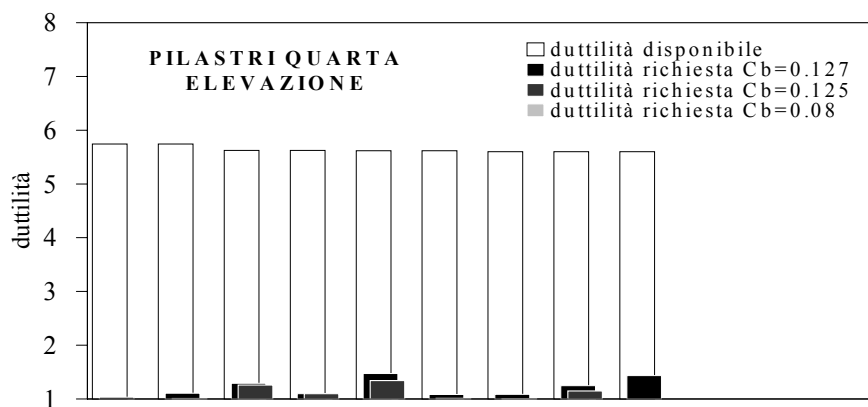


Fig. 4.14 - Analisi push-over in direzione trasversale. Richieste di duttilità nelle sezioni critiche delle travi.



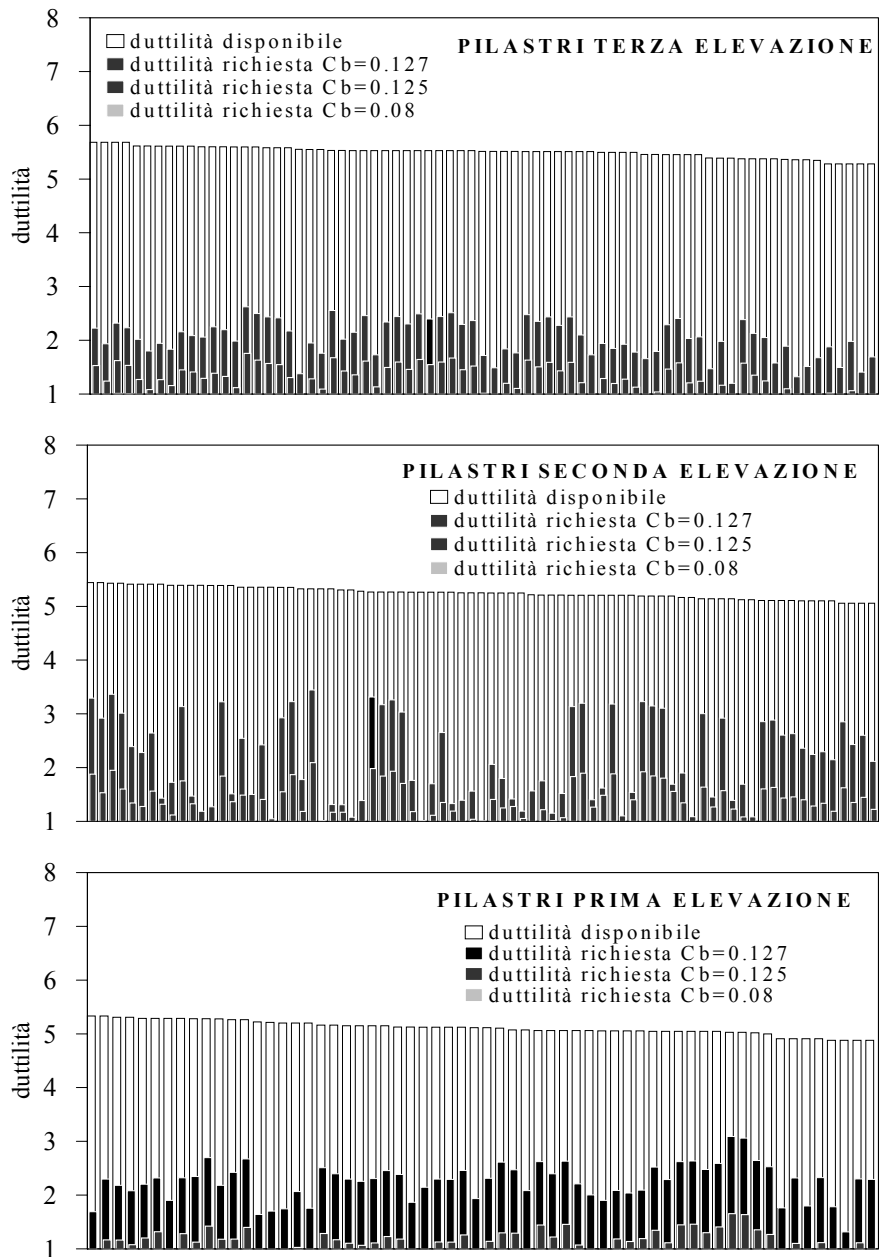
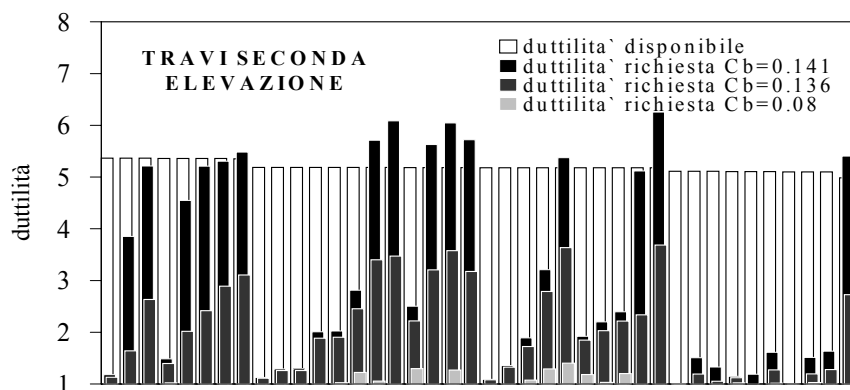
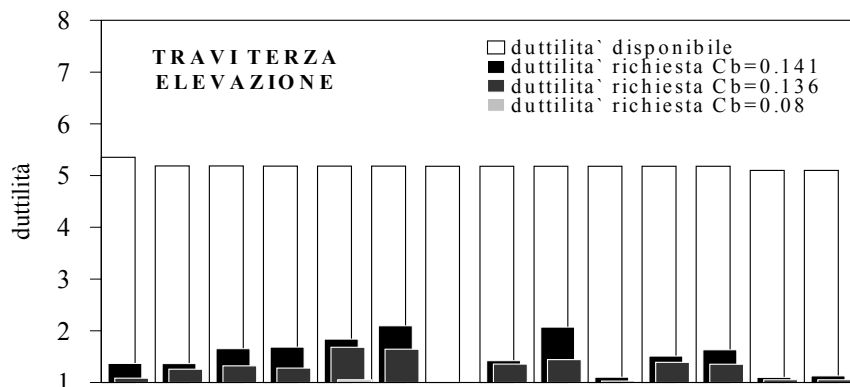
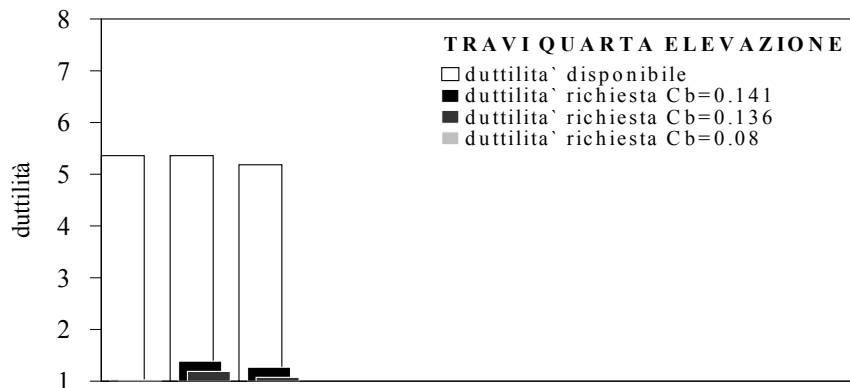


Fig. 4.15 - Analisi push-over in direzione longitudinale. Richiesta di duttilità nelle sezioni critiche dei pilastri.



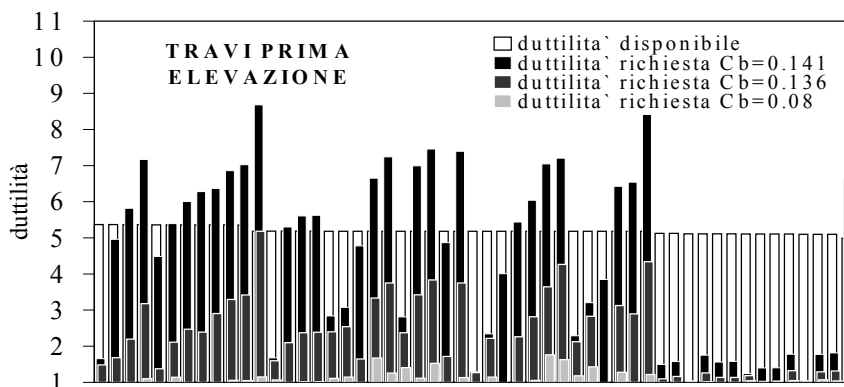


Fig. 4.16 - Analisi push-over in direzione longitudinale. Richiesta di duttilità nelle sezioni critiche delle travi.

Nelle Figg. 4.13 e 4.14 sono riportate le richieste di duttilità delle sezioni critiche delle travi e dei pilastri a confronto con le duttilità disponibili, quando la distribuzione di forze agisce in direzione trasversale, per tre diversi valori del coefficiente di taglio alla base:  $C_b=0.08$  corrispondente all'inizio del campo a forte impegno plastico,  $C_b=0.125$  relativo alla rottura della prima sezione strutturale per raggiungimento della duttilità disponibile e  $C_b=0.127$  corrispondente al collasso convenzionale.

Dall'esame delle figure si osserva che la sezione che per prima esaurisce le proprie risorse di duttilità appartiene ad un pilastro della terza elevazione. Tuttavia, per il corrispondente livello di carico, le richieste di duttilità nelle sezioni critiche delle travi sono in media superiori a quelle dei pilastri.

Nelle Figg. 4.15 e 4.16 sono rappresentati i valori delle duttilità richieste e delle duttilità disponibili quando le forze agiscono in direzione longitudinale. I valori del coefficiente sismico presi in considerazione sono rispettivamente 0.08, 0.136 e 0.141, corrispondenti alle stesse condizioni limite considerate per la direzione trasversale.

A differenza di quanto osservato per l'analisi push-over in direzione trasversale, in questo caso si osserva che la prima sezione che esaurisce le proprie risorse di duttilità appartiene ad una trave, alla prima elevazione. Per il corrispondente livello di carico le richieste di duttilità nelle sezioni critiche dei pilastri risultano ovunque ben al di sotto della duttilità disponibile.

E' interessante osservare come nel passaggio dal valore di  $C_b$  corrispondente alla rottura della prima sezione critica al valore convenzionale di collasso si abbia un considerevole incremento nelle richieste di duttilità a fronte di un incremento minimo del coefficiente di taglio alla base.

I risultati ottenuti mostrano che in termini di coefficiente di taglio alla base il collasso convenzionale, corrispondente ad una deriva massima di piano del 6%, risulta abbastanza vicino al valore relativo alla rottura della prima sezione critica per

entrambe le direzioni considerate. Tale rottura, tuttavia, si manifesta per valori delle derivate massime di piano pari a 4.3‰ nella direzione trasversale ed a 3.6‰ in direzione longitudinale, pertanto sensibilmente inferiori al valore convenzionale precedentemente assunto.

#### 4.4 Considerazioni sulla resistenza sismica dell'edificio attraverso analisi dinamiche

Per trarre indicazioni significative sulla resistenza alle azioni sismiche e per stabilire un confronto con i risultati delle analisi push-over, sono state condotte alcune analisi dinamiche non-lineari utilizzando registrazioni accelerometriche reali e sismogrammi sintetici (Fig. 4.17). In particolare sono state considerate la componente N-S registrata nella zona industriale di Catania durante il terremoto della Sicilia orientale del 1990 e la componente N-S registrata ad El Centro durante il terremoto della Imperial Valley del 1940. Sono stati inoltre utilizzati alcuni accelerogrammi sintetici determinati nell'ambito del Progetto Catania ed un accelerogramma con caratteristiche simili individuato nelle banche dati dei terremoti naturali. Per ognuno degli accelerogrammi considerati sono state ottenute le storie della risposta in termini di spostamenti, derivate di piano e taglio alla base. Le analisi sono state condotte considerando l'eccitazione agente separatamente nelle direzioni trasversale e longitudinale.

Le analisi non-lineari sono state condotte nell'ipotesi di nodi infinitamente duttili. Successivamente sono stati valutati i limiti di validità di tale ipotesi confrontando, per ciascuno degli elementi strutturali, le duttilità richieste con quelle disponibili.

Nella Tab. 4.3 sono riportati alcuni valori caratteristici degli accelerogrammi considerati. In particolare sono stati indicati i valori massimi dell'accelerazione al suolo, la durata efficace  $D_e$  e l'intensità di Arias  $I_A$  della parte efficace dell'accelerogramma (Arias, 1970). La durata efficace è stata determinata eliminando le parti iniziale e finale dell'accelerogramma in cui il quadrato dell'accelerazione risulta minore del 5% del quadrato dell'accelerazione di picco.

Tab. 4.3: Valori caratteristici degli accelerogrammi considerati.

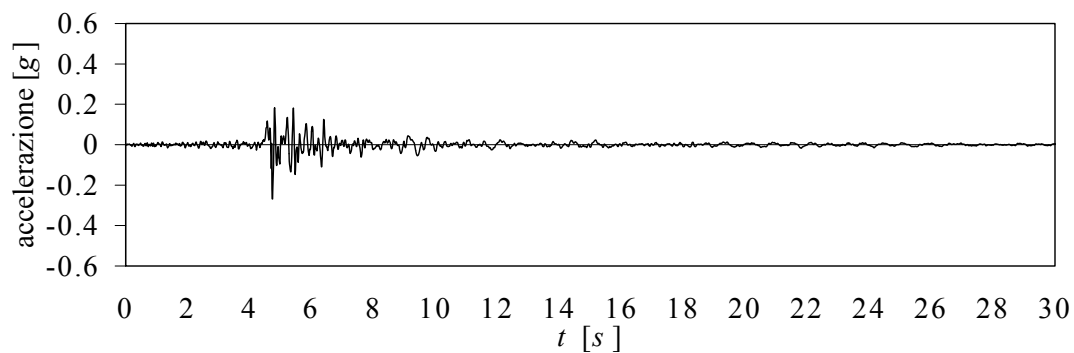
Accelerogramma	$a_{max}$ [g]	$I_A$ [m/s]	$D_e$ [s]
Catania 1990 N-S	0.275	0.200	3.08
El Centro 1940 N-S	0.319	1.772	25.32
Sintetico 1	0.462	1.864	7.44
Sintetico 2	0.551	3.173	8.94
Sintetico 3	0.556	2.680	8.28
Sintetico 4	0.363	1.633	9.72
Anderson Rd. 1979 N-S	0.493	1.181	5.03



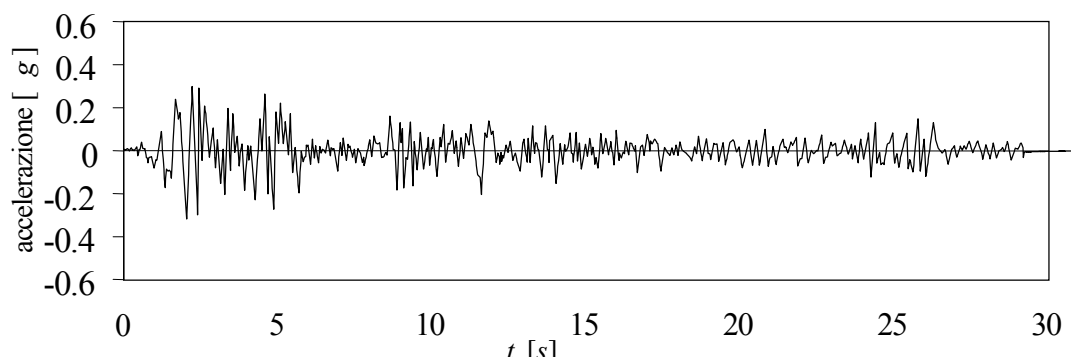
#### 4.4.1 Sicilia orientale 1990

##### *Direzione trasversale*

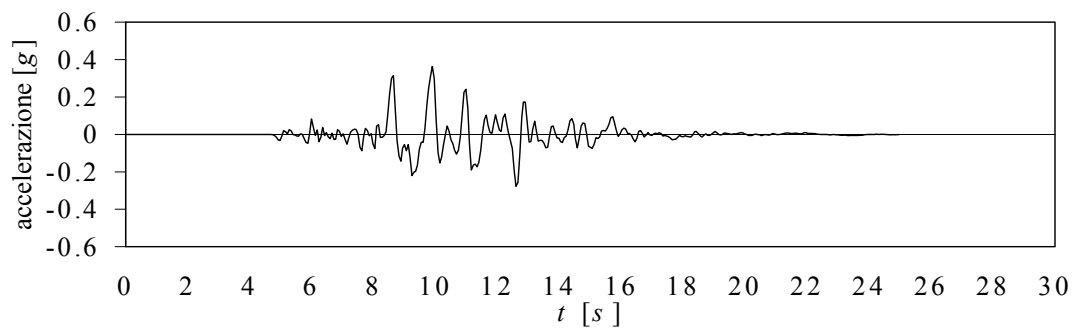
Le storie nel tempo degli spostamenti assoluti e relativi di piano al confronto con i valori del sistema elastico lineare sono riportati rispettivamente nelle Figg. 4.18 e 4.19.



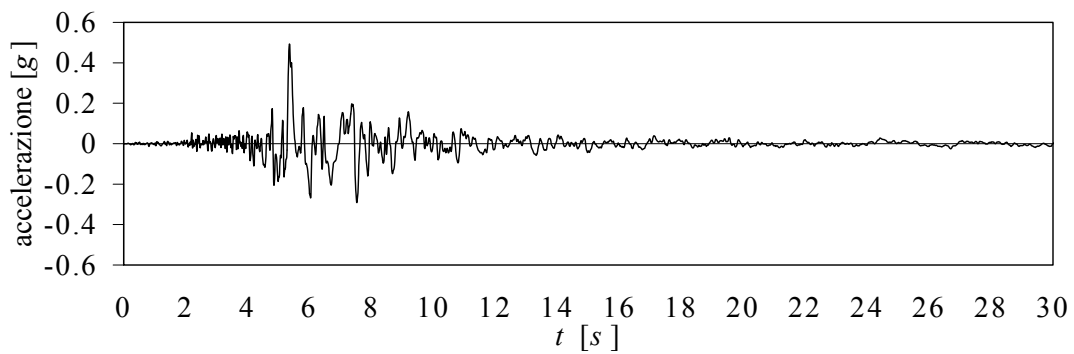
(a)



(b)

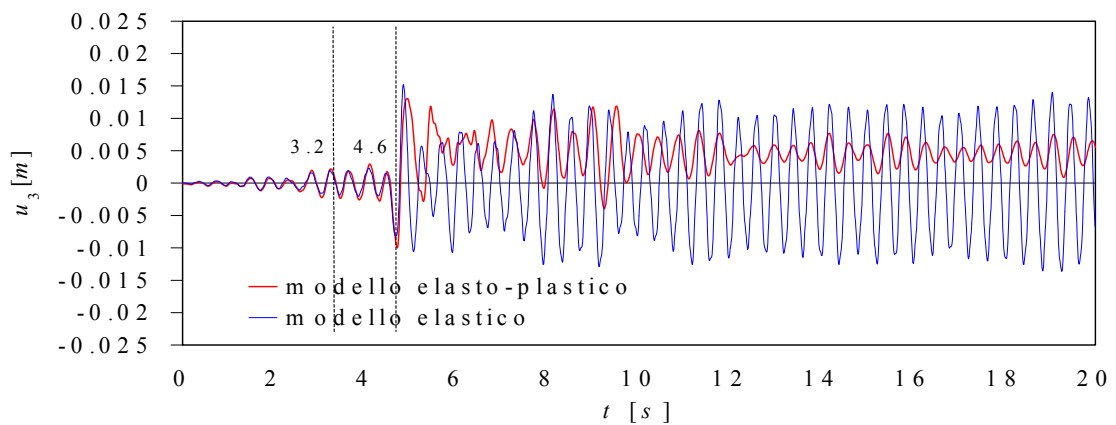
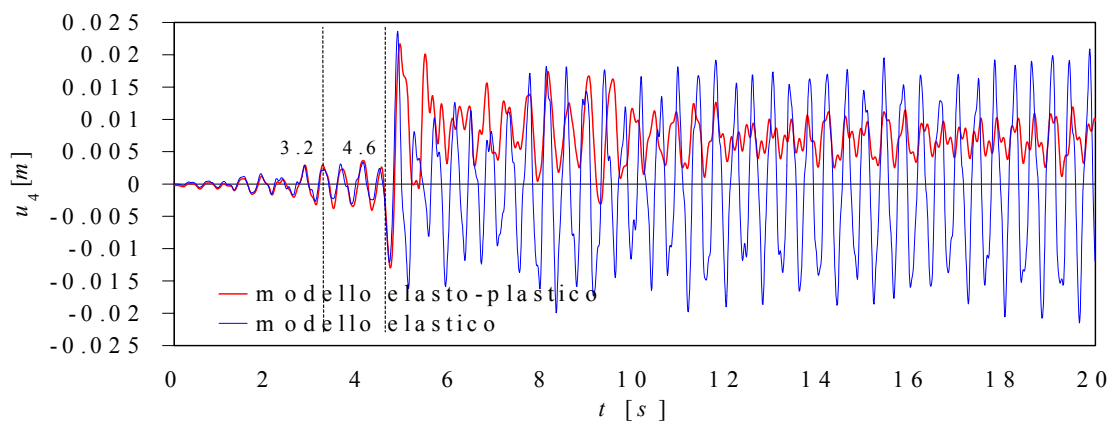


(c)



(d)

Fig. 4.17 - Accelerogrammi utilizzati nelle analisi dinamiche. (a) componente N-S, registrata a Catania, del terremoto della Sicilia orientale 1990; (b) componente N-S, registrata ad El Centro, del terremoto della Imperial Valley 1940; (c) accelerogramma sintetico n°4 prodotto da E. Priolo nell'ambito del Progetto Catania; (d) componente N-S, registrata dalla stazione di Anderson Road ad El Centro, durante il terremoto della Imperial Valley 1979.



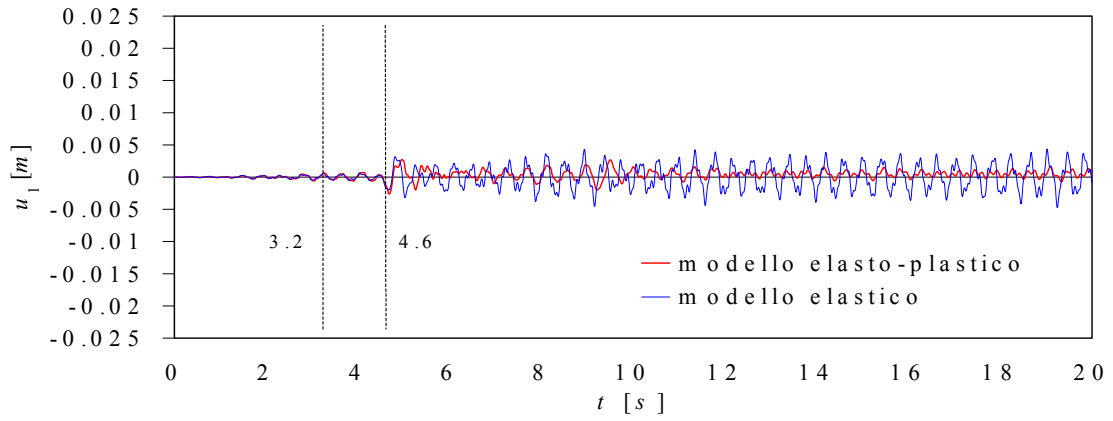
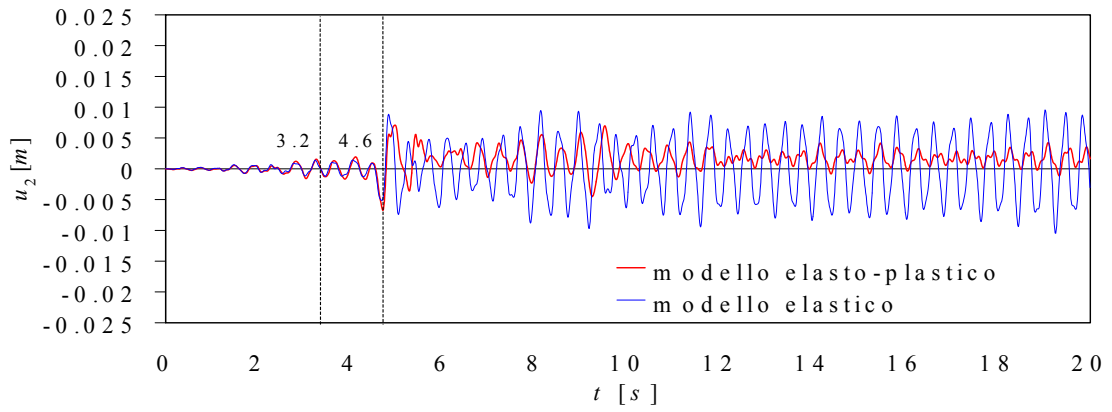
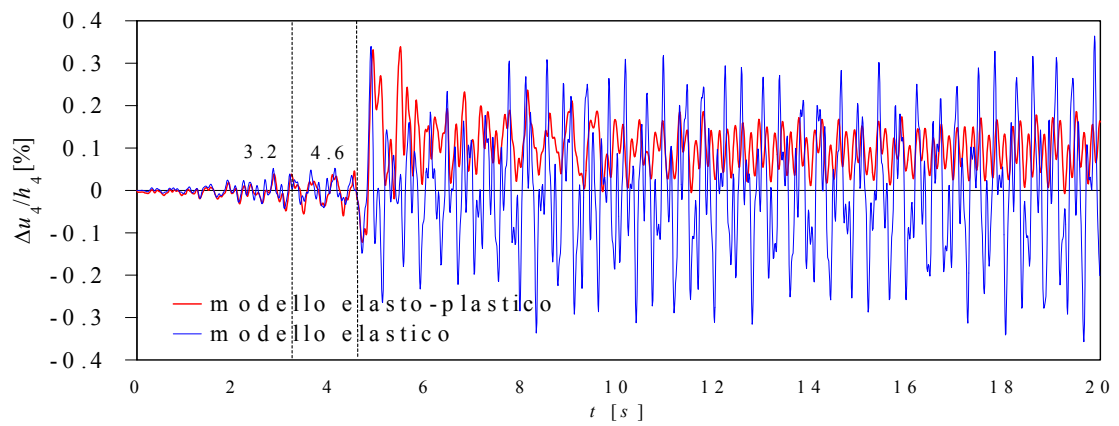


Fig. 4.18 - Risposta alla componente N-S, registrata a Catania, del terremoto della Sicilia orientale 1990. Spostamenti assoluti di piano. Azione in direzione trasversale.



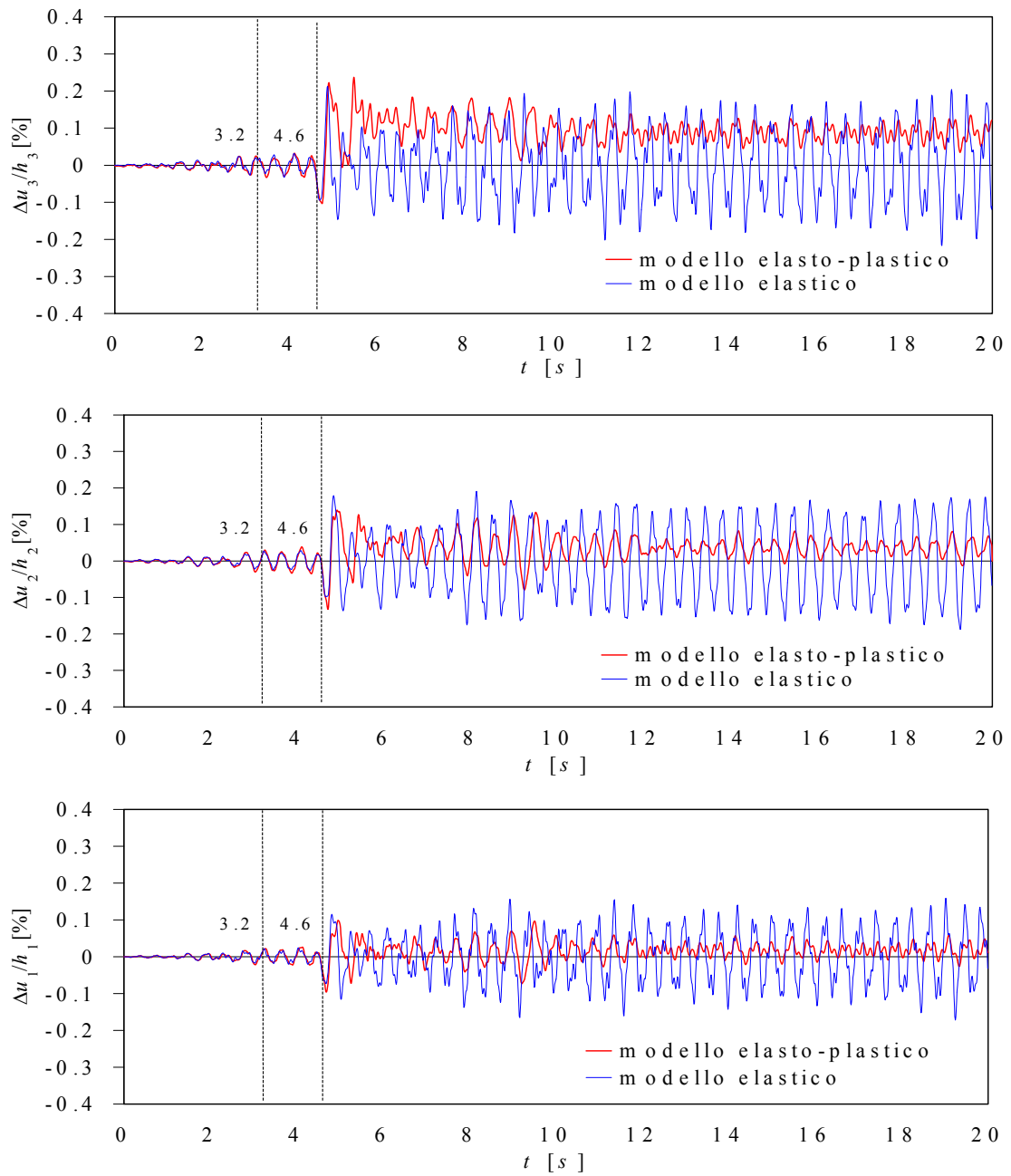
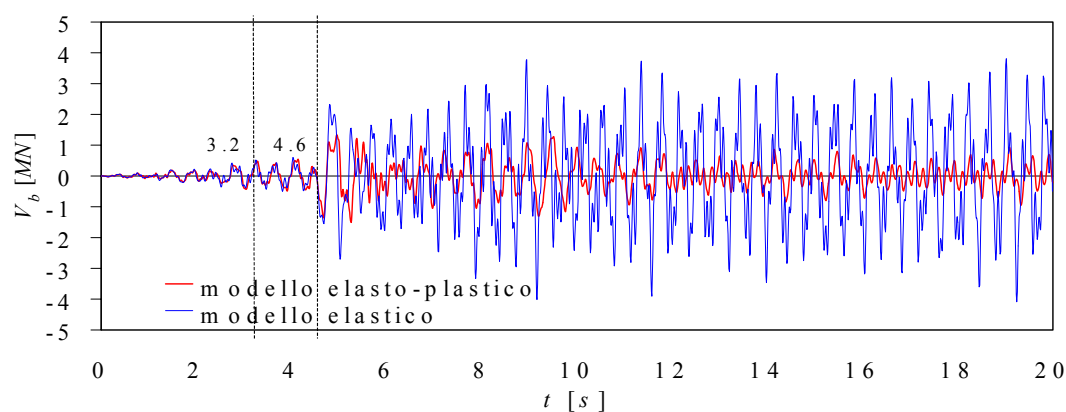


Fig. 4.19 - Risposta alla componente N-S, registrata a Catania, del terremoto della Sicilia orientale 1990. Spostamenti relativi di piano. Azione in direzione trasversale.

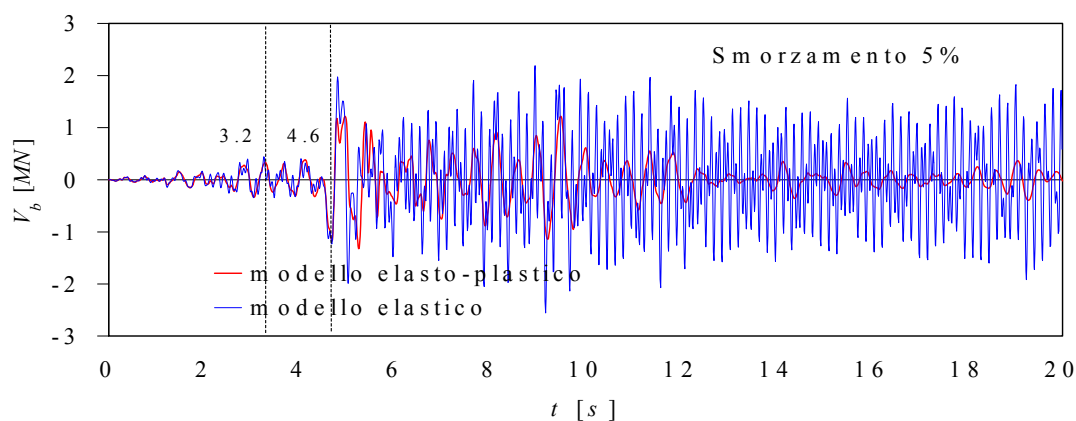
Le analisi sono state condotte in assenza di smorzamento strutturale. Dall'osservazione delle curve di risposta emerge che in una fase iniziale del moto, corrispondente a bassi livelli di accelerazione al suolo, il sistema non viene

impegnato in campo plastico, per cui il suo comportamento risulta coincidente con quello del sistema elastico. Dopo la formazione della prima cerniera plastica, al tempo  $t=3.2$  s, e fino all'istante  $t=4.6$  s, le risposte del sistema elastico e di quello elasto-plastico risultano ancora pressoché coincidenti, ciò è indice di un modesto impegno in campo plastico. Successivamente il sistema subisce un forte impegno in campo plastico che determina deformazioni plastiche significative in corrispondenza di tutti gli impalcati che permangono fino alla fine del processo di carico.

Il taglio alla base del sistema elasto-plastico è riportato in Fig. 4.20 a confronto con quello del sistema elastico corrispondente. Quest'ultimo manifesta valori di taglio massimi sensibilmente più elevati del sistema elasto-plastico. Il fattore di struttura o coefficiente di riduzione delle azioni, valutato come rapporto fra il massimo taglio alla base nel sistema elastico e il massimo taglio alla base nel sistema elasto-plastico, risulta circa pari a 2.5 per il sistema non smorzato e pari a 1.93 considerando uno smorzamento strutturale del 5%.



(a)



(b)

Fig. 4.20 - Risposta alla componente N-S, registrata a Catania, del terremoto della Sicilia orientale 1990. Taglio alla base: (a) sistema non smorzato; (b) sistema smorzato. Azione in direzione trasversale.

### Direzione longitudinale

Le analisi condotte per l'input sismico agente in direzione longitudinale consentono di trarre considerazioni analoghe a quelle valide per la direzione trasversale. Dall'analisi dei risultati emerge che la formazione della prima cerniera plastica avviene in una trave all'istante  $t=2.14$  s, a differenza di quanto accade in direzione trasversale in cui la formazione della prima cerniera plastica si determina all'istante  $t=3.01$  s in corrispondenza di un pilastro. Ciò conferma i risultati delle analisi push-over.

Si rileva inoltre che il massimo taglio nel sistema elasto-plastico risulta pari a circa 0.2 volte il corrispondente taglio nel sistema elastico, per cui il fattore di struttura risulta circa pari a 4.

### Confronto con le analisi push-over

Il confronto tra le analisi dinamiche e le analisi push-over è riportato nelle Figg. 4.21 e 4.22 rispettivamente per le direzioni trasversale e longitudinale.

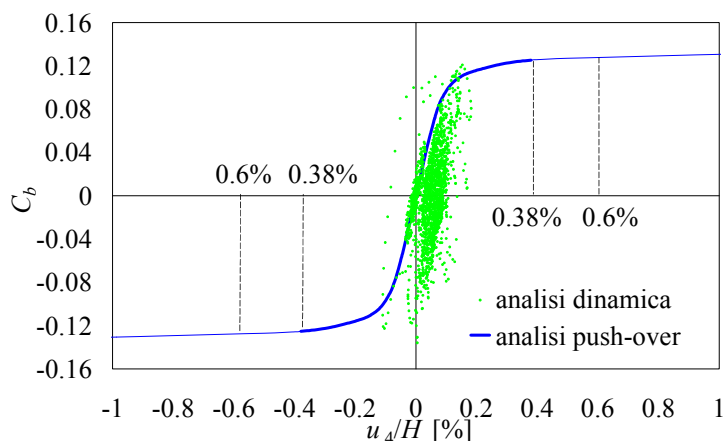


Fig. 4.21 - Risposta alla componente N-S, registrata a Catania, del terremoto della Sicilia orientale 1990. Confronto con l'analisi push-over. Azione in direzione trasversale.

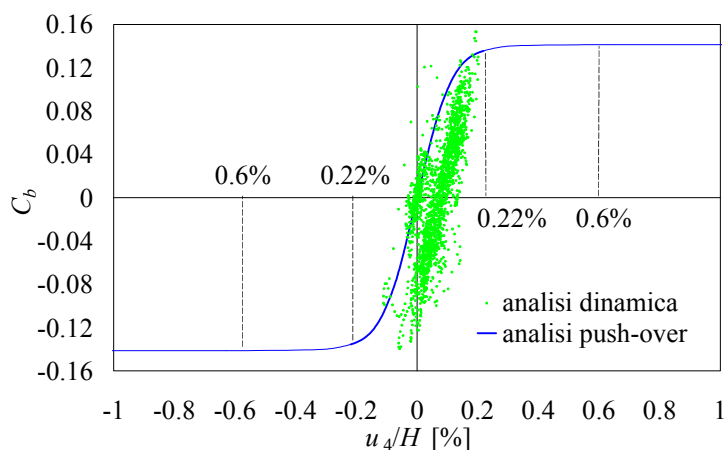


Fig. 4.22 - Risposta alla componente N-S, registrata a Catania, del terremoto della Sicilia orientale 1990. Confronto con l'analisi push-over. Azione in direzione longitudinale.

Il confronto è stato ottenuto riportando il coefficiente sismico in funzione dello spostamento dell'ultimo piano normalizzato rispetto all'altezza totale dell'edificio.

Dall'osservazione delle figure è possibile rilevare che, sebbene l'edificio subisca un forte impegno in campo plastico per entrambe le direzioni di ingresso, non si determinano le condizioni di collasso.

In particolare i risultati delle analisi dinamiche forniscono i seguenti valori massimi del coefficiente di taglio alla base e della deriva di piano:

direzione trasversale:  $C_b=0.136$ ,  $\Delta u_i/h_i=0.34\%$ ;

direzione longitudinale:  $C_b=0.153$ ,  $\Delta u_i/h_i=0.35\%$ .

#### *Le richieste di duttilità*

Per tutti gli elementi strutturali, travi e pilastri, impegnati in campo plastico le richieste di duttilità sono riportate a confronto con la duttilità disponibile rispettivamente nella Fig. 4.23, nel caso che la direzione di ingresso sia quella trasversale, e nella Fig. 4.24 per la direzione longitudinale. Dall'osservazione dei diagrammi emerge che le duttilità richieste non eccedono mai quelle disponibili. Si osserva inoltre che quando l'eccitazione agisce in direzione longitudinale vi è un maggior numero di elementi impegnati in campo plastico.

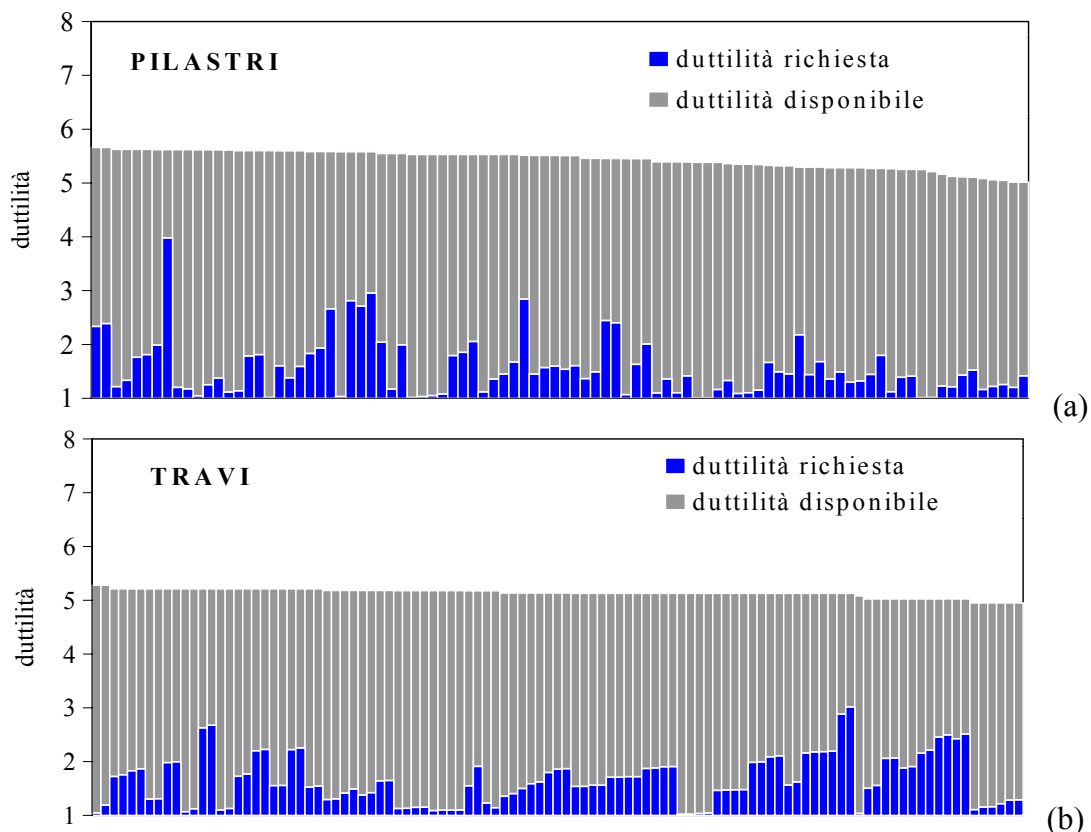


Fig. 4.23 - Risposta alla componente N-S, registrata a Catania, del terremoto della Sicilia orientale 1990. Richieste di duttilità nelle sezioni critiche: (a) dei pilastri e (b) delle travi. Azione in direzione trasversale.

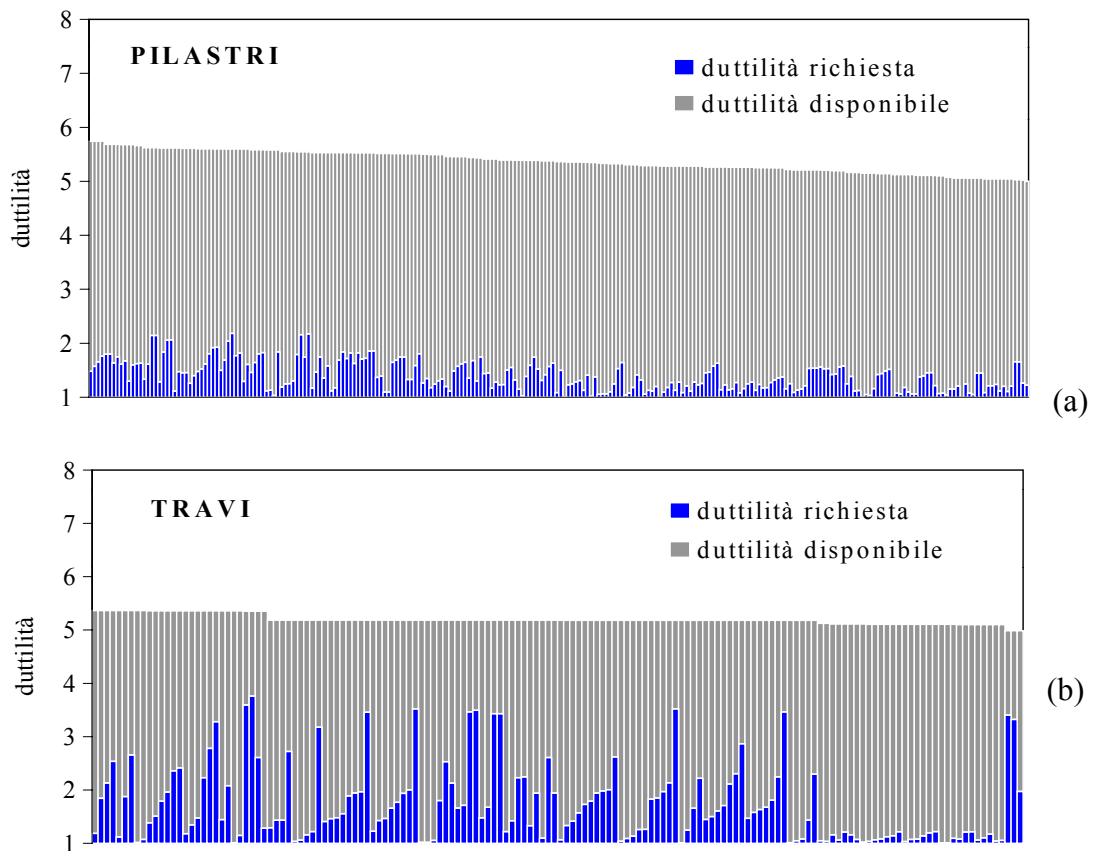


Fig. 4.24 - Risposta alla componente N-S, registrata a Catania, del terremoto della Sicilia orientale 1990. Richieste di duttilità nelle sezioni critiche: (a) dei pilastri e (b) delle travi. Azione in direzione longitudinale.

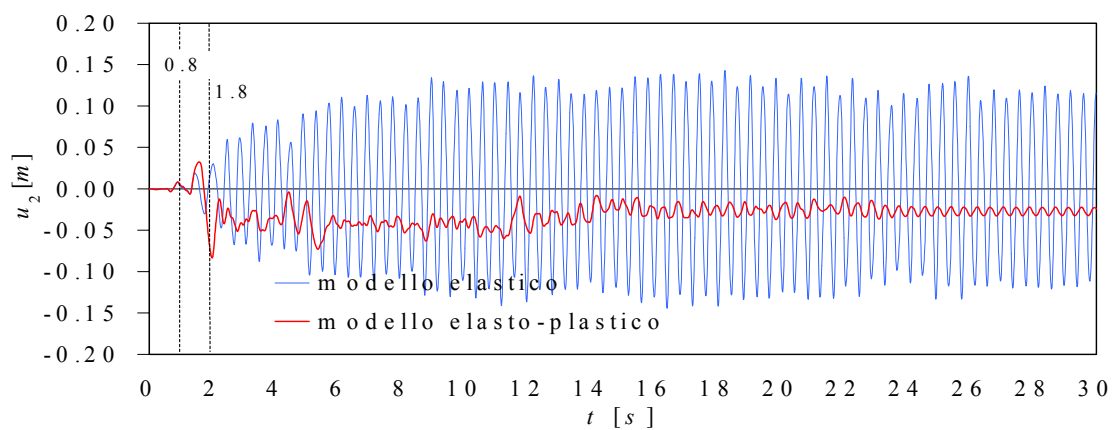
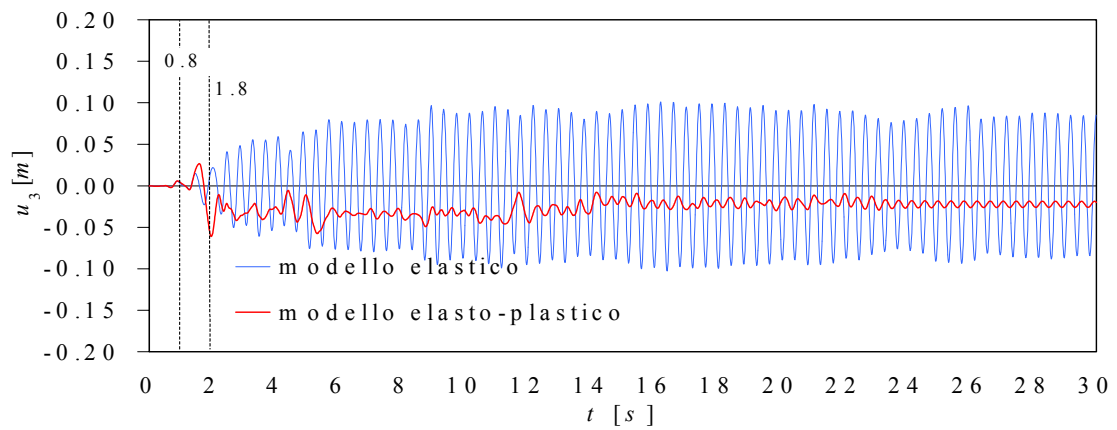
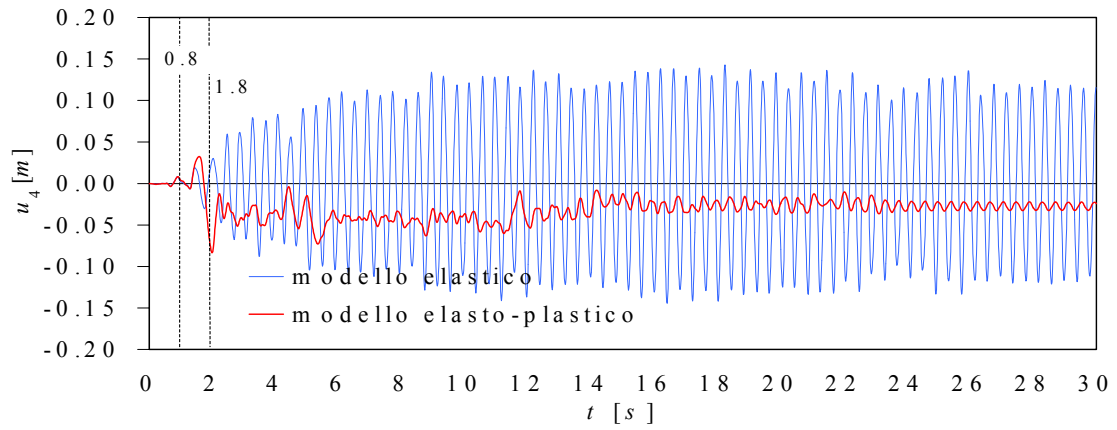
#### 4.4.2 Imperial Valley 1940

##### *Direzione trasversale*

Nelle Figg. 4.25 e 4.26 sono riportate le storie nel tempo degli spostamenti assoluti e relativi di piano nella direzione dell'input a confronto con i valori del sistema elastico corrispondente. Dall'analisi dei risultati si rileva che la fase iniziale a comportamento elastico lineare, precedente alla formazione della prima cerniera plastica, termina dopo soli 0.8 s. La successiva fase di impegno plastico moderato si conclude intorno all'istante  $t=1.8$  s in corrispondenza del quale il sistema è soggetto ad una forte escursione plastica per tutti gli impalcati che si mantiene per tutta la durata del processo di carico. Dal confronto fra i risultati del modello non-lineare soggetto all'accelerogramma di Catania e quelli relativi all'accelerogramma di El Centro è possibile osservare come il terremoto dell'Imperial Valley del 1940 richieda alla struttura risorse plastiche ben più elevate e non sempre compatibili con le duttilità disponibili degli elementi strutturali. In particolare, mentre la massima



deriva di piano relativa al terremoto registrato a Catania risulta inferiore allo 0.4%, nel caso del terremoto registrato ad El Centro si arriva a valori prossimi all'1%.



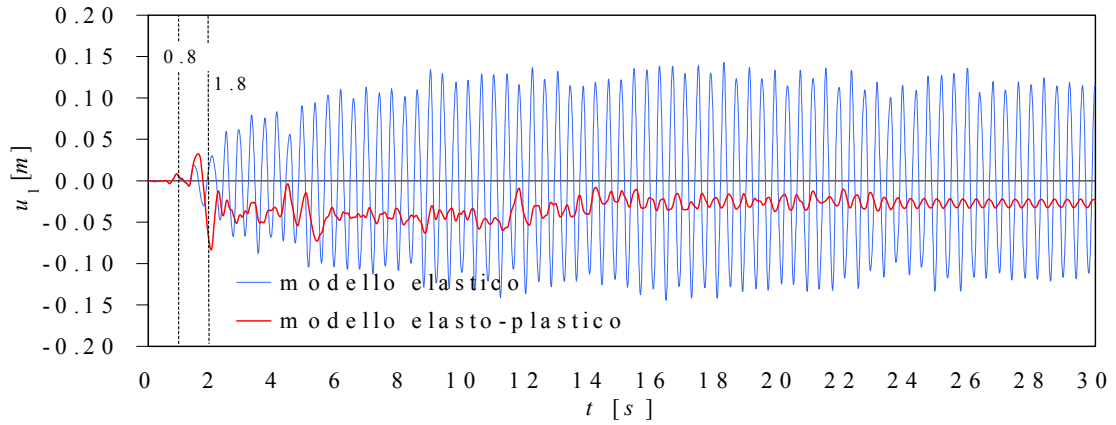
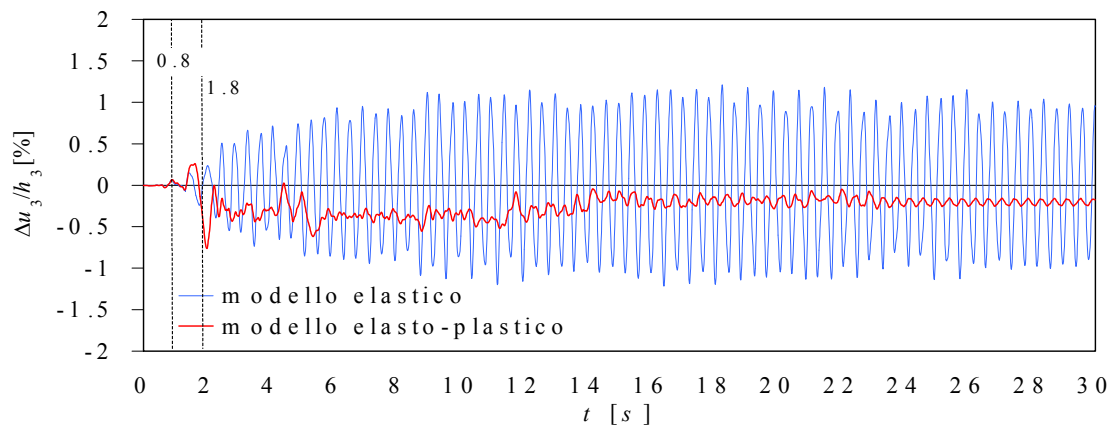
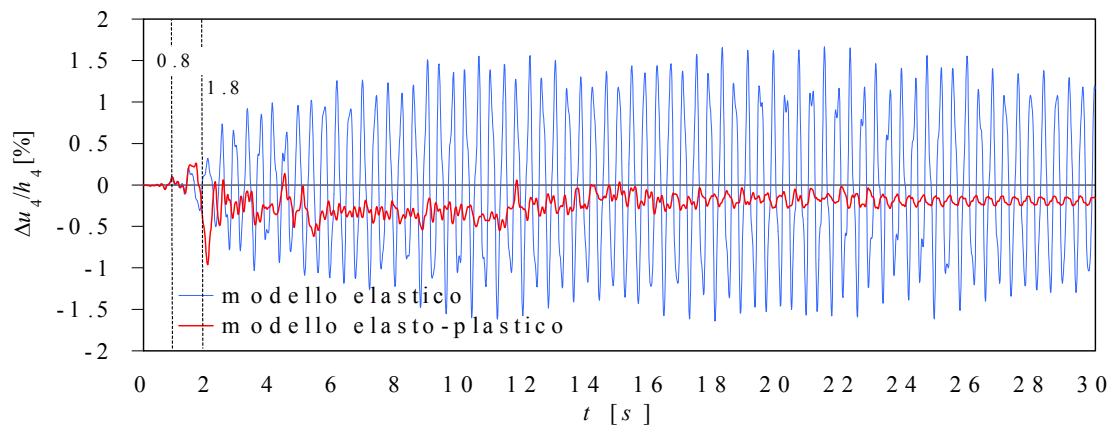


Fig. 4.25 - Risposta alla componente N-S, registrata ad El Centro, del terremoto della Imperial Valley 1940. Spostamenti assoluti di piano. Azione in direzione trasversale.



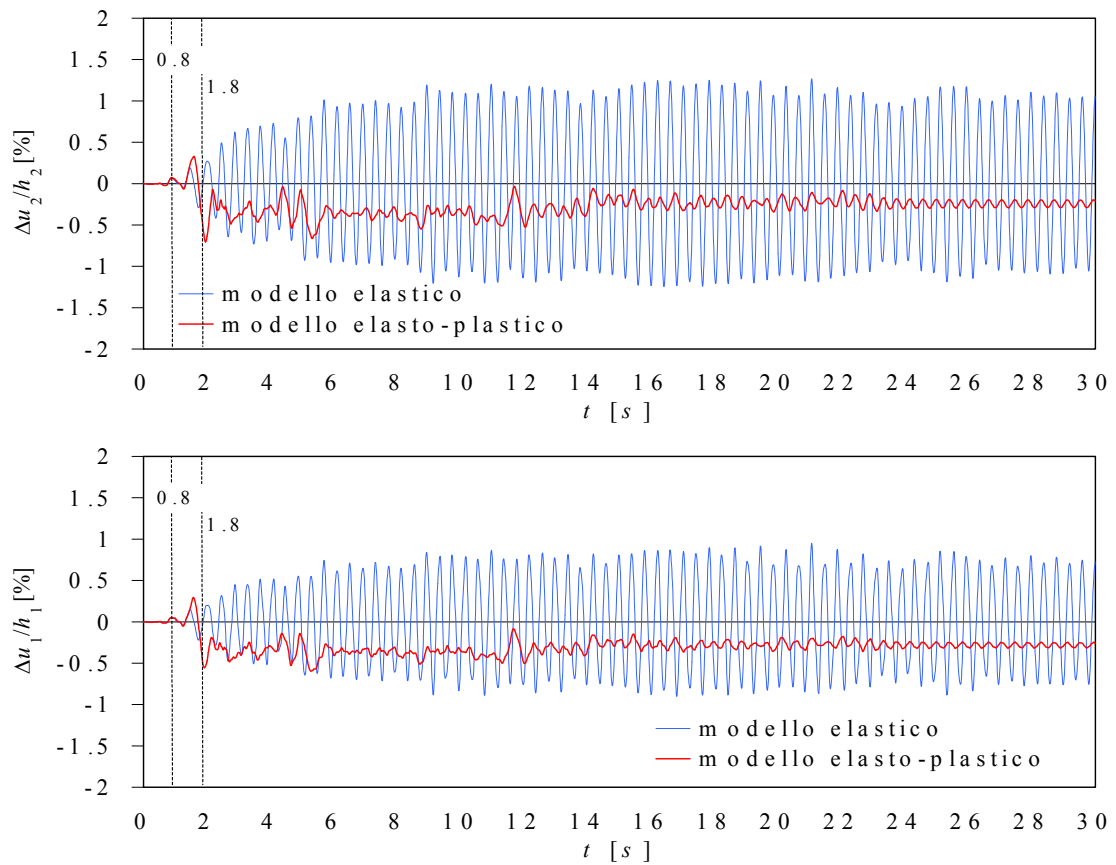


Fig. 4.26 - Risposta alla componente N-S, registrata ad El Centro, del terremoto della Imperial Valley 1940. Spostamenti relativi di piano. Azione in direzione trasversale.

Nella Fig. 4.27 sono posti a confronto il taglio alla base del sistema elasto-plastico con quello del sistema elastico corrispondente.

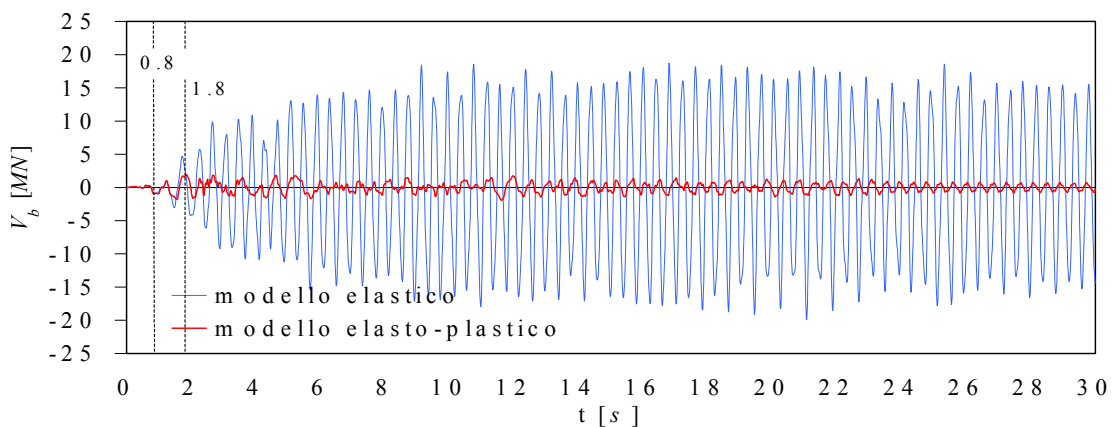


Fig. 4.27 - Risposta alla componente N-S, registrata ad El Centro, del terremoto della Imperial Valley 1940. Taglio alla base. Azione in direzione trasversale.

Si osserva che il taglio alla base del modello elasto-plastico risulta essere praticamente coincidente con quello del modello elastico fino alla fase di moderato impegno plastico, che ha termine dopo circa 1.8 s. Nelle fasi successive il sistema elastico manifesta valori massimi di taglio sensibilmente più elevati del sistema elasto-plastico. In questo caso il fattore di struttura o coefficiente di riduzione delle azioni risulta circa pari a 10.

#### *Direzione longitudinale*

Le analisi che sono state condotte con eccitazione agente in direzione longitudinale consentono di trarre considerazioni analoghe a quelle riportate per la direzione trasversale. Anche in questo caso le fasi a comportamento elastico e ad impegno plastico moderato risultano estremamente brevi e la risposta del sistema non lineare è caratterizzata da elevate richieste di duttilità non compatibili con le risorse disponibili. I risultati ottenuti in termini di taglio alla base evidenziano un fattore di struttura circa pari a 18.

#### *Confronto con i risultati ottenuti dalle analisi push-over*

Nelle Figg. 4.28 e 4.29 i risultati ottenuti attraverso le analisi dinamiche non lineari vengono confrontati con quelli ottenuti attraverso le analisi push-over, in maniera analoga a quanto fatto per l'accelerogramma di Catania.

Nei grafici i punti relativi ai risultati dell'analisi dinamica sono rappresentati con due diversi simboli: i simboli pieni sono relativi agli istanti di tempo che precedono la rottura della prima sezione critica, mentre i simboli vuoti individuano gli istanti successivi in cui in almeno una sezione strutturale la duttilità richiesta ha superato quella disponibile e sono pertanto validi nell'ipotesi di comportamento elasto-plastico indefinito.

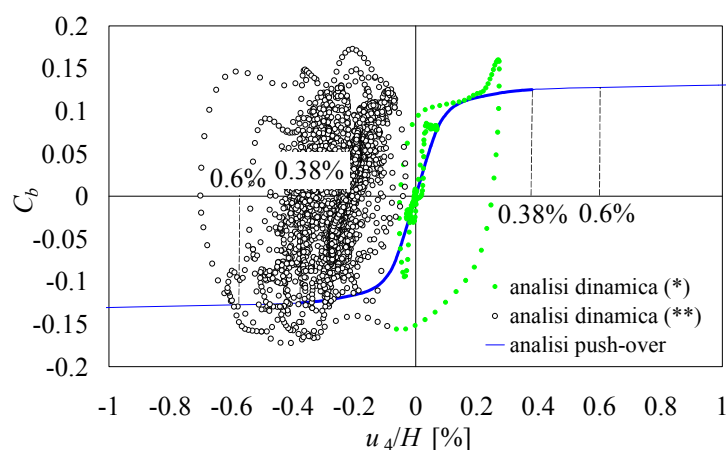


Fig. 4.28 - Risposta alla componente N-S, registrata ad El Centro, del terremoto della Imperial Valley 1940. Confronto tra i risultati dell'analisi dinamica e l'analisi push-over. Azione in direzione trasversale.

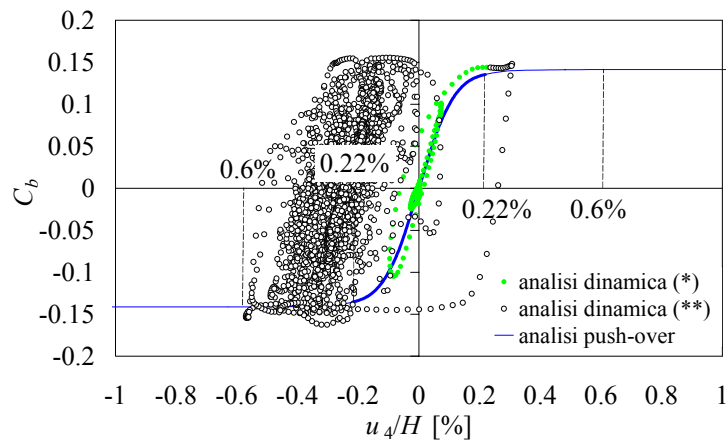
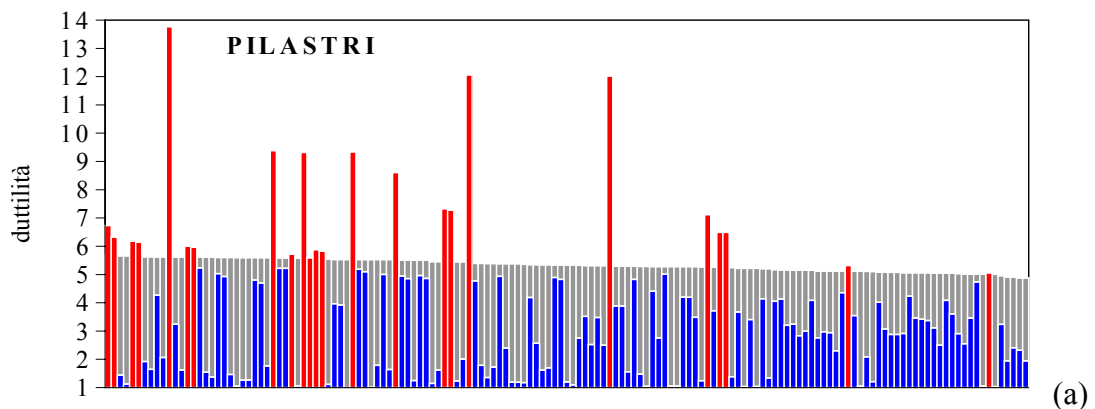


Fig. 4.29 - Risposta alla componente N-S, registrata ad El Centro, del terremoto della Imperial Valley 1940. Confronto tra i risultati dell'analisi dinamica e l'analisi push-over. Azione in direzione longitudinale.

I risultati delle analisi dinamiche mostrano un impegno plastico molto severo in entrambe le direzioni. Considerando le sezioni critiche infinitamente duttili, si arriverebbe a valori del coefficiente sismico pari a 0.173 per la direzione trasversale e pari a 0.162 per quella longitudinale mentre la massima deriva di piano raggiungerebbe, per entrambe le direzioni, valori intorno al 9%, non compatibili con le riserve di duttilità degli elementi strutturali.

#### Le richieste di duttilità

Nel seguito si riportano i grafici delle duttilità richieste a confronto con quelle disponibili per l'accelerogramma registrato ad El Centro. La Fig. 4.30 si riferisce ai risultati ottenuti per eccitazione agente in direzione trasversale, mentre la Fig. 4.31 è relativa alla direzione longitudinale.



(a)

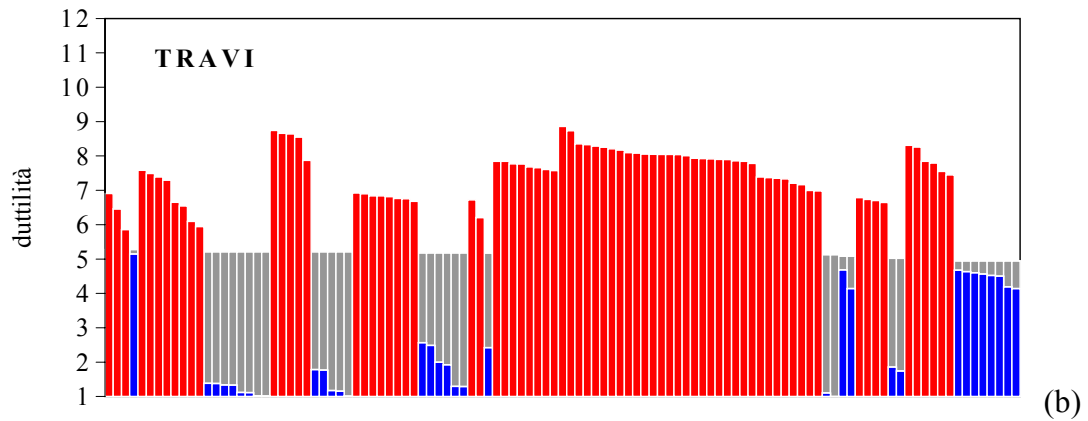


Fig. 4.30 - Risposta alla componente N-S, registrata ad El Centro, del terremoto della Imperial Valley 1940. Richieste di duttilità nelle sezioni critiche (a) dei pilastri e (b) delle travi. Azione in direzione trasversale.

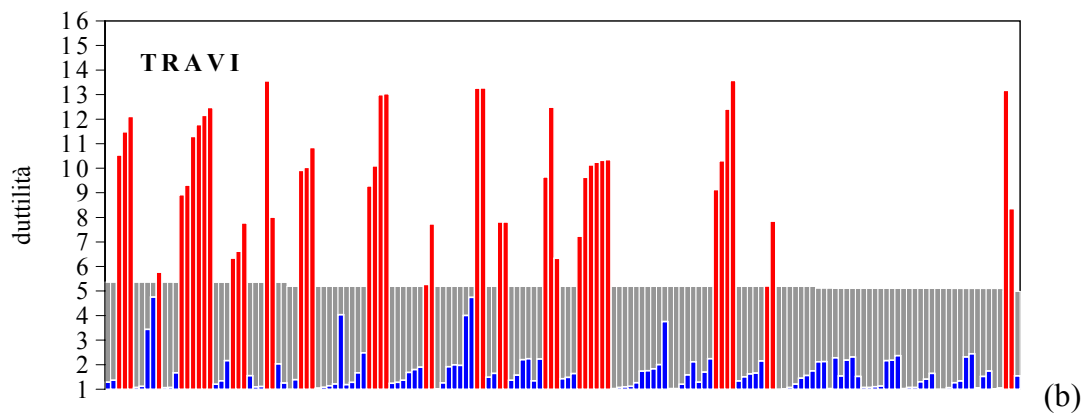
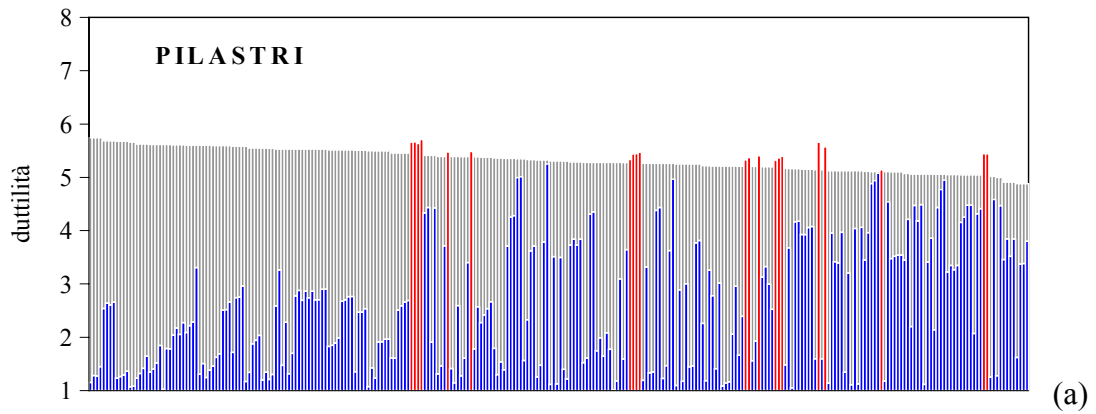


Fig. 4.31 - Risposta alla componente N-S, registrata ad El Centro, del terremoto della Imperial Valley 1940. Richieste di duttilità nelle sezioni critiche (a) dei pilastri e (b) delle travi. Azione in direzione longitudinale.

Analogamente a quanto ottenuto per le analisi push-over, si osserva che il numero delle sezioni critiche che esauriscono le proprie risorse di duttilità è più elevato per le travi che per i pilastri, e ciò avviene sia in direzione trasversale che longitudinale.

In direzione trasversale le massime richieste di duttilità nei pilastri e nelle travi valgono rispettivamente 8.86 e 13.74. In direzione longitudinale i pilastri risultano meno impegnati in campo plastico, con una richiesta massima di duttilità pari a 4.71, mentre le travi presentano una richiesta di duttilità massima pari a 13.57. Ciò conferma la maggiore vulnerabilità dell'edificio in direzione trasversale.

#### **4.4.3 Risposta al terremoto atteso**

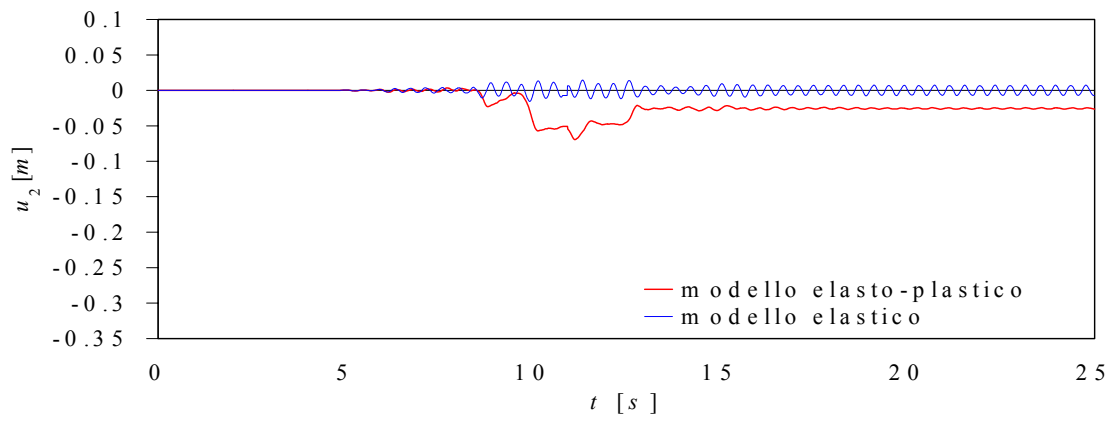
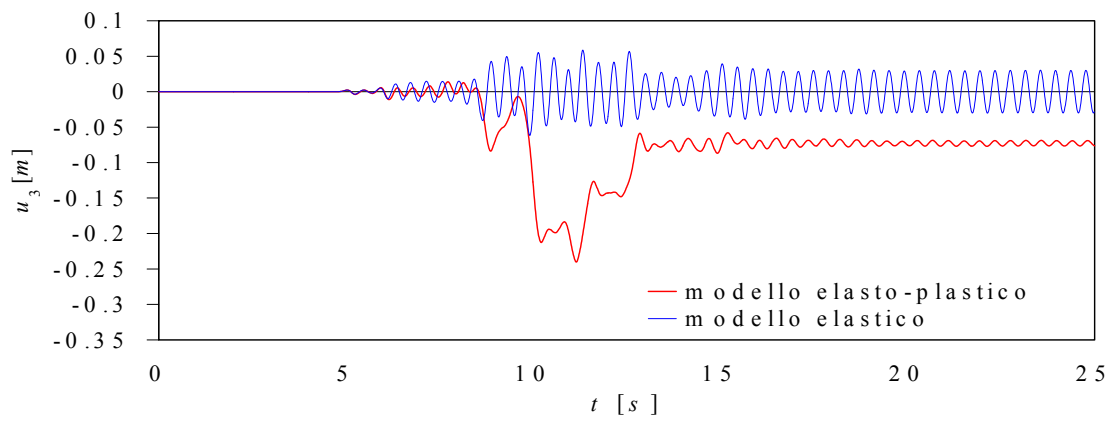
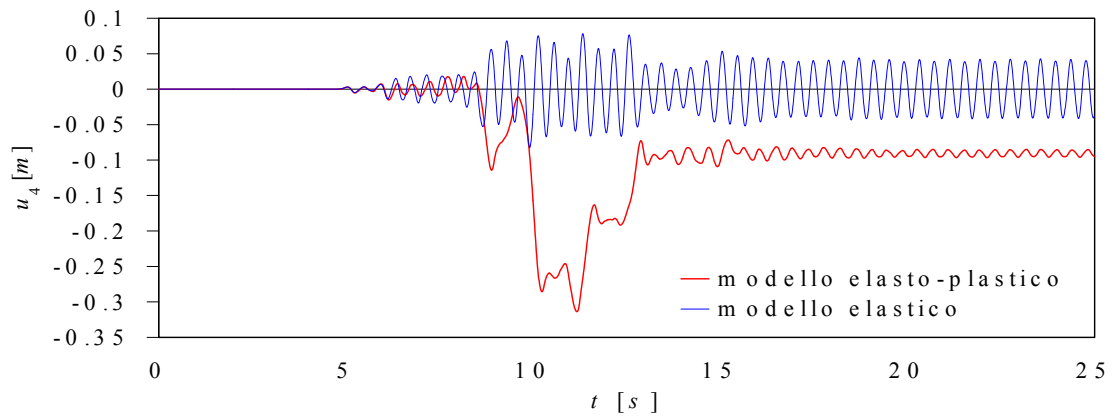
##### *Sismogrammi sintetici*

Oltre alle analisi non-lineari prima indicate è stato effettuato il calcolo della risposta strutturale al terremoto atteso in base alle generazioni sintetiche effettuate da Enrico Priolo (Priolo, 1999) nell'ambito del Progetto Catania.

I risultati delle analisi evidenziano derive massime di piano estremamente elevate (pari quasi al 3% per l'accelerogramma 4) e certamente non compatibili con le risorse di duttilità dell'edificio. Per esigenze di brevità, nel seguito si riportano i risultati in termini di spostamenti assoluti e relativi di piano e del taglio alla base, per eccitazione agente in direzione trasversale, con riferimento al solo accelerogramma 4, avente l'intensità più bassa tra quelli considerati. Tale accelerogramma è relativo ad un sito caratterizzato da una spessa copertura di lava su uno strato di argille azzurre.

Nelle Figg. 4.32 e 4.33 sono poste a confronto le storie nel tempo degli spostamenti assoluti e relativi di piano con i corrispondenti spostamenti del modello elastico lineare quando la direzione di ingresso del sisma è quella trasversale. Le analisi sono state condotte in assenza di smorzamento strutturale per entrambi i sistemi. I risultati mostrano chiaramente che l'edificio non è in grado di resistere a tale input sismico in quanto le richieste di duttilità sono certamente superiori alle risorse plastiche degli elementi strutturali. Nella Fig. 4.34 sono posti a confronto il taglio alla base del sistema elasto-plastico con quello del sistema elastico corrispondente. In questo caso il fattore di struttura o coefficiente di riduzione delle azioni risulta circa pari a 4.4.

I risultati delle analisi relative agli accelerogrammi sintetici 1, 2 e 3, i cui valori caratteristici sono riportati in Tab. 4.2, rivelano un comportamento analogo a quanto osservato per l'accelerogramma sintetico 4, ovvero l'incompatibilità delle richieste di duttilità rispetto alle risorse inelastiche degli elementi strutturali in entrambe le direzioni trasversale e longitudinale.





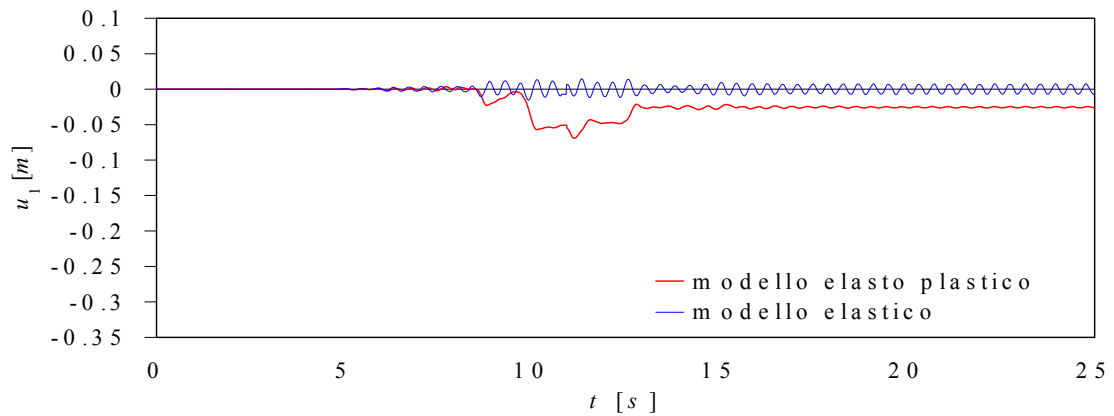
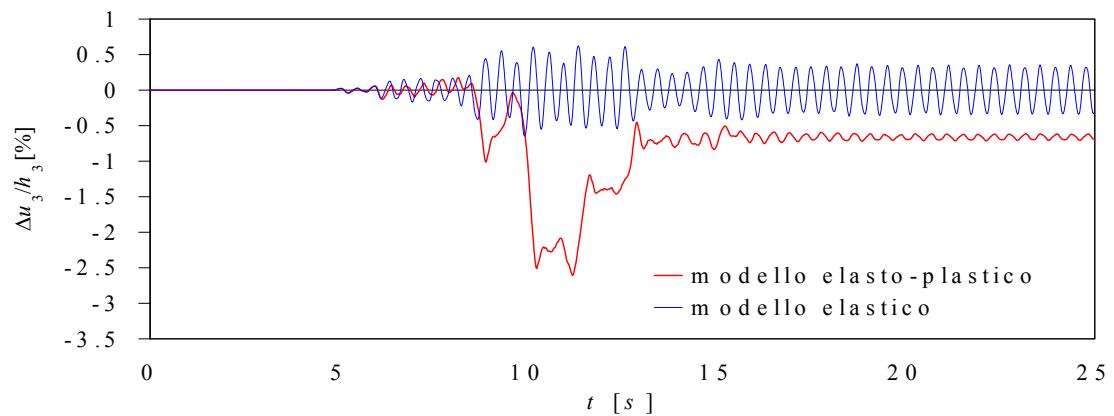
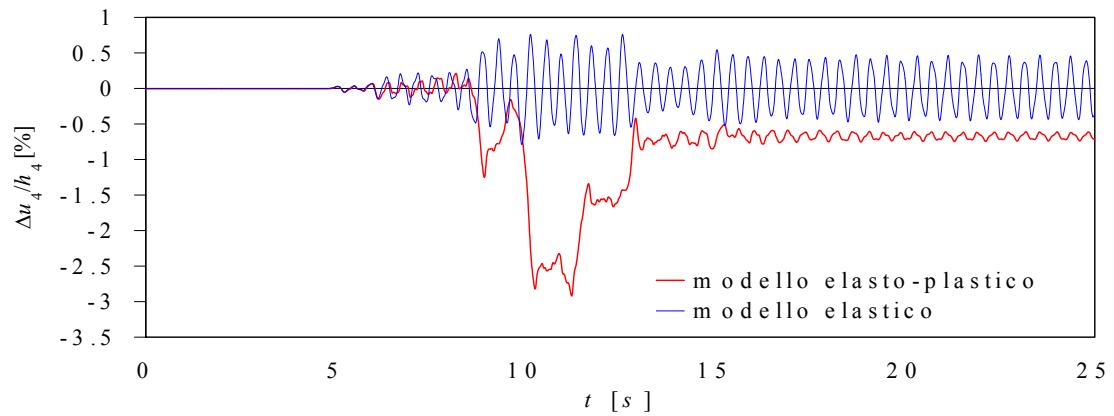


Fig. 4.32 - Risposta alla componente principale massima dell'accelerogramma sintetico n° 4 prodotto da E. Priolo nell'ambito del Progetto Catania. Spostamenti assoluti di piano. Azione in direzione trasversale.



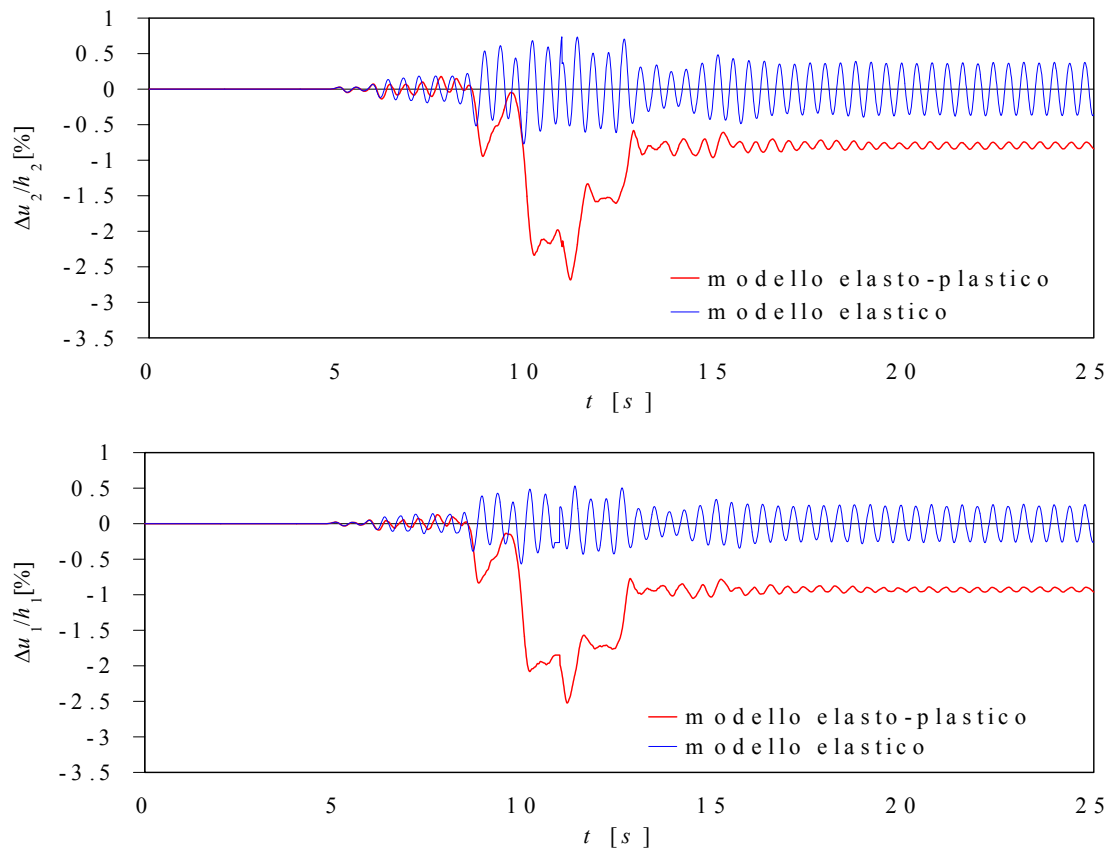


Fig. 4.33 - Risposta alla componente principale massima dell'accelerogramma sintetico n°4 prodotto da E. Priolo nell'ambito del Progetto Catania. Spostamenti relativi di piano. Azione in direzione trasversale.

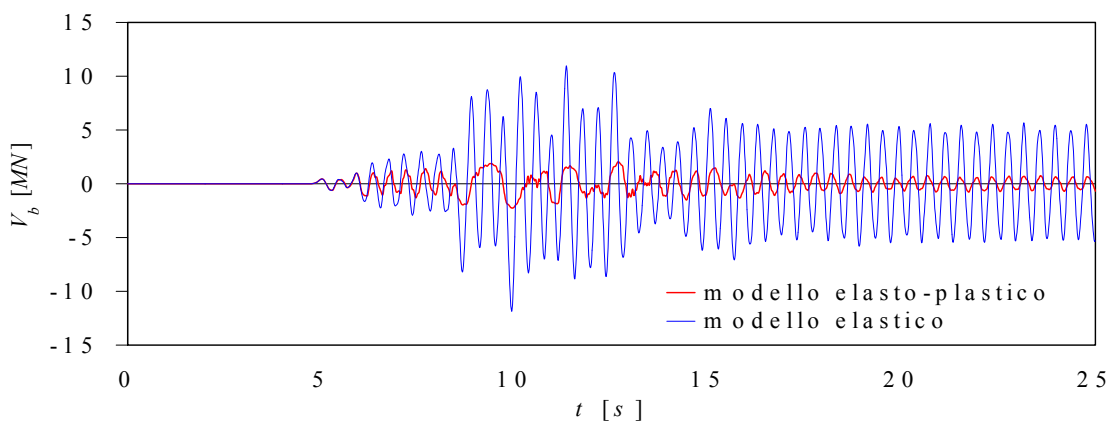


Fig. 4.34 - Risposta alla componente principale massima dell'accelerogramma sintetico n°4 prodotto da E. Priolo nell'ambito del Progetto Catania. Taglio alla base. Azione in direzione trasversale.

### *Imperial Valley 1979 (Anderson Road)*

Un accelerogramma con caratteristiche simili a quelli generati artificialmente è stato individuato, nelle banche dati dei terremoti naturali, nella componente N-S registrata dalla stazione di Anderson Road ad El Centro durante il terremoto della Imperial Valley del 1979.

Nella Fig. 4.35 è riportata la storia nel tempo dello spostamento del quarto impalcato per eccitazione agente in direzione longitudinale. E' immediato osservare che, analogamente a quanto osservato per i sismogrammi sintetici, si riscontra una fortissima deformazione plastica fin dal primo picco della fase forte del moto. Il controllo successivo delle deformazioni plastiche nei diversi elementi strutturali indica il superamento della duttilità disponibile e quindi il collasso immediato della struttura.

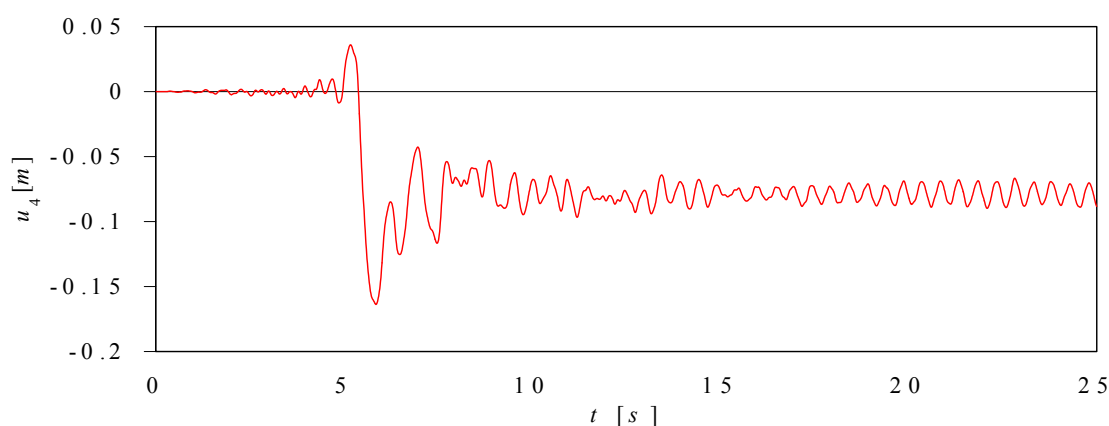


Fig. 4.35 - Risposta alla componente N-S del terremoto della Imperial Valley del 1979 registrata dalla stazione di Anderson Road ad El Centro. Spostamento del quarto impalcato. Azione in direzione longitudinale.

## 4.5 Riepilogo

E' stato realizzato un modello dinamico tridimensionale di un edificio costruito nella città di Catania precedentemente all'entrata in vigore della legge sismica. Per tale edificio sono state determinate le caratteristiche dinamiche e la capacità di resistenza sismica attraverso analisi push-over ed analisi dinamiche non lineari utilizzando registrazioni accelerometriche reali e sismogrammi sintetici.

Il comportamento non-lineare, del tipo elasto-plastico, è stato considerato introducendo tra i nodi e le estremità degli elementi strutturali molle rigido-plastiche il cui momento ultimo è stato valutato, in via approssimata, assumendo come valore dello sforzo normale quello associato ai soli carichi verticali in condizioni di equilibrio statico.

Nella modellazione agli elementi finiti gli impalcati sono stati considerati rigidi nel proprio piano, le masse, concentrate in corrispondenza dei nodi, sono state

determinate considerando i carichi accidentali nella misura del 33%. La modellazione elastica tridimensionale ha indicato il periodo fondamentale pari a 0.46 s associato alla direzione longitudinale, il secondo periodo pari a 0.40 s in direzione trasversale e il terzo periodo pari a 0.39 s associato ad un modo di vibrazione con carattere prevalentemente torsionale.

Le analisi statiche incrementali sono state condotte con riferimento alle distribuzioni di forze associate ai modi fondamentali di vibrazione nelle direzioni trasversale e longitudinale. Dall'analisi dei risultati sono stati individuati tre campi di comportamento: elastico, ad impegno plastico moderato e a forte impegno plastico. Il coefficiente sismico corrispondente al limite del comportamento elastico, assunto coincidente con quello che determina la formazione della prima cerniera plastica, è risultato pari a 0.024 in direzione trasversale e 0.028 in direzione longitudinale. Fino ad un valore del coefficiente sismico pari a 0.08, in entrambe le direzioni, la struttura ha evidenziato un moderato impegno in campo plastico. Oltre tale limite si ha un forte impegno in campo plastico fino al collasso. Identificando il collasso con la rottura della prima sezione critica, per esaurimento delle risorse di duttilità, i valori del coefficiente sismico a collasso sono risultati pari a 0.125 in direzione trasversale e 0.136 in direzione longitudinale, corrispondenti rispettivamente alle derivate massime di piano di 4.3‰ e 3.6‰.

Le analisi dinamiche non-lineari sono state condotte considerando la componente N-S registrata nella zona industriale di Catania durante il terremoto della Sicilia orientale del 1990 e la componente N-S registrata ad El Centro durante il terremoto della Imperial Valley del 1940. Il terremoto atteso è stato simulato utilizzando gli accelerogrammi sintetici prodotti da Enrico Priolo nell'ambito dello stesso progetto insieme ad un accelerogramma con caratteristiche simili individuato nelle banche dati dei terremoti naturali. Le analisi sono state condotte considerando l'eccitazione agente separatamente nelle direzioni longitudinale e trasversale e nell'ipotesi di nodi infinitamente duttili. I risultati ottenuti con riferimento all'accelerogramma registrato a Catania, il cui picco di accelerazione al suolo è di 0.275 g, mostrano che sebbene l'edificio subisca un forte impegno in campo plastico, in entrambe le direzioni di ingresso del sisma, non si determinano le condizioni di collasso. Ciò contrariamente a quanto avviene per il terremoto registrato ad El Centro, con accelerazione massima di 0.319 g, le cui richieste di duttilità non risultano compatibili con le risorse plastiche dell'edificio.

Le risposte ottenute con riferimento al terremoto atteso, in base alle registrazioni sintetiche e alla componente N-S registrata alla stazione di Anderson Road (El Centro) durante il terremoto dell'Imperial Valley del 1979, evidenziano richieste di duttilità assolutamente incompatibili con le risorse inelastiche degli elementi strutturali e tali da determinare il collasso immediato della struttura in corrispondenza del primo picco della fase forte del moto del suolo.

I risultati ottenuti attraverso le analisi dinamiche sono in accordo tra di loro e con quelli derivanti dalle analisi statiche incrementali.

Il fatto che l'edificio superi con danni limitati il terremoto della Sicilia orientale del 1990 non deve meravigliare a causa della durata efficace estremamente

breve dello stesso e per i bassi valori degli altri indici di pericolosità, nonostante un valore relativamente alto della massima accelerazione al suolo.

Come prevedibile l'edificio perviene al collasso sotto tutti gli altri accelerogrammi considerati per superamento della capacità di deformazione plastica e conseguente rottura delle sezioni.

Le analisi non-lineari condotte hanno mostrato che in generale il numero delle sezioni critiche che esauriscono le proprie risorse di duttilità è più elevato per le travi che per i pilastri in entrambe le direzioni di input. Inoltre, sebbene i telai principali dell'edificio siano disposti nella direzione longitudinale, non si rilevano apprezzabili differenze di resistenza sismica per le due direzioni trasversale e longitudinale.

#### **4.6 Conclusioni**

In conclusione i risultati ottenuti hanno messo in evidenza una situazione altamente deficitaria nei riguardi della resistenza sismica dell'edificio considerato per entrambe le direzioni trasversale e longitudinale. I coefficienti sismici corrispondenti al limite del comportamento elastico ottenuti dalle analisi push-over, pari a 0.024 in direzione trasversale e 0.028 in direzione longitudinale, risultano di gran lunga inferiori allo 0.07 prescritto dalla normativa sismica vigente per la zona esaminata e ciò senza considerare i coefficienti di sicurezza insiti nelle verifiche prescritte dalla stessa normativa. Le analisi condotte con riferimento al terremoto atteso mostrano l'assoluta incapacità dell'edificio di poter fronteggiare le azioni sismiche severe associate al terremoto distruttivo che, sebbene con elevato periodo di ritorno, potrebbe interessare l'intero territorio della provincia di Catania.

## BIBLIOGRAFIA

- Arias, A., (1970): A measure of earthquake intensity, *Seismic Design for Nuclear Power Plants*. Ed. R. Hansen, MIT Press, Cambridge, Massachusetts, 438-483.
- Mattock, A. H., (1962): Discussion of rotational capacity of reinforced concrete beams. *Journal of Structural Division, ASCE*, 92 ST5.
- Park, R. & Paulay, T., (1975): Reinforced concrete structures. *J. Wiley & Sons*.
- Priolo, E., (1999): 2-D Spectral element simulations of destructive ground shaking in Catania (Italy). *Journal of Seismology*, **3** (3), 289-309.
- Vulcano, A., (1991): Duttilità strutturale. *Atti del corso di aggiornamento in ingegneria sismica*, Augusta.

## **5. ANALISI DI VULNERABILITA' DI UN EDIFICIO IN C.A. REALIZZATO NELLA CITTA' DI CATANIA ANTECEDENTEMENTE ALLA NORMATIVA SISMICA**

Attività dell'Unità di Ricerca dell'Università di Napoli "Federico II"

*(G.M. Verderame, M. Polese, E. Cosenza, G. Manfredi)*

### **5.1 Introduzione**

L'obiettivo fondamentale è l'approfondimento e l'estensione delle attuali conoscenze sulla valutazione della vulnerabilità sismica delle strutture esistenti in cemento armato, mediante lo studio della risposta effettiva e dei possibili meccanismi di collasso eseguito attraverso un'analisi statica e un'analisi dinamica non lineare. L'indagine è rivolta ad un edificio rappresentativo delle tipologie strutturali realizzate, in assenza di applicazione di adeguate normative sismiche, nell'area di Catania.

### **5.2 Descrizione e modellazione dell'edificio**

L'edificio analizzato, rappresentativo di una tipologia strutturale tra le più diffuse nell'area di Catania, fa parte di complessi edilizi risalenti alla fine degli anni '70, e pertanto costruiti in assenza di normativa sismica. Il fabbricato, di quattro piani, è costituito da strutture intelaiate in cemento armato. Le murature di tamponamento sono presumibilmente costituite da una doppia fila di laterizi forati con interposta camera d'aria con una possibile, anche se non nota, variazione di tipologia nei due telai trasversali di estremità.

L'edificio presenta una pianta rettangolare allungata con un asse di simmetria nella direzione trasversale; lo sviluppo in elevazione è di tre piani fuori terra e un piano seminterrato. Le dimensioni in pianta sono circa di 40x10 m, mentre l'altezza è di circa 12 m. I primi tre piani presentano una pianta simile tra loro mentre l'ultimo piano è di superficie nettamente più piccola essendo adibito a sola chiusura del vano scala. La struttura in c.a. intelaiata è costituita da pilastri distribuiti in pianta in maniera sostanzialmente regolare, con dimensioni che vanno da un minimo di 30x50 cm ad un massimo di 20x105 cm; le travi perimetrali sono di tipo intradossato con dimensioni 30x50 cm e il solaio di tipo latero-cementizio di spessore 20 cm; le fondazioni, infine, sono di tipo diretto a travi rovesce. Le dimensioni geometriche degli elementi, la percentuale di armatura, le masse strutturali e i carichi sono ottenuti dai disegni progettuali originali.

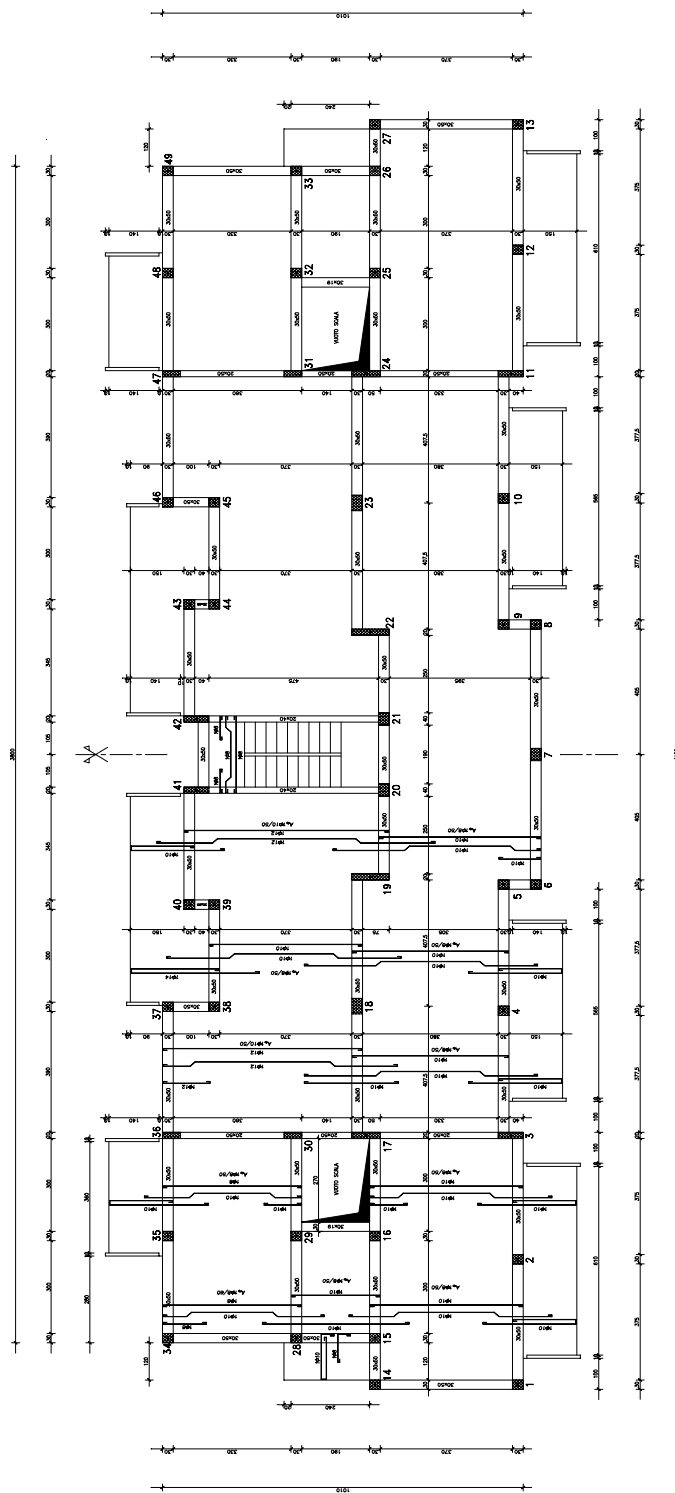


Fig. 5.1 - Pianta tipo dell'edificio.



### 5.2.1 I materiali

La resistenza del calcestruzzo e dell'acciaio sono assunte eguali a quelle dichiarate, acciaio FeB38K  $f_{yk}=380 \text{ N/mm}^2$ , calcestruzzo  $R_{ck}=25 \text{ N/mm}^2$ .

Per il calcestruzzo compresso si è adottata la convenzionale relazione parabola-rettangolo mentre per l'acciaio la relazione di (Shima et al. 1987) assumendo una deformazione ultima tipica degli acciai utilizzati negli anni '70 in Italia

Le principali caratteristiche dei materiali sono riassunte in Tab. 5.1.

Tab. 5.1: Proprietà dei materiali.

Calcestruzzo	
Resistenza a compressione, $f_c$	20.75 [N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza a trazione, $f_t$	2.00 [N/mm <sup>2</sup> ]
Deformazione ultima, $\varepsilon_{cu}$	0.005
Acciaio	
Tensione di snervamento, $f_y$	380.00 [N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione di rottura, $f_u$	475.00 [N/mm <sup>2</sup> ]
Deformazione al limite elastico, $\varepsilon_y$	0.18%
Deformazione all'incrudimento, $\varepsilon_{sh}$	2.0%
Deformazione ultima, $\varepsilon_u$	14%

### 5.2.2 Proprietà dinamiche dell'edificio

La determinazione delle grandezze dinamiche dell'edificio è stata effettuata mediante analisi modale sul relativo modello tridimensionale elastico, riportato in Fig. 5.2. Per la valutazione del comportamento dinamico dell'edificio sono stati considerati sia i carichi permanenti che i carichi accidentali; i valori delle masse totali di impalcato sono riportati in Tab. 5.2.

Tab. 5.2: Quote e masse di impalcato.

Impalcato	$h_i$ [cm]	$M_i$ [kN s <sup>2</sup> /m]
1	275	401
2	600	409
3	925	292
4	1180	93

La modellazione elastica tridimensionale ha evidenziato un periodo fondamentale di vibrazione di 0.57 s nella direzione trasversale e un periodo di vibrazione di 0.52 s nella direzione longitudinale. Sono, inoltre, valutati i periodi di

vibrazione relativi al caso di elementi completamente fessurati, pervenendo ad un significativo aumento, valutati rispettivamente in 0.97 s e 0.92 s I risultati sono riportati in Tab. 5.3.

Tab. 5.3: Risultati ottenuti nella modellazione elastica tridimensionale.

Caratt. degli elementi strutturali	I modo	II modo	III modo
Travi: inerzia non fessurata Pilastri: inerzia non fessurata	0.57 s	0.52 s	0.51 s
Travi: inerzia fessurata Pilastri: inerzia fessurata	0.97 s	0.92 s	0.90 s

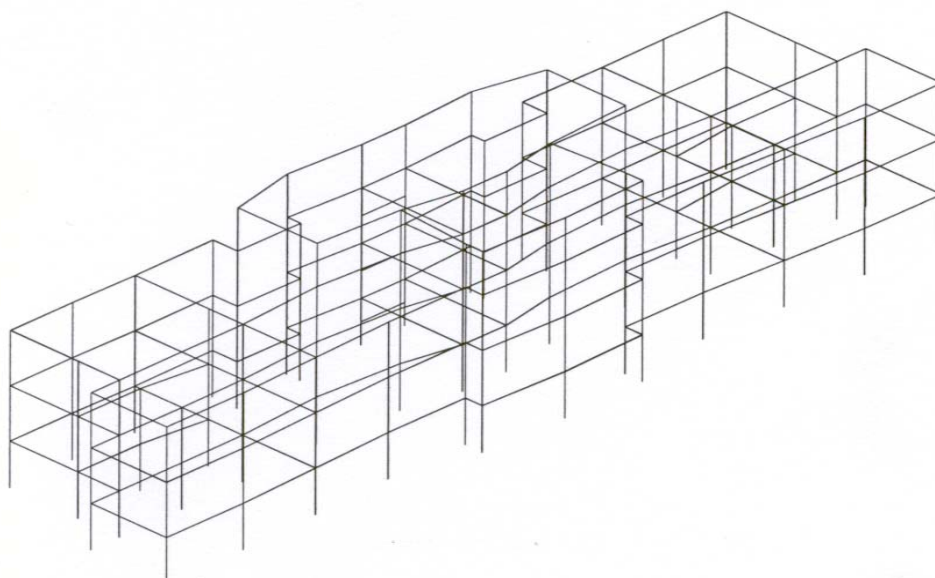


Fig. 5.2 - Modello tridimensionale.

### 5.2.3 Modellazione dell'edificio

L'ipotesi di comportamento rigido dei solai ha permesso di ridurre lo studio delle strutture reali tridimensionali a quello di un modello bidimensionale costituito dal treno dei telai trasversali, collegati in parallelo. La correttezza di tale ipotesi semplificativa è stata verificata, sulla base della coincidenza dei periodi propri osservata per i telai modellati secondo le due diverse schematizzazioni.

D'altra parte, la motivazione di uno studio pseudotridimensionale limitatamente alla dimensione minore in pianta è da ricercarsi sia nella minore resistenza delle travi trasversali rispetto a quella delle travi longitudinali, sia nel fatto che, in accordo con i risultati ottenuti dall'analisi modale, il primo modo vibrazionale

corrisponde appunto a quello traslazionale lungo tale direzione. La schematizzazione dei telai in esame ha richiesto l'inserimento nei telai trasversali, oltre agli elementi strutturali realmente presenti, di una serie di pendoli che simulassero l'irrigidimento dovuto all'impalcato.

La struttura portante è caratterizzata dai soli telai che presentano un collegamento tra i pilastri costituito da travi; si tratta della schematizzazione più conservativa in quanto si trascura il contributo dei solai. La presenza di un ultimo piano di massa modesta ha suggerito un modello bidimensionale costituito da soli tre livelli.

Stante la simmetria presente nella direzione trasversale è analizzato solo metà dell'edificio. Nelle Figg. 5.3 e 5.4 sono riportati, rispettivamente, i telai considerati in carpenteria e il treno di telai.

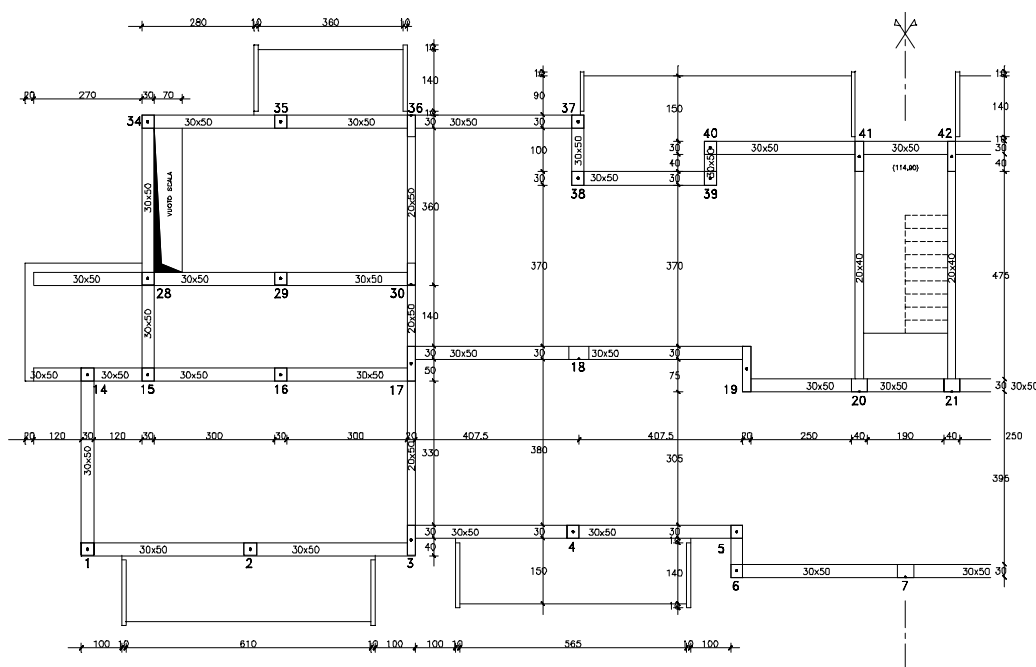


Fig. 5.3 - Telai considerati nella modellazione dell'edificio.

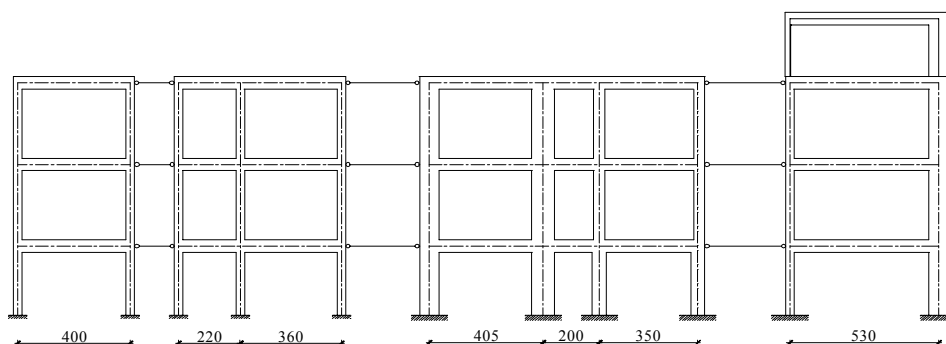


Fig. 5.4 - Schema del treno di telai adottato.

### 5.3 L'analisi di push-over

L'edificio presenta caratteristiche di regolarità sia geometriche che strutturali, come confermato anche dall'analisi dinamica in campo elastico che evidenzia un primo modo traslazionale predominante. In conseguenza di tale considerazione il treno di telai è soggetto, nell'analisi di push-over, ad una distribuzione dei carichi orizzontali proporzionale alla forma vibrazionale associata al periodo fondamentale; i carichi gravitazionali sono concentrati alla testa delle colonne.

Nell'analisi sono tenute in conto le principali fonti di non linearità meccanica. La conoscenza delle caratteristiche dei materiali permette, attraverso l'ausilio di adeguati modelli costitutivi dei materiali, acciaio e calcestruzzo, di poter risalire alla relazione momento-curvatura delle sezioni degli elementi trave e colonna; in quest'ultimo caso si tiene in conto anche la presenza e la possibile variazione, indotta dai carichi orizzontali, delle sforzo assiale.

In ambito post-fessurativo il modello permette di considerare anche l'effetto di tension-stiffening tra due fessure consecutive, e le rotazioni rigide (fixed end rotation) alle estremità degli elementi trave/colonna. Nell'analisi strutturale è preso in considerazione anche l'effetto  $P-\Delta$ , che in avanzata fase post-elastica può avere una influenza significativa sulla capacità portante globale.

Nell'analisi è stata considerata la distribuzione di forze associata al modo fondamentale di vibrazione della direzione considerata. In Fig. 5.5 sono riportate rispettivamente la distribuzione adottata nell'analisi, del tipo proporzionale alla forma del modo fondamentale, e quella relativa alle indicazioni della Normativa Italiana; si evince, chiaramente, che le due distribuzioni non sono particolarmente dissimili tra loro. E' stata, inoltre, per confronto adottata una distribuzione di tipo uniforme.

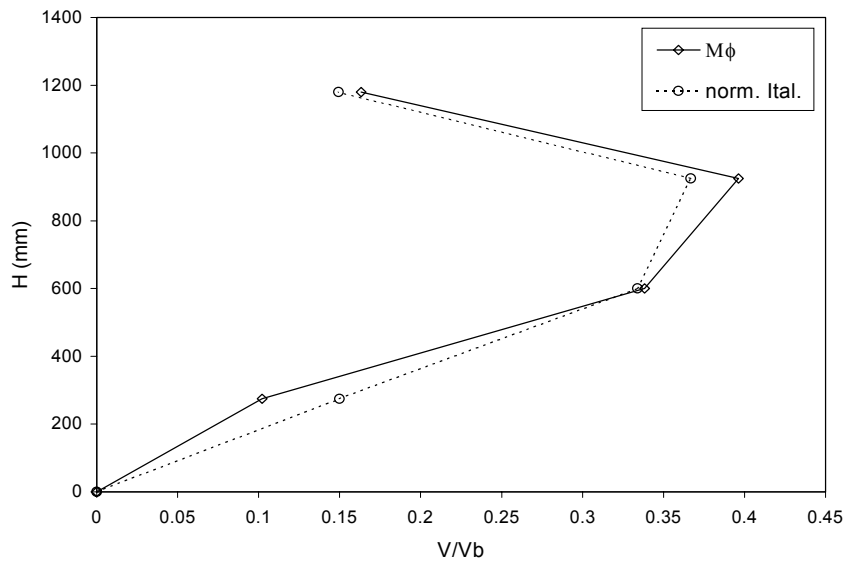


Fig. 5.5 - Distribuzione forze laterali.

### 5.3.1 Risultati dell'analisi di pushover

I risultati ottenuti dall'analisi sono espressi attraverso alcuni parametri di palese interpretazione. In particolare sono successivamente utilizzati i principali parametri di risposta: curva di capacità, coefficiente di taglio alla base, spostamenti di piano, rotazioni di piano e duttilità disponibili.

La curva di push-over ottenuta con il modello proposto, è mostrata in Fig. 5.6. Sulle ascisse è riportato lo spostamento dell'ultimo livello mentre sulle ordinate è riportato il tagliante alla base. Dall'analisi della curva si evince un primo tratto lineare e successivamente un comportamento non lineare causato dalla propagazione della fessurazione negli elementi.

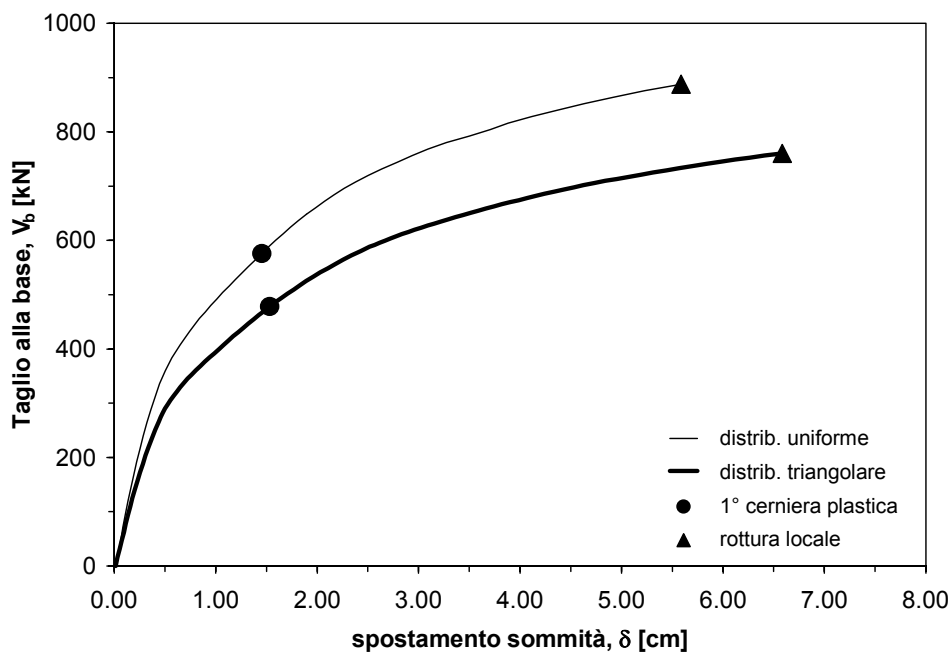


Fig. 5.6 - Curva di push-over del treno di telai.

La prima plasticizzazione avviene per un valore del tagliante alla base pari a 478 kN ed è indicato in figura dal cerchio. La formazione della prima regione plastica non comporta una significativa variazione della rigidità del treno di telai, la quale risulta particolarmente modificata per elevati valori del tagliante alla base corrispondente allo sviluppo dei meccanismi dei singoli telai. Il valore ultimo della curva di push-over, ottenuto per un tagliante alla base di 760 kN e uno spostamento di sommità di 6.58 cm, corrisponde alla crisi del calcestruzzo di una colonna di base.

In Fig. 5.6 è inoltre riportata la curva di capacità ottenuta con una distribuzione di forze del tipo uniforme. Dall'osservazione del grafico può notarsi che se da un lato la capacità resistente dell'edificio aumenta dall'altro si riduce la capacità deformativa dello stesso.

Una rappresentazione significativa del comportamento dell'edificio si ha riportando il coefficiente di taglio alla base in funzione delle rotazioni di piano. Nella Fig. 5.7 è riportato l'andamento del coefficiente del taglio alla base in funzione delle rotazioni di piano.

In particolare dall'analisi si è determinato che il valore del coefficiente di taglio alla base corrispondente alla formazione della prima cerniera plastica risulta pari a 0.040 mentre quello corrispondente alla crisi locale risulta 0.063.

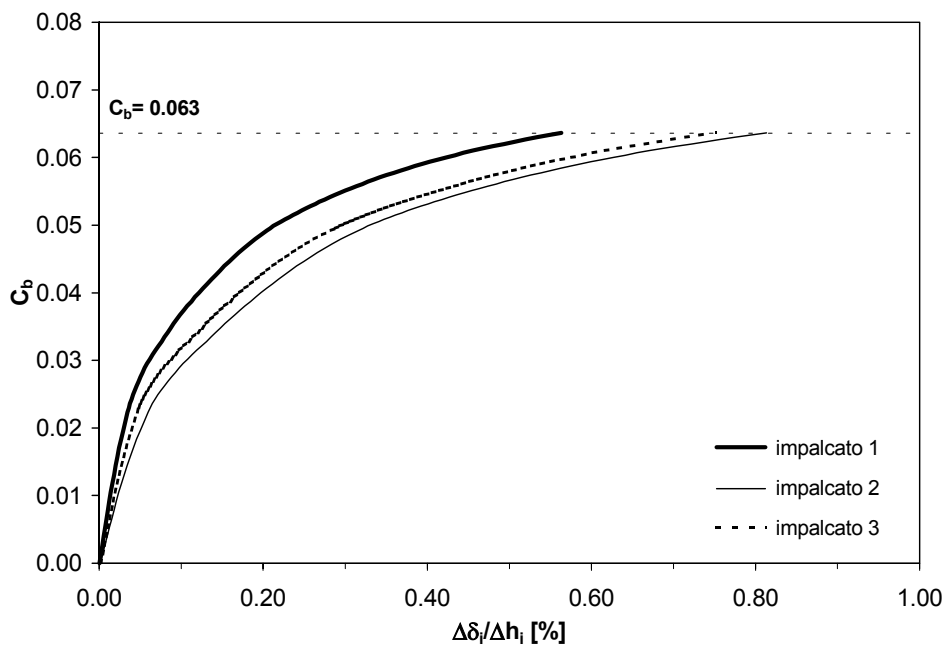


Fig. 5.7 - Coefficiente di taglio alla base in funzione delle rotazioni di piano.

Nella Fig. 5.8 sono rappresentate le rotazioni di piano per diversi stati dell'edificio. I valori considerati sono rappresentativi del campo elastico, del campo fessurativo, della formazione della prima cerniera plastica ed infine della situazione di crisi locale .

Dall'osservazione della figura può notarsi che l'andamento delle rotazioni di piano lungo l'altezza, non varia particolarmente dal passaggio da uno stato altro. Difatti, gli andamenti delle rotazioni dal passaggio dal campo elastico a quello rappresentativo della crisi locale crescono in maniera sostanzialmente proporzionale.

Tutto ciò è confermato dall'andamento degli spostamenti assoluti di piano lungo l'altezza riportato in Fig. 5.9. La deformata dell'edificio valutata per bassi valori del taglio alla base (stato elastico) risulta praticamente immutata nella sua forma sino allo stato di crisi locale.

Questa tendenza è giustificata dalla formazione di regioni plastiche distribuite in maniera uniforme nei diversi elementi resistenti dell'edificio durante il processo di analisi.

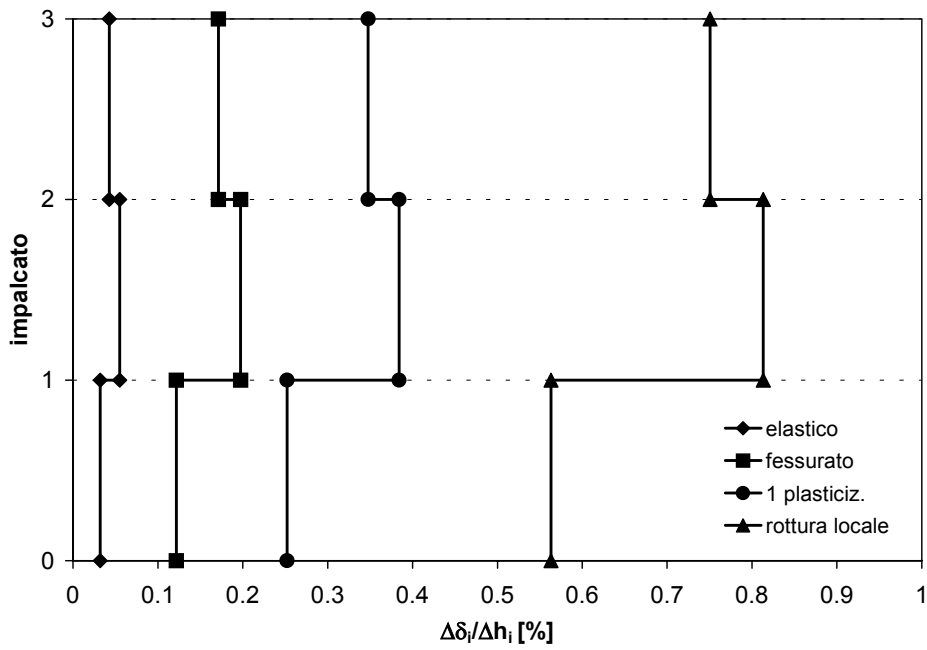


Fig. 5.8 - Andamento delle rotazioni di piano.

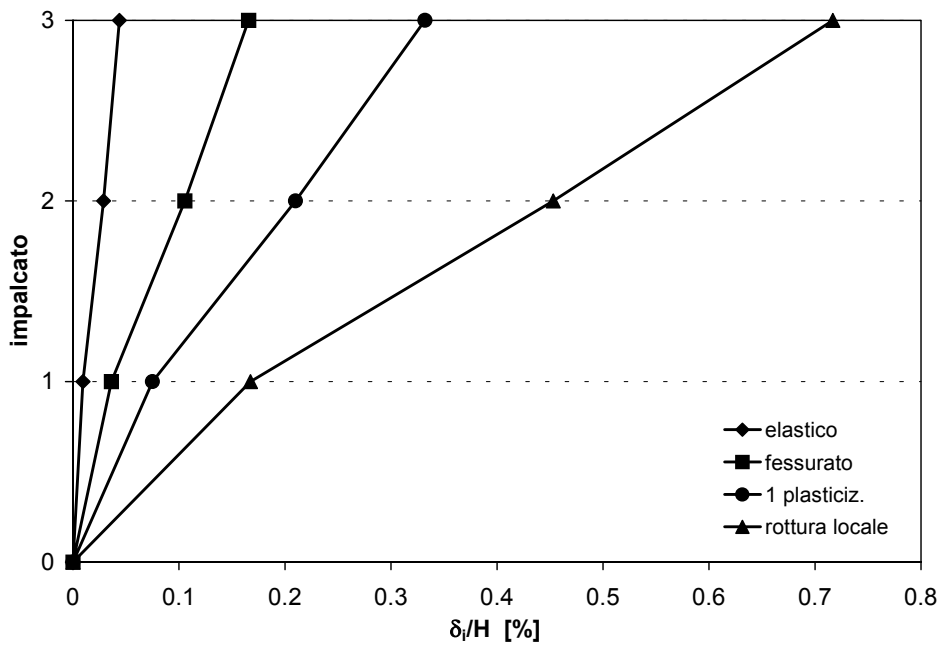


Fig. 5.9 - Andamento degli spostamenti di piano.



Nella Fig. 5.10 è riportata la relazione tra il rapporto della curvatura plastica e la curvatura ultima, assunto come misura di danno locale, e la rotazione di piano  $\Delta\delta/\Delta h$  relativa agli elementi del piano terra. Sono riportate con tratto nero le curvature riguardanti gli elementi colonna e con linea grigia le travi; come può notarsi tutti gli elementi trave tendono a plasticizzare prima delle colonne ma presentano, in corrispondenza del livello di crisi locale della struttura, un residuo di disponibilità maggiore.

Un siffatto effetto è giustificato dallo sforzo assiale presente nelle colonne, che se da una parte incrementa la resistenza della sezione dall'altra comporta una diminuzione notevole di duttilità della stessa.

In particolare l'analisi del diagramma momento-curvatura delle sezioni delle colonne mostra che la curvatura allo snervamento non è particolarmente affetta dal livello di sforzo normale mentre la curvatura ultima dipende fortemente dallo sforzo assiale.

Una simile spiegazione trova conferma nelle Figg. 5.11 e 5.12 le quali riportano la variazione rispettivamente della deformazione dell'acciaio teso e del calcestruzzo compresso, al variare della rotazione di piano. I tassi di lavoro dell'armatura tesa, sia per gli elementi colonna che per le travi, risultano molto bassi se confrontati con la deformazione ultima dell'acciaio, mentre il cls presenta, in particolar modo per le colonne, deformazioni prossime al proprio valore ultimo sino al raggiungimento della crisi nel caso di una colonna di base.

Dalle Figg. 5.10, 5.11 e 5.12 si evince che la crisi della colonna avviene per una rotazione di piano, riferita la piano terra, pari a circa 0.56 %.

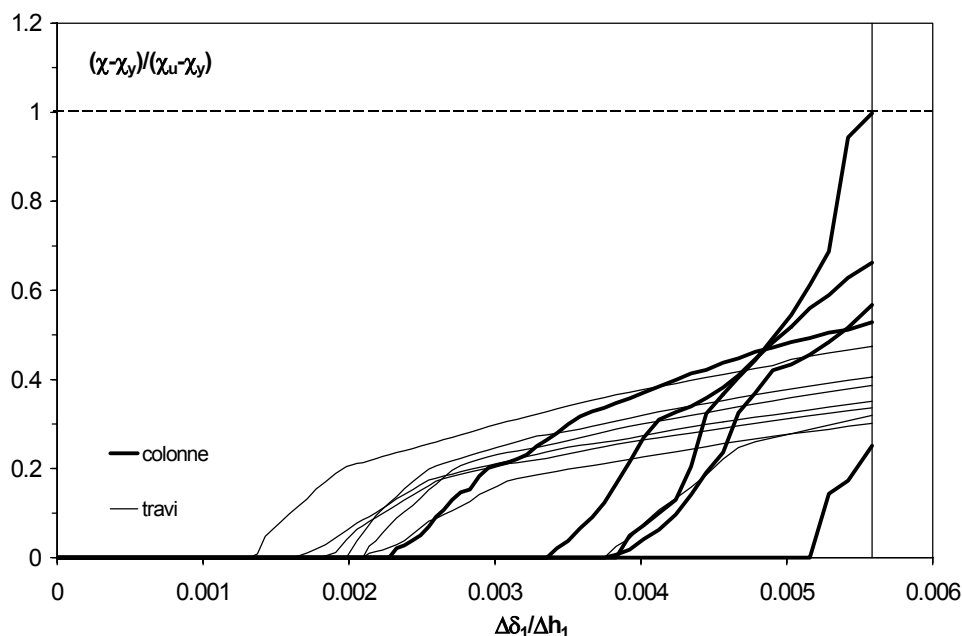


Fig. 5.10 - Andamento delle curvature plastiche al primo impalcato.

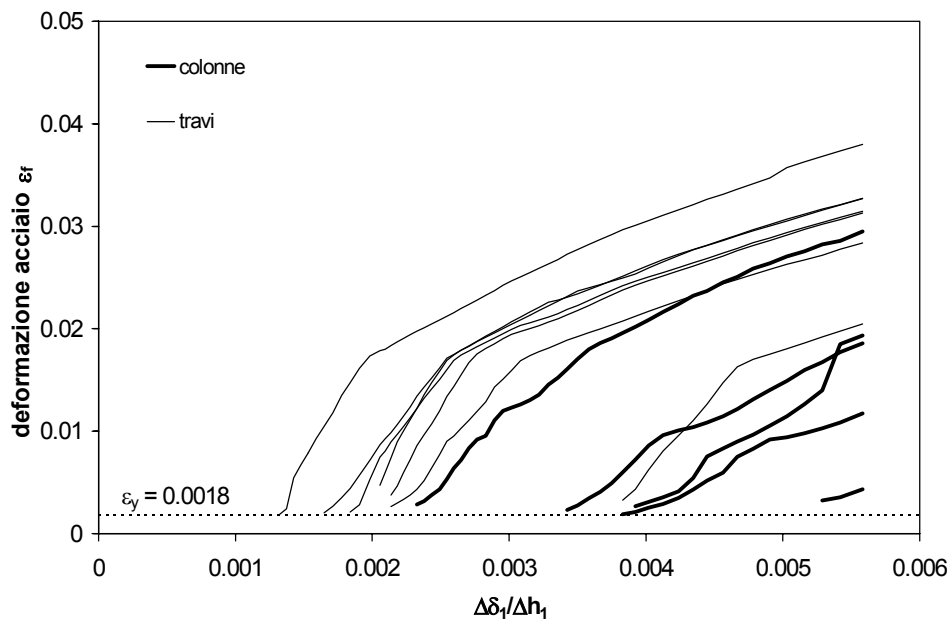


Fig. 5.11 - Andamento delle deformazioni dell'acciaio al primo impalcato.

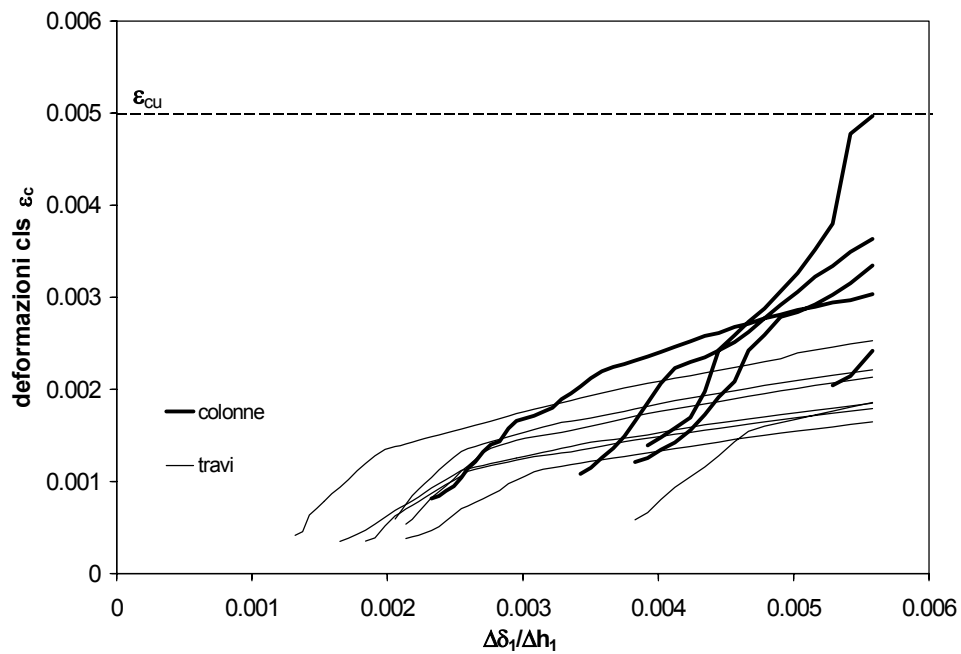


Fig. 5.12 - Andamento delle deformazioni del calcestruzzo al primo impalcato.

Per l'edificio analizzato non si sono manifestate crisi per taglio. Infatti, nelle travi il livello di taglio è basso in quanto la capacità portante globale dell'edificio non è elevata. Nelle colonne il livello di compressione è molto elevato a causa della modesta sezione trasversale, mentre anche su questi elementi il taglio non è molto alto. Allo stesso modo nel telaio analizzato non si sono manifestate crisi per sfilamento delle armature nei nodi. Ciò è giustificato sia dall'impiego di armatura ad aderenza migliorata, sia dal basso livello di tensione nelle barre delle travi, dovuto alla prematura crisi per schiacciamento dei pilastri. Inoltre dalle prime stime, il basso livello di taglio nelle travi rende assai improbabile una crisi di pannello nei nodi.

Pertanto, le colonne di telai progettati per soli carichi verticali, che presentano bassi momenti flettenti e conseguentemente basse percentuali di armatura longitudinale, sollecitate da forze orizzontali che inducono elevati momenti flettenti con significativi livelli di sforzo normale, ma basso taglio, tendono a raggiungere la crisi flessionale per eccesso di compressione nel calcestruzzo.

Per edifici che presentano un simile comportamento, risultano predominanti le caratteristiche del calcestruzzo; l'assenza di dettagli costruttivi adeguati, quali l'infittimento delle staffe in prossimità dei nodi, comporta resistenze di picco e deformazioni ultime del cls prossime a quelle relative al calcestruzzo non confinato.

Il collegamento tra crisi del telaio e crisi a compressione del cls che emerge dalle considerazioni precedenti rende la stima della duttilità ultima molto delicata. Infatti, nonostante l'assenza di confinamento, l'assunzione di una  $\varepsilon_{cu}$  pari a 0.5% può risultare particolarmente conservativa, in quanto prove sperimentali eseguite su travi e colonne mostrano deformazioni del calcestruzzo superiori all'1% senza osservare evidenti crisi e quindi senza una significativa perdita della capacità portante. Ciò è dovuto alla complessa interazione di diversi fenomeni che vanno dall'influenza dell'effetto scala sul comportamento costitutivo, all'effetto di confinamento indiretto che si ha nelle zone nodali prodotto dalla presenza delle travi trasversali.

A tal riguardo, anche allo scopo di evidenziare questa problematica, nelle successive figure sono proposti i risultati dell'analisi di push-over del treno di telai, realizzata con l'assunzione di una deformazione ultima del cls pari a  $\varepsilon_{cu} = 0.01$ .

Ciò consente di poter definire due situazioni limiti, in termini di duttilità, all'interno delle quali inserire probabilmente il reale comportamento della struttura.

Dalla Fig. 5.13, che riporta la curva di capacità della struttura, si evince chiaramente che la resistenza non aumenta particolarmente mentre elevato risulta l'incremento di duttilità, per effetto della aumentata deformazione ultima del calcestruzzo. Difatti, la resistenza della struttura risulta  $F_u = 840$  kN contro una resistenza di 760 kN valutata per una deformazione del calcestruzzo pari allo 0.5%, con un aumento di circa il 10%. La disponibilità in termini di spostamenti risulta di circa 13.13 cm contro uno spostamento di 6.58 cm valutato in precedenza, con un aumento quasi del 100%.

Analogamente all'ipotesi precedente la crisi locale della struttura è raggiunta per eccesso di compressione di una colonna di base dell'edificio.

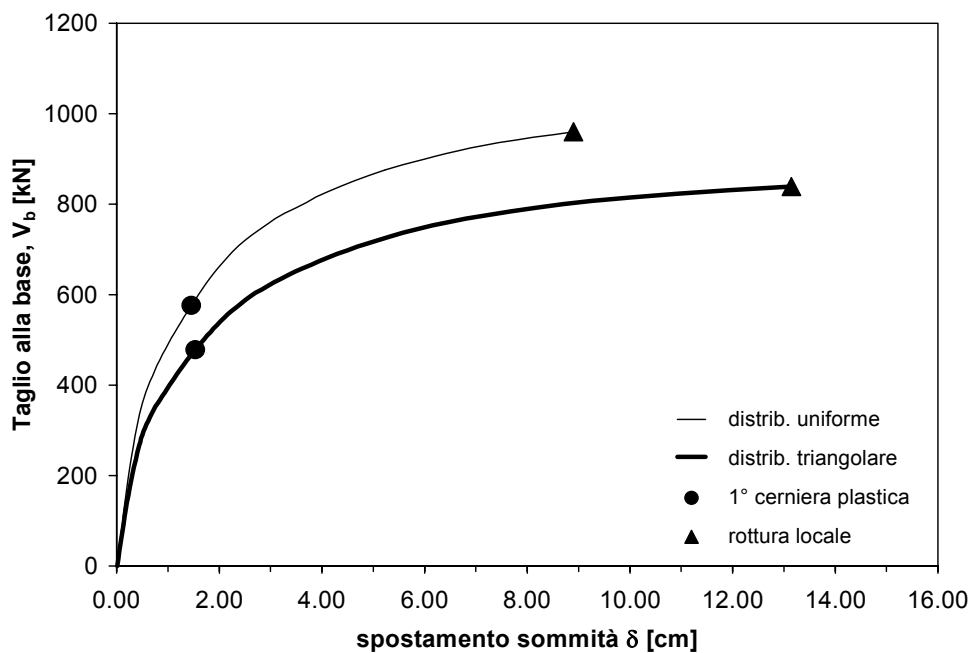


Fig. 5.13 - Curva di push-over del treno di telai ( $\epsilon_{cu}=0.01$ ).

In Fig. 5.14 è riportato l'andamento del coefficiente del taglio alla base in funzione delle rotazioni di piano; il valore del coefficiente di taglio alla base corrispondente alla formazione della prima cerniera plastica risulta pari a 0.040 mentre quello corrispondente alla crisi locale risulta 0.070.

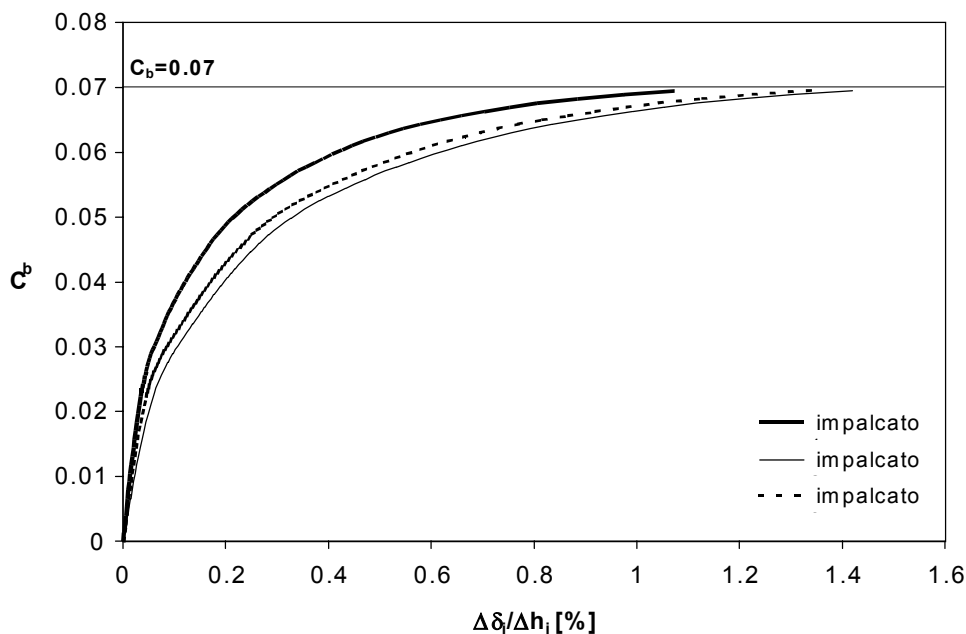


Fig. 5.14 - Coefficiente di taglio alla base in funzione delle rotazioni di piano.

In Fig. 5.15 sono rappresentate le rotazioni di piano per diversi stati dell'edificio. I valori considerati sono rappresentativi del campo elastico, del campo fessurativo, della formazione della prima cerniera plastica ed infine della situazione di crisi locale.

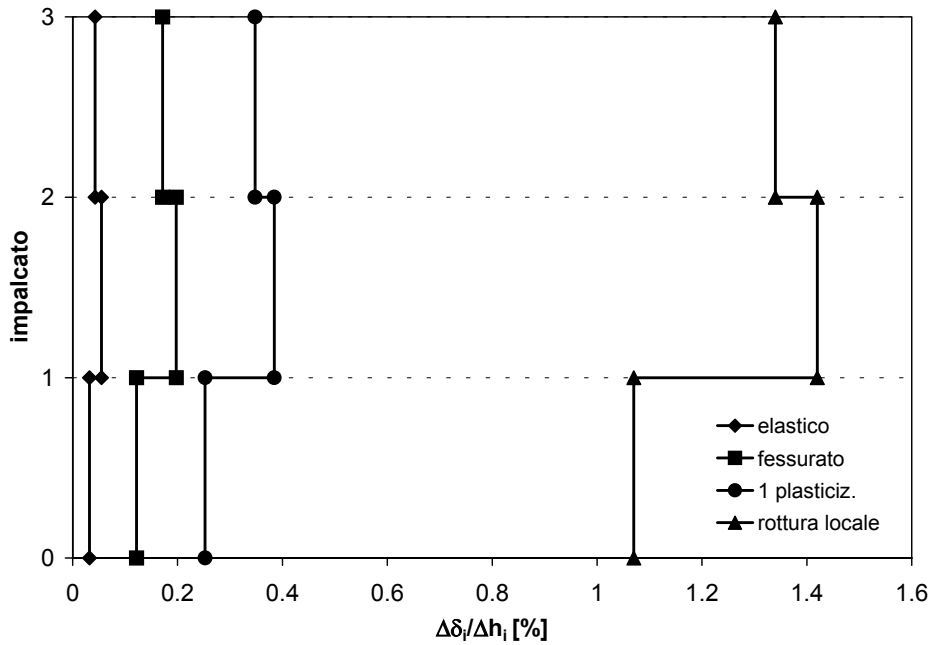


Fig. 5.15 - Andamento delle rotazioni di piano.

La Fig. 5.16, che riporta la variazione del rapporto tra la curvatura plastica e la curvatura ultima in funzione della rotazione di piano, mostra la presenza di ulteriori elementi colonna in campo plastico. Può osservarsi come già in corrispondenza di una deformazione del cls più bassa la quasi totalità delle travi risulta caratterizzata dalla formazione di regioni plastiche, mentre solo alcuni pilastri presentano delle zone plastiche, che però conducono alla crisi in corrispondenza del primo impalcato. L'ulteriore capacità deformativa attribuita al calcestruzzo determina il superamento della soglia plastica per ulteriori elementi colonna in corrispondenza di una rotazione di piano di circa 0.008.

In particolare, dal confronto della Fig. 5.16 con l'analogia Fig. 5.10 si evince che la colonna che raggiunge la crisi nell'ipotesi di  $\epsilon_{cu}=1\%$  risulta differente da quella registrata nell'ipotesi maggiormente conservativa. Le Figg. 5.17 e 5.18 riportano la variazione rispettivamente della deformazione dell'acciaio teso e del calcestruzzo compresso, al variare della rotazione di piano. I tassi di lavoro dell'armatura tesa, sia per gli elementi colonna che per le travi, risultano molto bassi se confrontati con la deformazione ultima dell'acciaio, mentre il cls presenta, in particolar modo per le colonne, deformazioni prossime al proprio valore ultimo. Dalle Figg. 5.16 e 5.18 risulta evidente che l'andamento delle curvatures plastiche e

delle deformazione del calcestruzzo risultano assai simili tra loro a conferma del fatto che le capacità deformative delle colonne risultano governate dal calcestruzzo. Dalle Fig. 5.16 , 5.17 e 5.18 si evince che la crisi della colonna avviene per una rotazione di piano, riferita al piano terra, pari a circa 0.011.

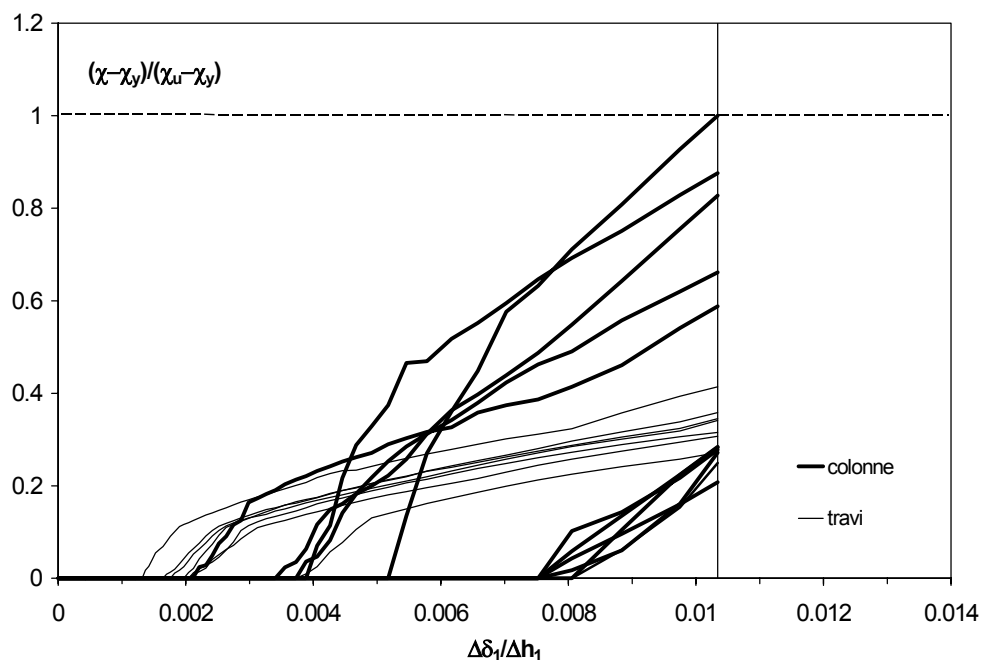


Fig. 5.16 - Andamento delle curvature plastiche al primo impalcato ( $\epsilon_{cu}=0.01$ ).

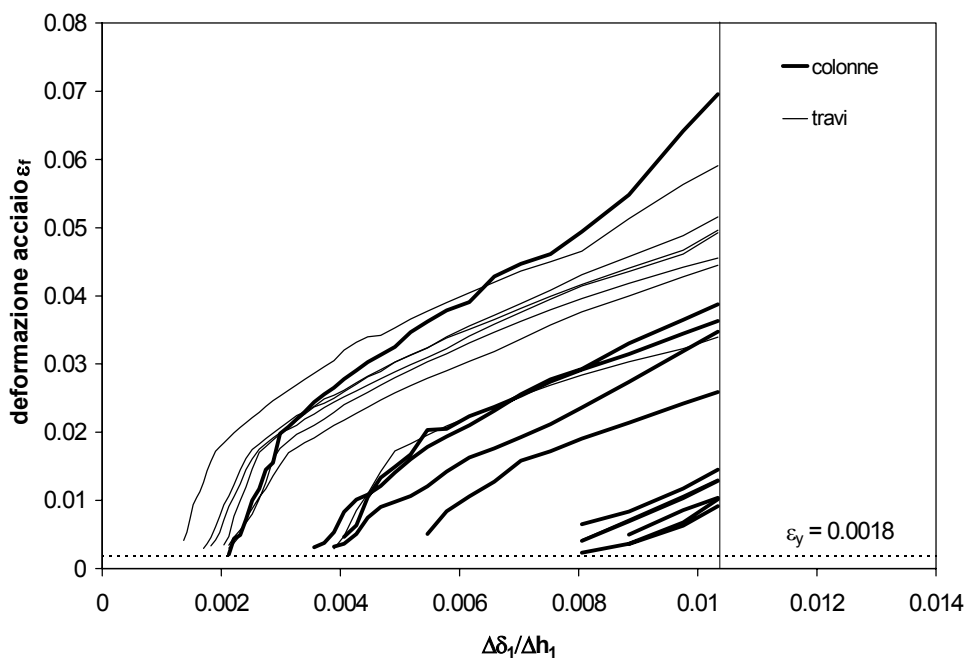


Fig. 5.17 - Andamento delle deformazioni dell'acciaio al primo impalcato ( $\epsilon_{cu}=0.01$ ).

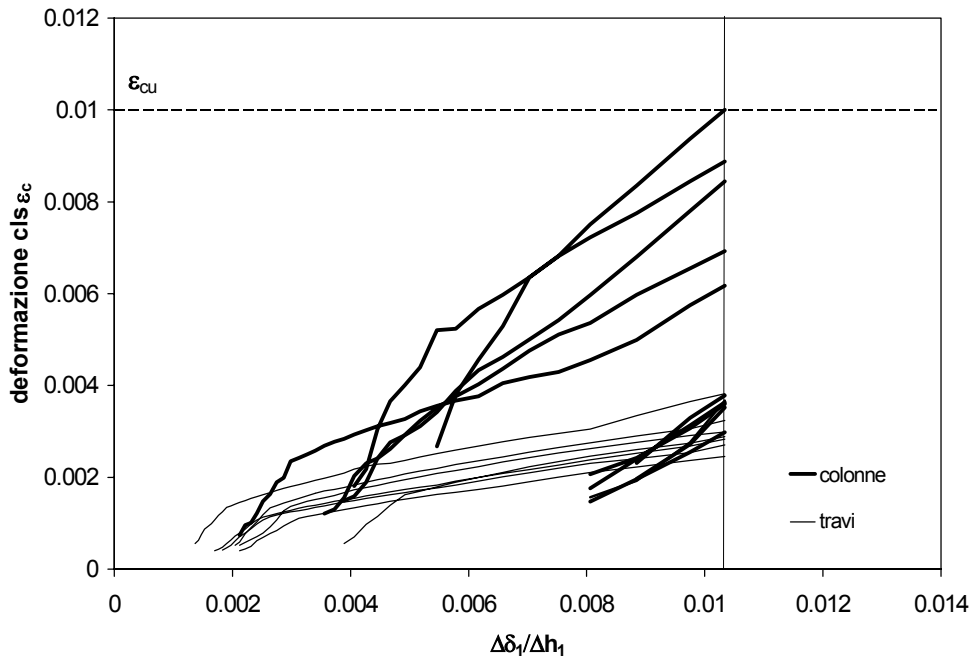


Fig. 5.18 - Andamento delle deformazioni del calcestruzzo al primo impalcato ( $\epsilon_{cu}=0.01$ ).

L'estensione del meccanismo plastico viene meglio rappresentata dalla Fig. 5.19 dove sono riportate le regioni plastiche in corrispondenza dell'attingimento di una deformazione ultima del calcestruzzo  $\epsilon_{cu}$  pari a 0.005 e pari a 0.01.

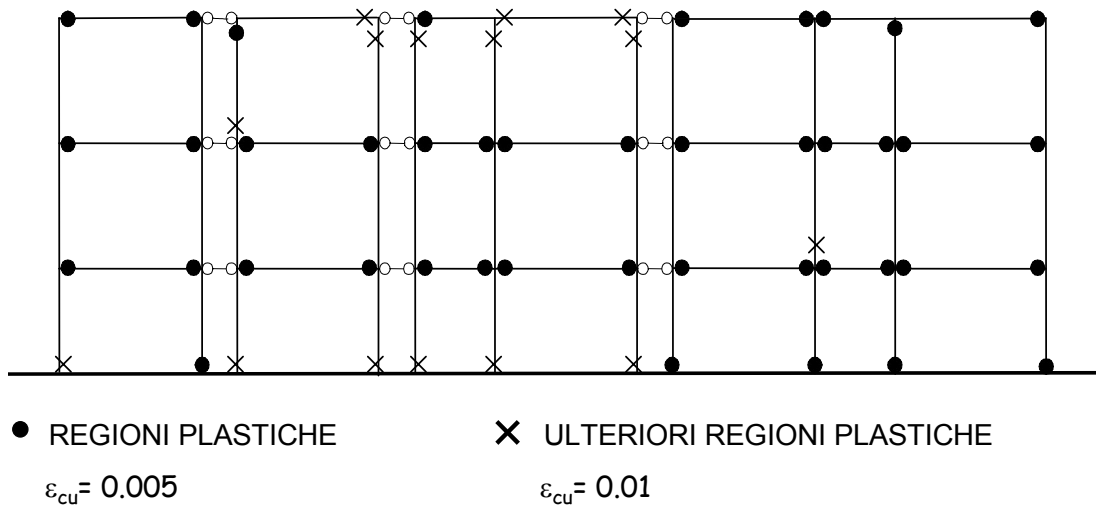


Fig. 5.19 - Propagazione delle regioni plastiche.

## 5.4 Analisi spettrale

La verifica sismica dell'edificio campione è stata condotta effettuando un confronto spettrale in base ai suggerimenti dell'ATC40 (1996) e del SEAOC (BlueBook, 1998). La verifica si articola nella definizione delle proprietà meccaniche di un oscillatore equivalente alla struttura a partire dalla curva di push-over ottenuta dalla analisi statica non lineare.

Utilizzando l'approccio alle forze quale metodo di verifica sismica, la stima del comportamento strutturale dell'edificio è subordinata al confronto tra capacità e richiesta in termini di forze.

Vanno, pertanto, determinate capacità e richiesta globali dell'edificio in esame.

La capacità strutturale è valutata mediante un'analisi statica non lineare, precedentemente effettuata. Essa è rappresentata dal valore del taglio alla base corrispondente al massimo spostamento in sommità della struttura, registratosi per eccessiva compressione di una colonna di base.

Per quanto riguarda la richiesta, essa può valutarsi a partire da un opportuno spettro di accelerazioni. In tal senso, risulta pertanto necessario istituire una equivalenza dinamica tra la struttura a più gradi di libertà (sistema MDOF) e un oscillatore semplice (sistema SDOF) di opportune caratteristiche.

Avvalendosi dell'approccio di Fajfar et al. (1996) è possibile definire il sistema equivalente SDOF, a partire dalla curva di capacità ottenuta dall'analisi statica non lineare e dall'assunzione di una forma di spostamenti invariante con il livello di deformazione; in particolare si assume quale forma di spostamenti la forma del modo fondamentale di vibrazione elastica.

La scelta di una simile forma se da un lato è giustificata dalla similitudine della stessa con la deformata assunta dalla struttura in fase elastica dall'altro è confortata dal fatto che quest'ultima risulta praticamente immutata nella sua forma sino allo stato di crisi locale.

In tal senso possono, quindi, definirsi le caratteristiche del sistema equivalente in termini di capacità resistenti  $V_{eq}$  e di massa  $M_{eq}$  a partire dalle corrispondenti caratteristiche riferite al sistema MDOF; di conseguenza la curva di push-over, opportunamente scalata, può interpretarsi come relazione carico-spostamento del SDOF.

Tuttavia, la forma marcatamente non lineare non permette l'individuazione delle caratteristiche meccaniche in maniera né immediata né univoca. Risulta necessario effettuare una linearizzazione della curva di push-over, approssimandola ad una spezzata che ne rappresenti al meglio l'andamento mediante la definizione di due soli parametri: rigidità iniziale e rigidità post-elastica.

La definizione di una bilineare definita a partire dalla curva di push-over consente, infine, la determinazione delle condizioni di snervamento nominale e di duttilità di spostamento dell'oscillatore equivalente SDOF.

In particolare, la verifica è condotta secondo la procedura di linearizzazione di Fajfar: la rigidità iniziale del sistema equivalente risulta pari alla metà di quella del



sistema reale elastico mentre la rigidezza post-elastica è assunta pari al 5% di quella iniziale.

Nella Tab. 5.4 sono riassunti il periodo, la resistenza, la massa e la duttilità equivalente ottenuti dalle analisi impiegando la procedura innanzi descritta. I risultati si riferiscono ai valori di resistenza ultima.

Tab. 5.4: Parametri caratteristici SDOF-Fajfar.

$T_{eq}$ [s]	$V_{eq}$ [kN]	$M_{eq}$ [kNs <sup>2</sup> /m]	$\mu_{\delta}$
0.86	590	709	4.42

Tali risultati sono stati confrontati con gli spettri inelastici ottenuti dalle registrazioni sintetiche di Priolo. In Fig. 5.20 è riportato il campo delle azioni e delle resistenze relative al sistema equivalente SDOF di Fajfar et al. (1996), per lo spettro inelastico definito SEG\_04.

E' possibile osservare che la capacità mostrata dalla struttura è inferiore alle azioni previste; in media l'accelerogramma previsto andrebbe scalato nell'ordine delle tre volte per ottenere azioni comparabili con le resistenze.

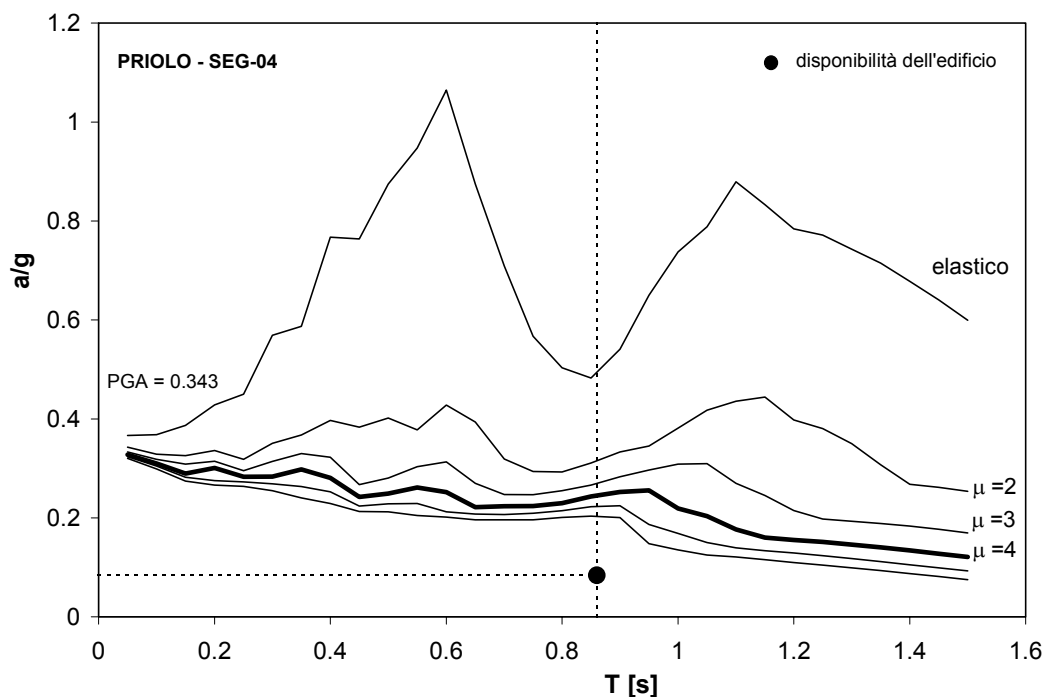


Fig. 5.20 - Risultati dell'analisi spettrale per l'edificio "Monterosso".

## 5.5 Analisi dinamiche

Al fine di raffrontare la capacità dell'edificio valutata attraverso l'analisi di push-over ed il suo probabile comportamento per sollecitazioni sismiche, sono state condotte delle analisi dinamiche non lineari, adottando due diversi accelerogrammi.

### 5.5.1 Modellazione dell'edificio

Si è studiato, in particolare, il modello del treno di telai sul quale sono state condotte le analisi di push-over; il programma utilizzato per eseguire le analisi dinamiche è il DRAIN-2DX. Nella realizzazione del modello di telaio si è tenuta presente la necessità di riprodurre delle caratteristiche meccaniche tali da rendere confrontabili i risultati ottenuti con l'analisi statica effettuata con il modello a fibre e quella dinamica del DRAIN-2DX.

Nel raffinato modello a fibre utilizzato per le analisi di push-over si tiene conto, fra l'altro, della fixed end rotation alle estremità di travi e pilastri; per modellare ciò nel DRAIN-2DX si sono disposti alle estremità dei classici elementi "trave-colonna", degli elementi tipo "connessione semplice". Questi ultimi sono delle molle rotazionali del tipo rigido plastiche incrudenti che si attivano all'attingimento della prima fessurazione. Essi permettono di valutare, tramite una rotazione di tipo plastico, l'ulteriore deformabilità degli elementi prodotta dallo scorrimento delle barre all'interfaccia del nodo trave colonna in fase post-fessurativa.

Si è ottenuto in tal modo un modello meccanico del treno di telai che ha caratteristiche di rigidità e di resistenza globali molto simili a quello realizzato con il modello a fibre, come si evince dal confronto della curva di push-over effettuata con i due diversi programmi e riportata in Fig. 5.21.

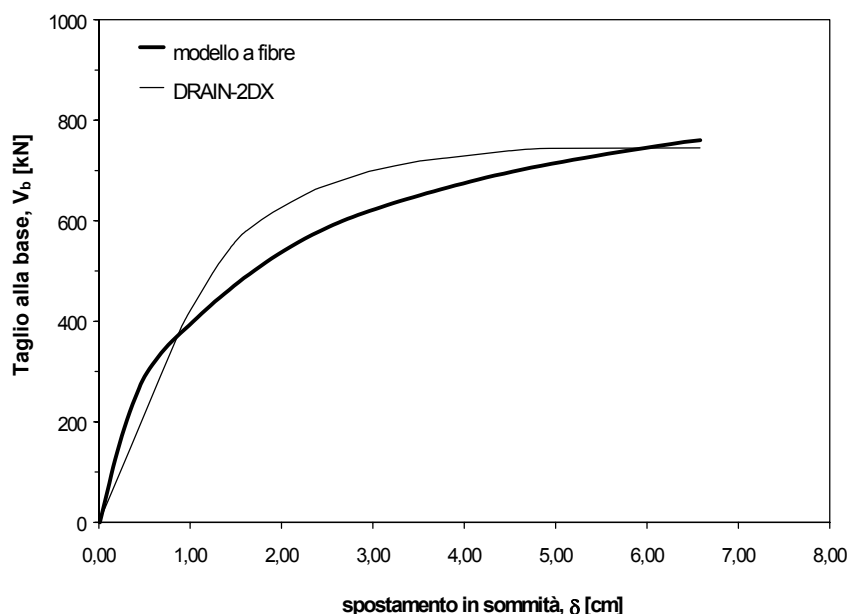


Fig. 5.21 - Curva di push-over realizzata con il modello a fibre e con il DRAIN-2DX.

Si precisa che nel DRAIN-2DX gli elementi sono modellati come infinitamente duttili; il raffronto tra la curva di push-over ottenuta con il DRAIN-2DX con quella del modello a fibre viene quindi effettuato “troncando” la prima per uno spostamento corrispondente all’esaurimento delle capacità deformative di una colonna di base, valutato mediante il modello a fibre.

## 5.5.2 Analisi effettuate

### 5.5.2.1 Gli accelerogrammi

Le analisi dinamiche sull’edificio in esame sono state condotte considerando due accelerogrammi di riferimento. In primo luogo è stato considerato l’accelerogramma sintetico prodotto dall’Unità dell’Osservatorio Geofisico di Trieste ed indicato in seguito come SEG\_04. Tale accelerogramma riportato in Fig. 5.22 è caratterizzato da una accelerazione di picco, PGA pari a 0.343 g e da una durata effettiva di 5.86 s.. Lo spettro elastico mostrato in Fig. 5.23 evidenzia che i periodi amplificati superano gli 1.5 secondi.

In seconda battuta è stato considerato un accelerogramma (BK2 N-S) registrato durante il terremoto del Montenegro (15.4.79) e riportato in Fig. 5.24. Tale accelerogramma è caratterizzato da una PGA pari a 0.316 g e da una durata effettiva di 2.01 s. Lo spettro elastico mostrato in Fig. 5.25 evidenzia una forte amplificazione intorno a 0.3 s., mentre per periodi superiori a 0.6 s. si ha la zona di semplificazione. La scelta di questo accelerogramma di confronto è dettata dalla circostanza che in termini di PGA è confrontabile con il SEG\_04, ma presenta una forma spettrale molto differente che consente di valutare l’influenza del contenuto in frequenze sulla stima della vulnerabilità dell’edificio in esame.

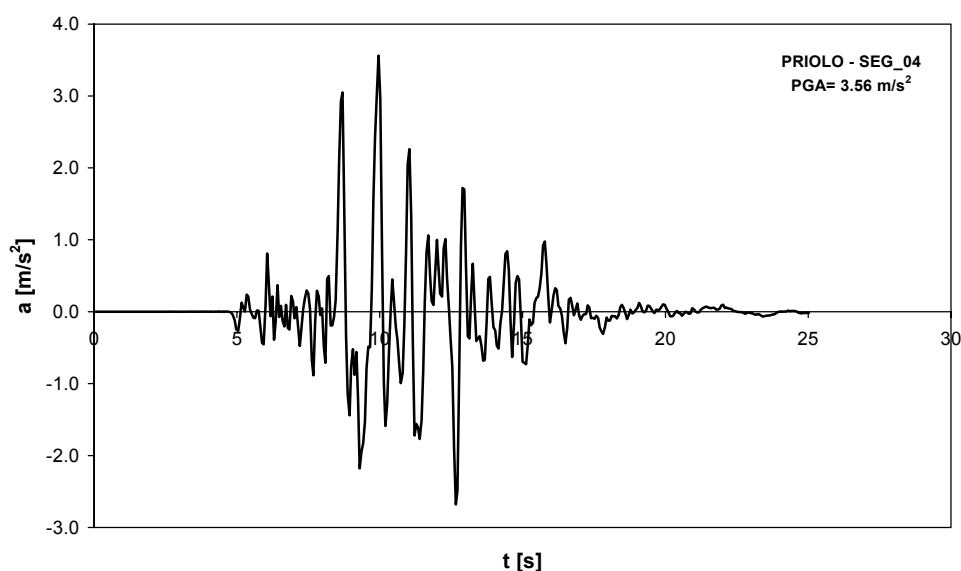


Fig. 5.22 – Accelerogramma di Priolo SEG\_04.

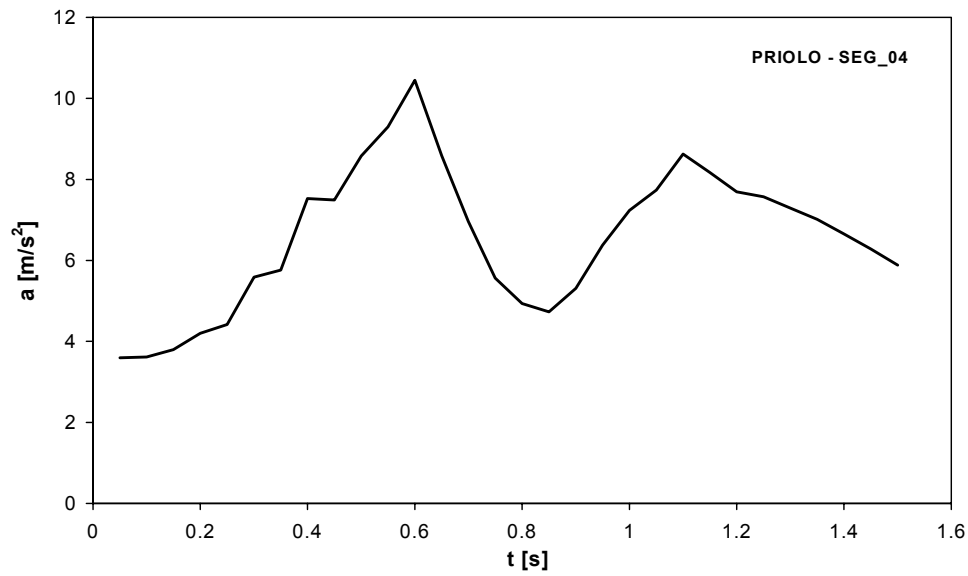


Fig. 5.23 – Spettro di accelerazione di Priolo SEG\_04.

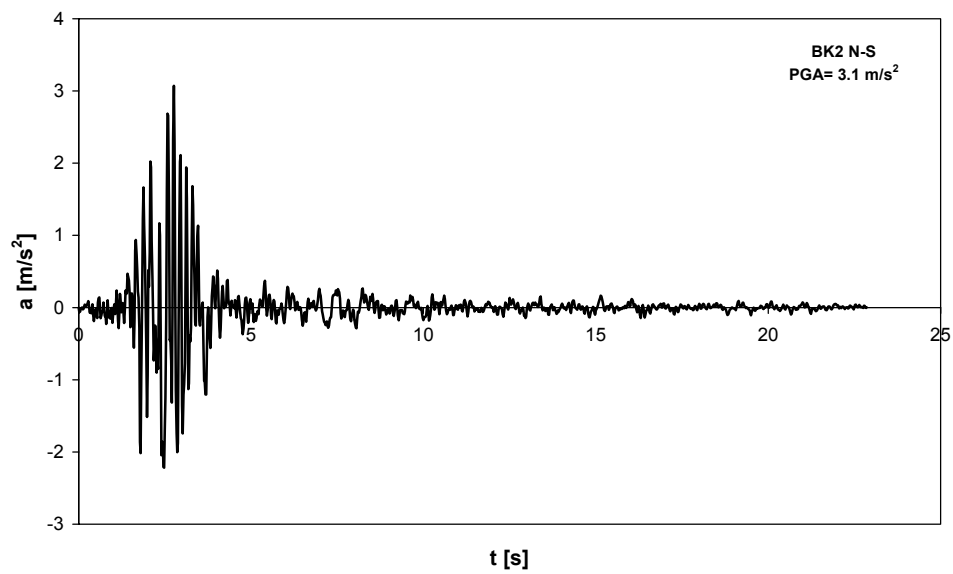


Fig. 5.24 – Accelerogramma BK2 componente Nord-Sud.

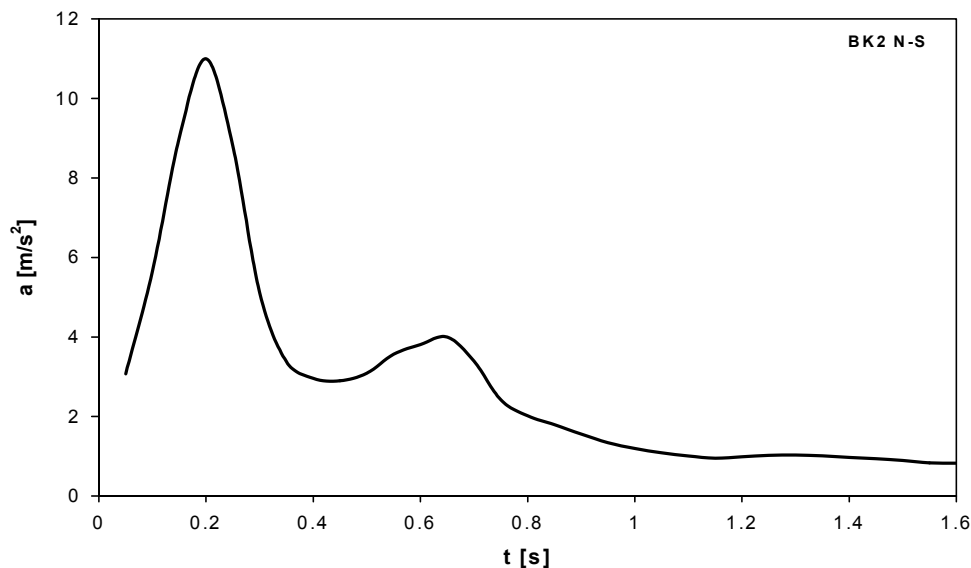


Fig. 5.25 – Spettro di accelerazione BK2 componente Nord-Sud.

Tab. 5.5: Valori caratteristici degli accelerogrammi considerati.

Accelerogramma	$a_{\max}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$d_{\text{eff}}$ [s]
BK2 N-S	0.316 g	2.01
SEG_04	0.343 g	5.86

#### 5.5.2.2 Accelerogramma di Priolo SEG\_04

Per l'accelerogramma considerato si sono ricavate le time-history degli interstorey drift d'interpiano così come del taglio alla base. I risultati dell'analisi confermano le previsioni effettuate con l'analisi dinamica lineare, per le quali il primo modo è traslazionale con spostamenti crescenti verso l'alto. Dall'osservazione delle Figg. 5.26, 5.27 e 5.28, infatti, si nota che gli interstorey drift (spostamenti d'interpiano diviso l'altezza d'interpiano) hanno lo stesso andamento nel tempo.

Estrapolando la deformata dell'edificio in tre istanti di tempo, e precisamente per l'istante immediatamente precedente la formazione della prima cerniera plastica ( $t=5.04$  s), per l'istante corrispondente ad un coefficiente sismico  $C_b=0.06$  per il quale si raggiunge la capacità massima ( $t=9.84$  s) e per quello corrispondente al termine della storia di carico ( $t=25.02$  s), si ottiene il diagramma di Fig. 5.29 in cui il comportamento suddetto è evidente.

Si può asserire, quindi, che la forma degli spostamenti dell'edificio si mantiene pressoché invariata anche dopo l'avvenuta formazione di regioni plastiche; tale risultato conforta l'attendibilità dell'analisi di push-over, eseguita assumendo una

distribuzione di carico di forma costante derivante proprio dall'ipotesi di forma di spostamenti invariata.

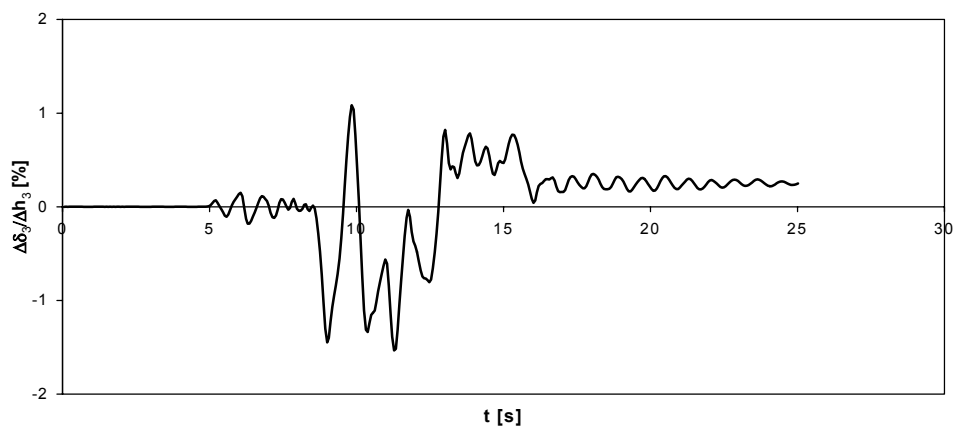


Fig. 5.26 - Time history dell'interstorey drift al terzo interpiano.

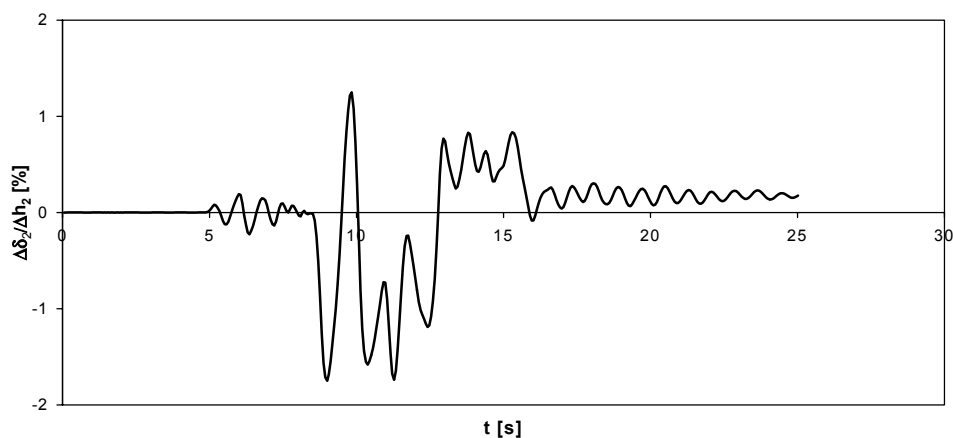


Fig. 5.27 - Time history dell'interstorey drift al secondo interpiano.

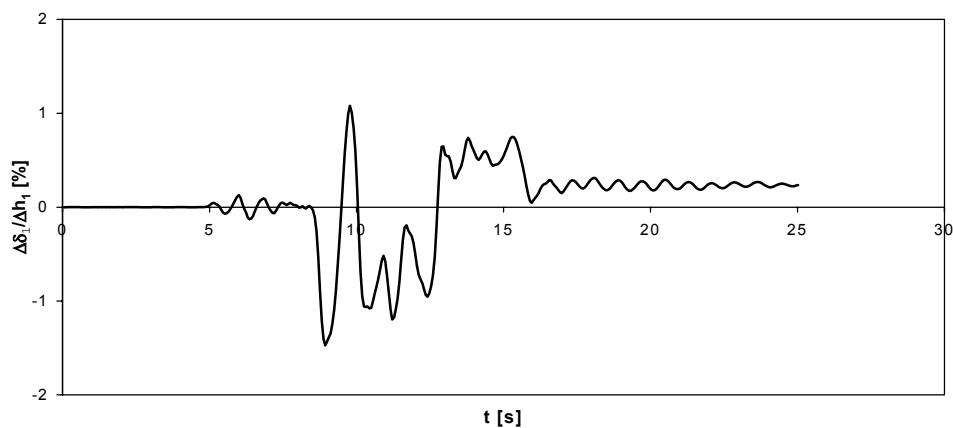


Fig. 5.28 - Time history dell'interstorey drift al primo interpiano.

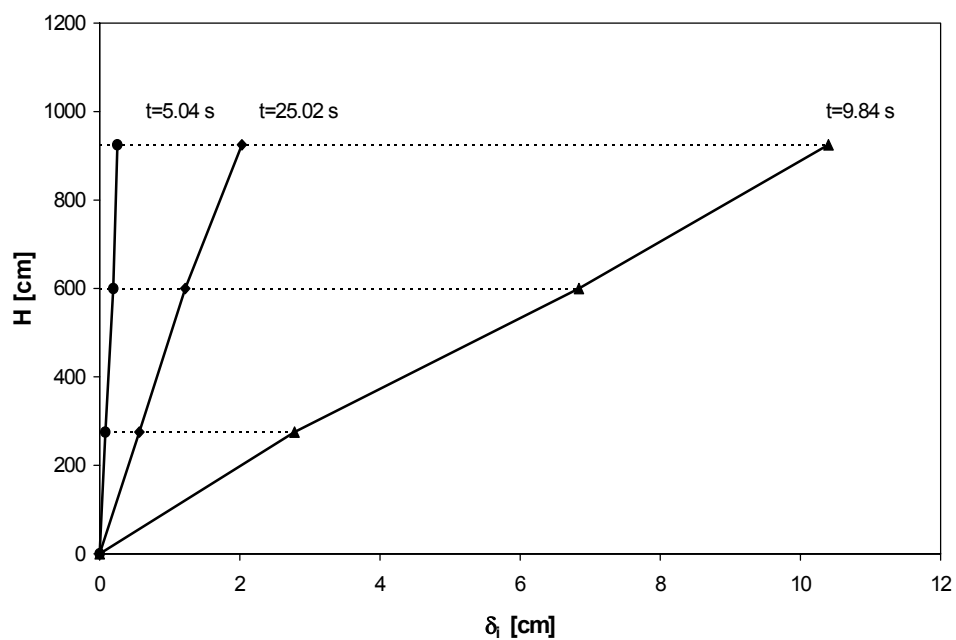


Fig. 5.29 - Deformata dell'edificio al limite elastico (5.04 s), per  $C_b=0.6$  (9.84 s) ed alla fine della storia di carico (25.02 s).

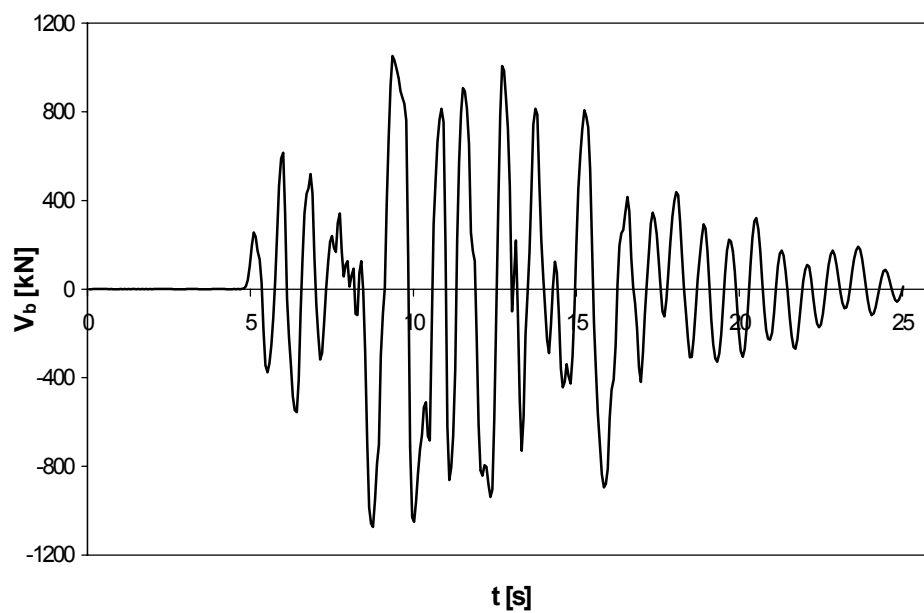


Fig. 5.30 - Time history del taglio alla base.

Il confronto, in termini di interstorey drift, fra la capacità, valutata mediante l'analisi di push-over, e la richiesta risultante dall'analisi dinamica dà esito negativo, avendosi i valori riportati in Tab. 5.6. D'altra parte, va comunque sottolineato che la disponibilità di spostamento valutata nell'ipotesi di deformazione ultima del calcestruzzo pari a  $\varepsilon_{cu} = 1\%$  non risulta nettamente inferiore alla richiesta.

Tab. 5.6: Confronto capacità di spostamento con le richieste.

	Pushover [ $\varepsilon_{cu} = 0.5\%$ ]	Pushover [ $\varepsilon_{cu} = 1.0\%$ ]	Richiesta dinamica [MDOF]	Richiesta dinamica [SDOF]
$\delta_3/H$ [%]	0.71	1.42	1.55	1.81
$\Delta\delta_3/\Delta h_3$ [%]	0.75	1.34	1.53	-
$\Delta\delta_2/\Delta h_2$ [%]	0.81	1.42	1.75	-
$\Delta\delta_1/\Delta h_1$ [%]	0.56	1.07	1.47	-

Il confronto con l'analisi di push-over è ben evidenziato nelle figure successive. In Fig. 5.31, relativa al comportamento globale del treno di telai, è riportato il coefficiente sismico in funzione dello spostamento in sommità adimensionalizzato all'altezza totale dell'edificio.

Le Figg. 5.32, 5.33 e 5.34 rappresentano, invece, i tagli di piano, adimensionalizzati alla massa totale  $W$ , in funzione delle rotazioni di piano.

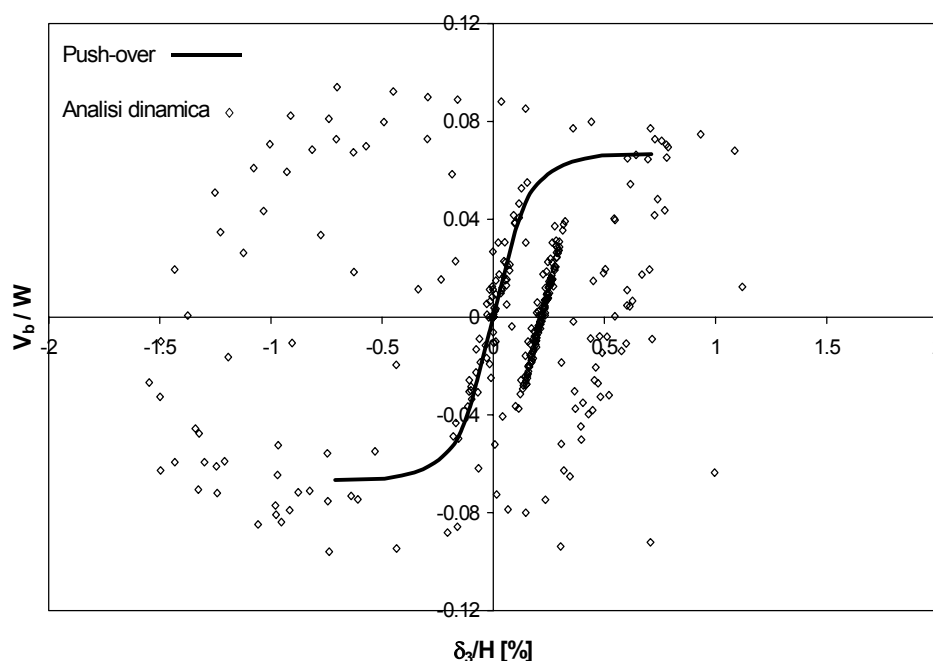


Fig. 5.31 – Coefficiente di taglio alla base-spostamento in sommità.



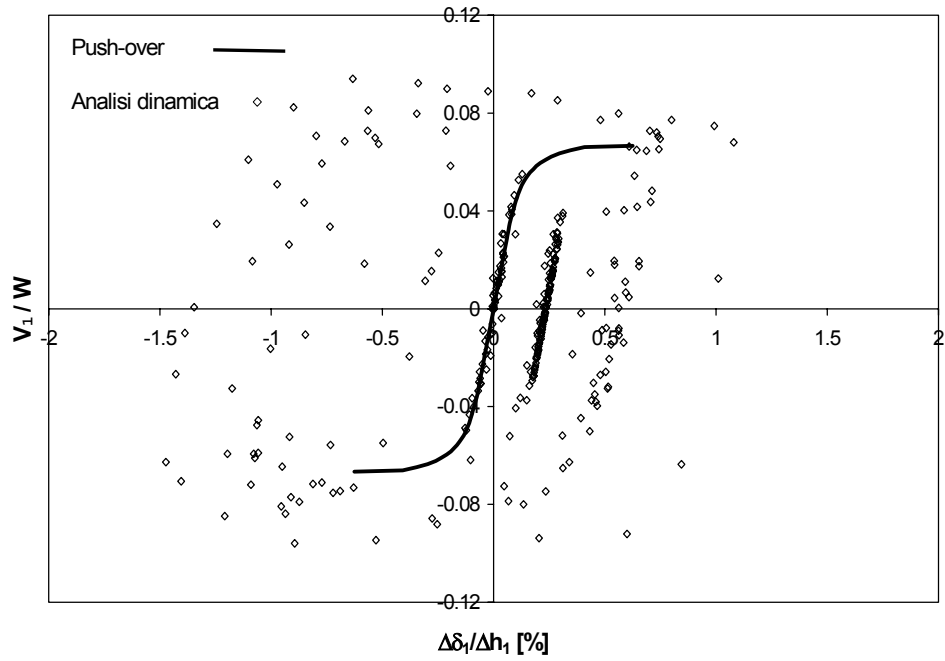


Fig. 5.32 - Taglio del primo piano-rotazione del primo piano.

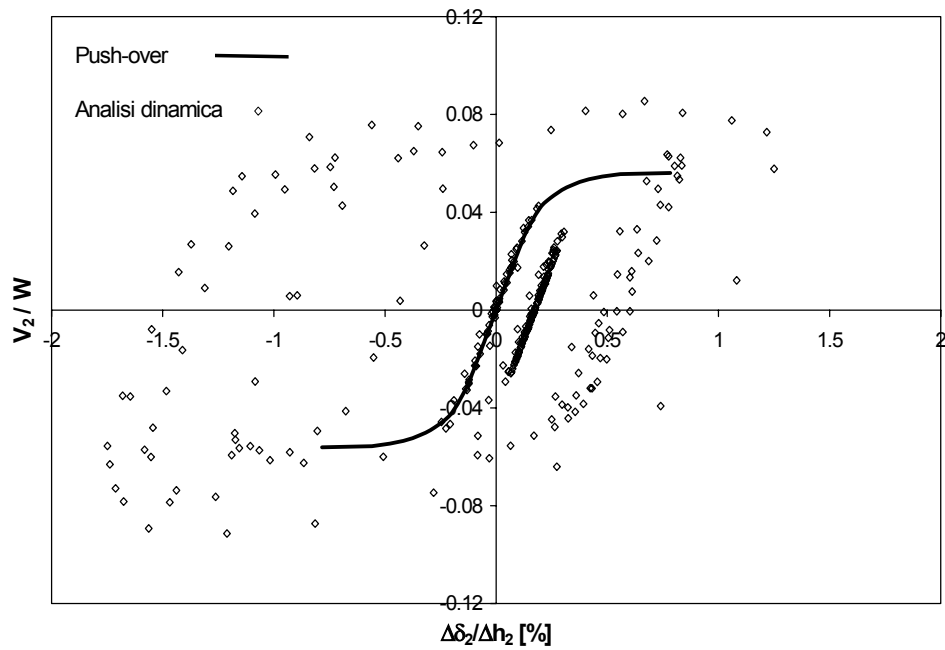


Fig. 5.33 - Taglio del secondo piano-rotazione del secondo piano.

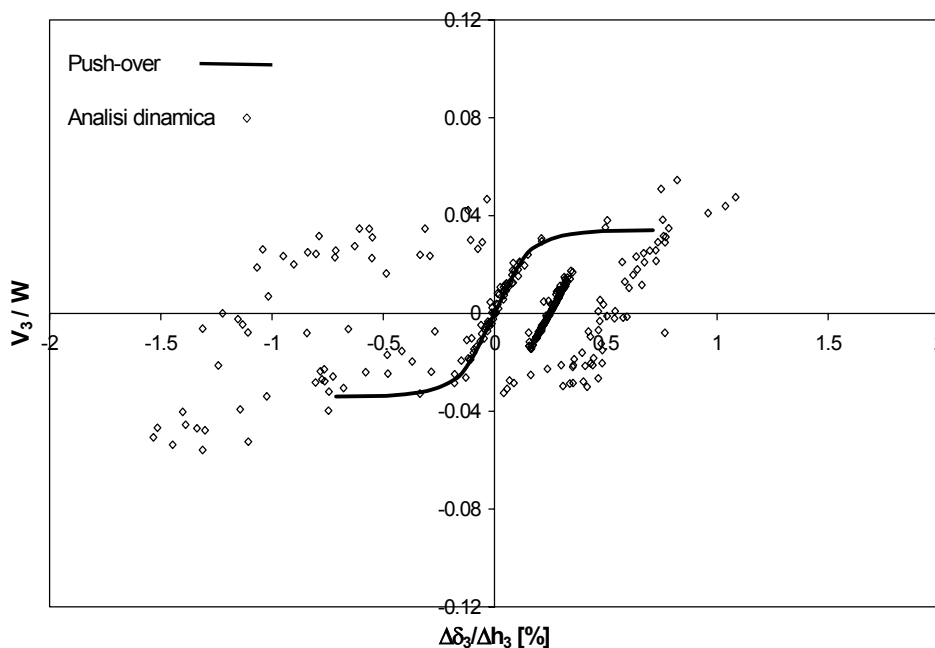


Fig. 5.34 - Taglio del terzo piano-rotazione del terzo piano.

Si è inoltre analizzato il comportamento dinamico del sistema equivalente ad un grado di libertà costruito a partire dalla curva di push-over dell'edificio.

Attraverso un opportuno cambiamento di variabili, la curva di push-over può interpretarsi, infatti, come curva carico-spostamento di un sistema ad un sol grado di libertà e può utilizzarsi per caratterizzare le proprietà dinamiche del sistema equivalente ad un sol grado di libertà SDOF.

La curva di push-over, tuttavia, è marcatamente non lineare già nel primo tratto, per cui l'individuazione delle caratteristiche dinamiche di un oscillatore semplice dinamicamente equivalente al sistema reale non è immediata, né univoca. Nell'ipotesi che gli spostamenti al collasso dei due sistemi coincidano è possibile caratterizzare il sistema equivalente SDOF attraverso l'assegnazione di due soli parametri: rigidezza iniziale e rigidezza post-elastica.

Pertanto si è assunto che l'oscillatore semplice "equivalente" abbia rigidezza iniziale pari alla rigidezza elastica del sistema MDOF (tangente iniziale alla curva di push-over) e rigidezza post snervamento pari al 5% di quella iniziale.

Il sistema dinamico così ottenuto è stato sottoposto alla stessa storia di carico del sistema reale; in Fig. 5.35 sono riportati gli andamenti dello spostamento in sommità del sistema MDOF e lo spostamento del sistema SDOF.

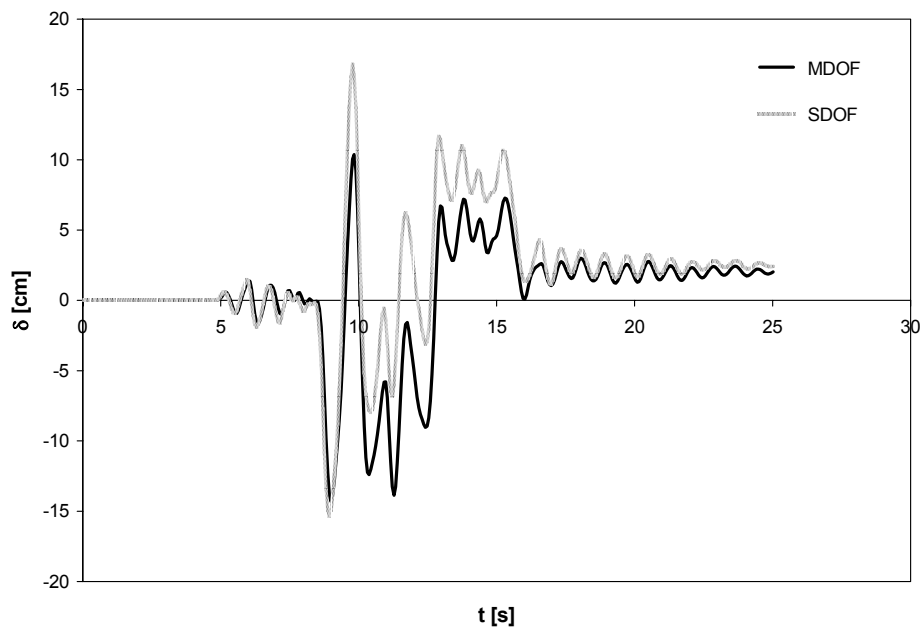


Fig. 5.35 – Confronto spostamenti MDOF-SDOF.

### 5.5.2.3 Accelerogramma Bk2 N-S

In analogia a quanto fatto in precedenza, anche per l'accelerogramma BK2 N-S si sono ricavate le time-history degli interstorey drift d'interpiano così come del taglio alla base.

In particolare, nelle Figg. 5.36, 5.37 e 5.38, sono riportati gli andamenti nel tempo degli interstorey drift (spostamenti d'interpiano diviso l'altezza d'interpiano). Estrapolando la deformata dell'edificio in tre istanti di tempo, e precisamente per l'istante immediatamente precedente la formazione della prima cerniera plastica ( $t=1.7$  s), per l'istante corrispondente ad un coefficiente sismico  $C_b=0.06$  per il quale si raggiunge la capacità massima ( $t=4$  s) e per quello corrispondente al termine della storia di carico ( $t=22.88$  s), si ottiene il diagramma di Fig. 5.39.

Anche in questo caso può osservarsi, dalla Fig. 5.39, che la forma degli spostamenti dell'edificio si mantiene pressoché invariata anche dopo l'avvenuta formazione di regioni plastiche; tale risultato conforta l'attendibilità dell'analisi di push-over, eseguita assumendo una distribuzione di carico di forma costante proprio derivante dall'ipotesi di forma di spostamenti invariata.

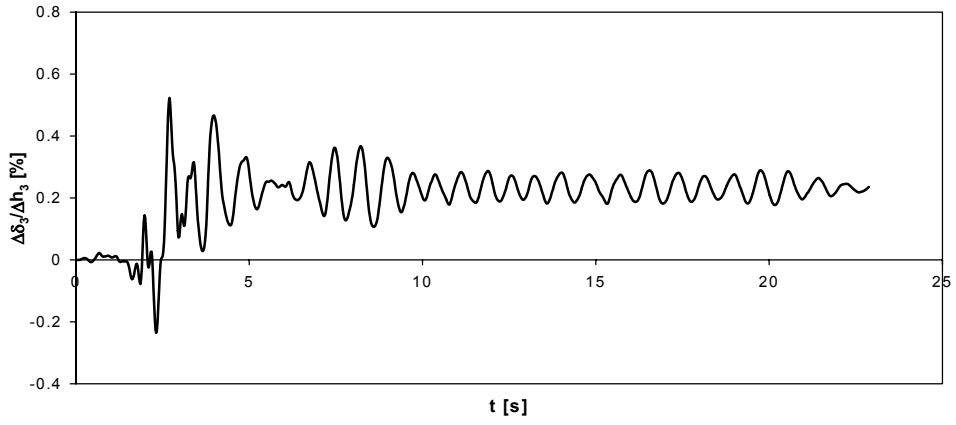


Fig. 5.36 - Time history dell'interstorey drift al terzo interpiano.

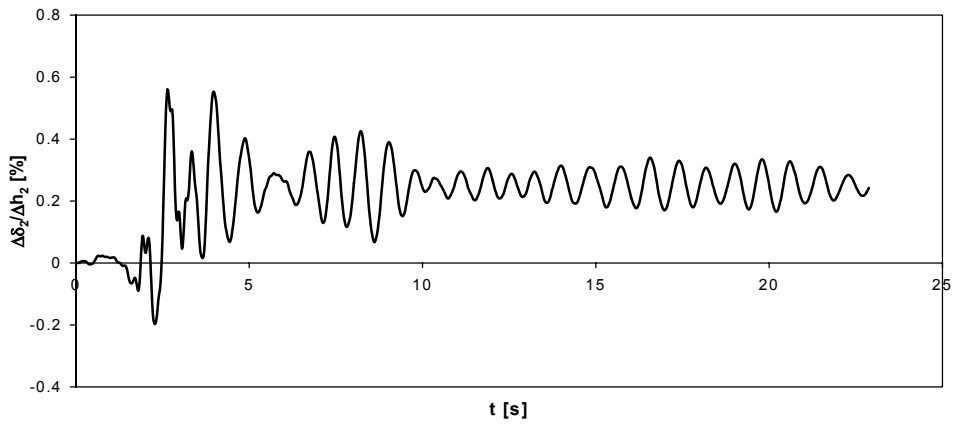


Fig. 5.37 - Time history dell'interstorey drift al secondo interpiano.

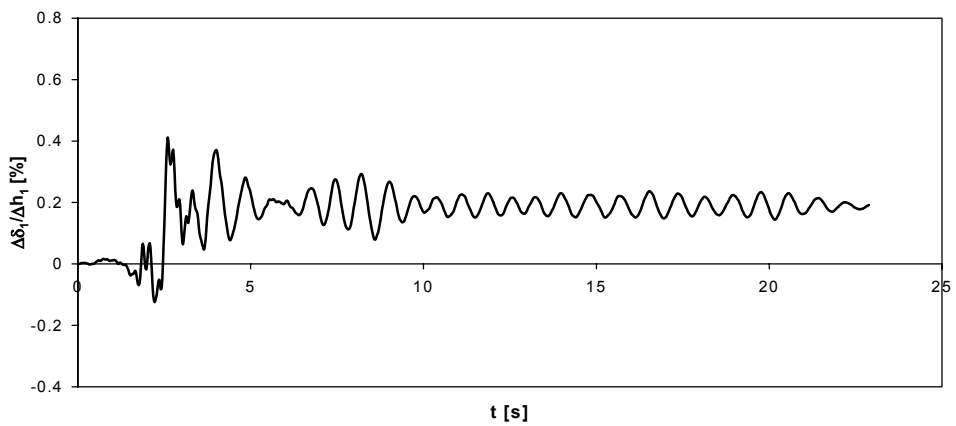


Fig. 5.38 - Time history dell'interstorey drift al primo interpiano.

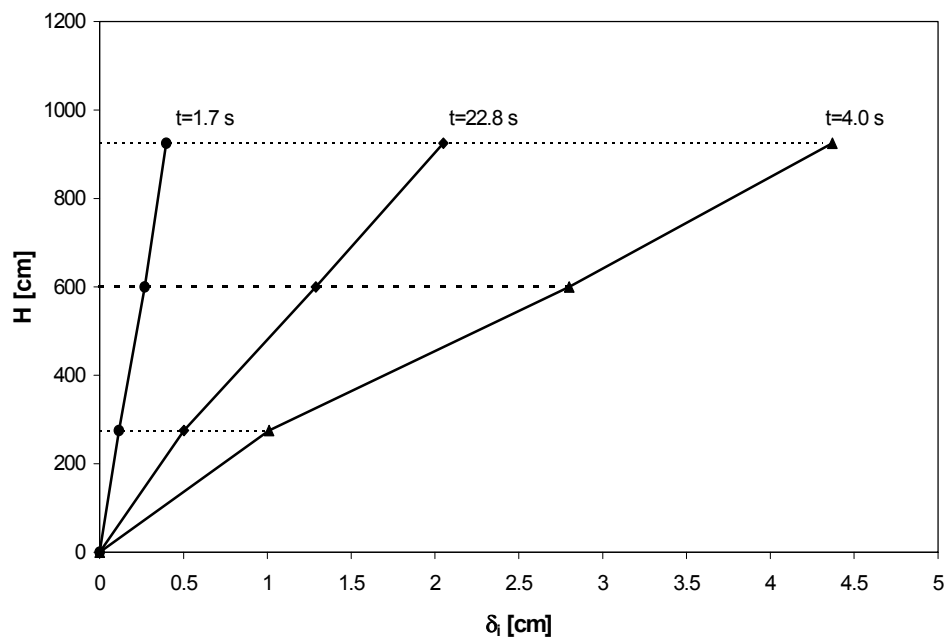


Fig. 5.39 - Deformata dell'edificio al limite elastico (1.7 s), per  $C_b=0.6$  (4.0 s) ed alla fine della storia di carico (22.8 s).

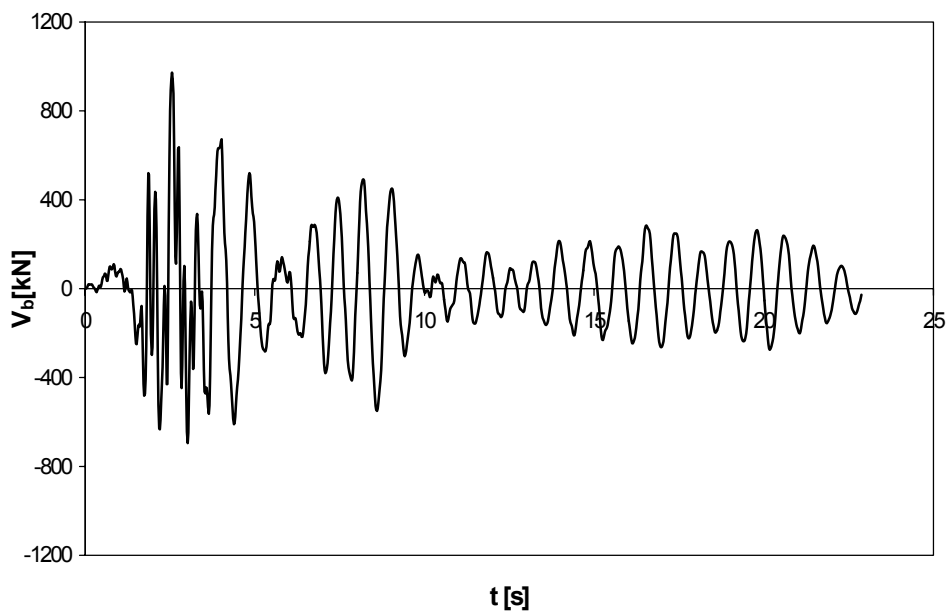


Fig. 5.40 - Time history del taglio alla base.

In questo caso, il confronto in termini di spostamento fra la capacità, valutata mediante l'analisi di push-over, e la richiesta risultante dall'analisi dinamica dà esito positivo, avendosi i valori riportati in Tab. 5.7.

Tab. 5.7: Confronto capacità di spostamento con le richieste.

	Pushover [ $\varepsilon_{cu} = 0.5\%$ ]	Pushover [ $\varepsilon_{cu} = 1.0\%$ ]	Richiesta dinamica [MDOF]	Richiesta dinamica [SDOF]
$\delta_3/H$ [%]	0.71	1.42	0.47	0.51
$\Delta\delta_3/\Delta h_3$ [%]	0.75	1.34	0.54	-
$\Delta\delta_2/\Delta h_2$ [%]	0.81	1.42	0.56	-
$\Delta\delta_1/\Delta h_1$ [%]	0.56	1.07	0.41	-

Il confronto con l'analisi di push-over è ben evidenziato nelle figure successive. In Fig. 5.41, relativa al comportamento globale del treno di telai, è riportato il coefficiente sismico in funzione dello spostamento in sommità adimensionalizzato all'altezza totale dell'edificio.

Le Figg. 5.42, 5.43 e 5.44 rappresentano, invece, i tagli di piano, adimensionalizzati alla massa totale  $W$ , in funzione delle rotazioni di piano.

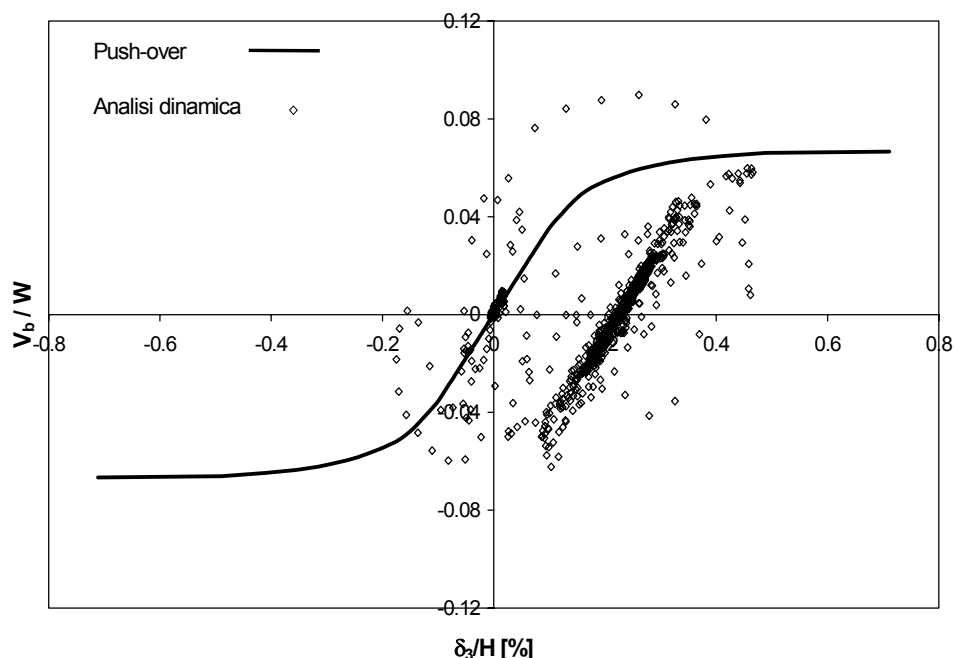


Fig. 5.41 - Taglio alla base-spostamento in sommità.

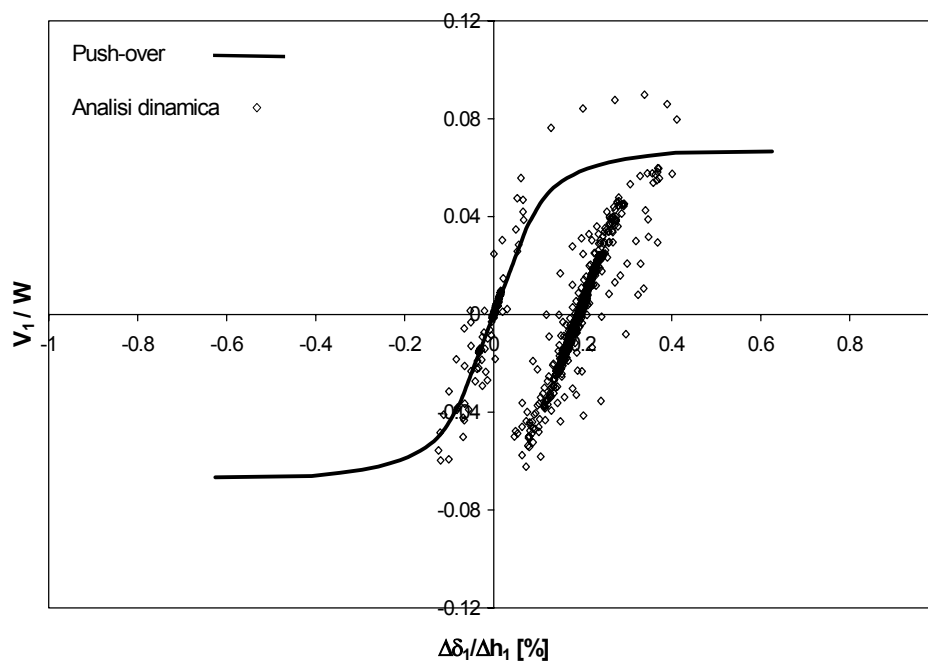


Fig. 5.42 - Taglio del primo piano-rotazione del primo piano.

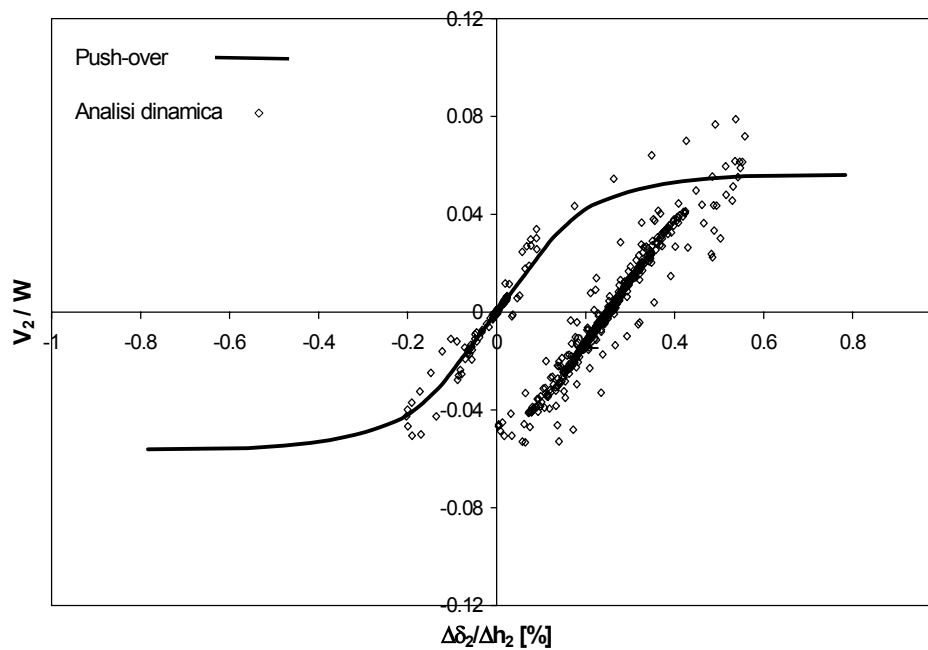


Fig. 5.43 - Taglio del secondo piano-rotazione del secondo piano.

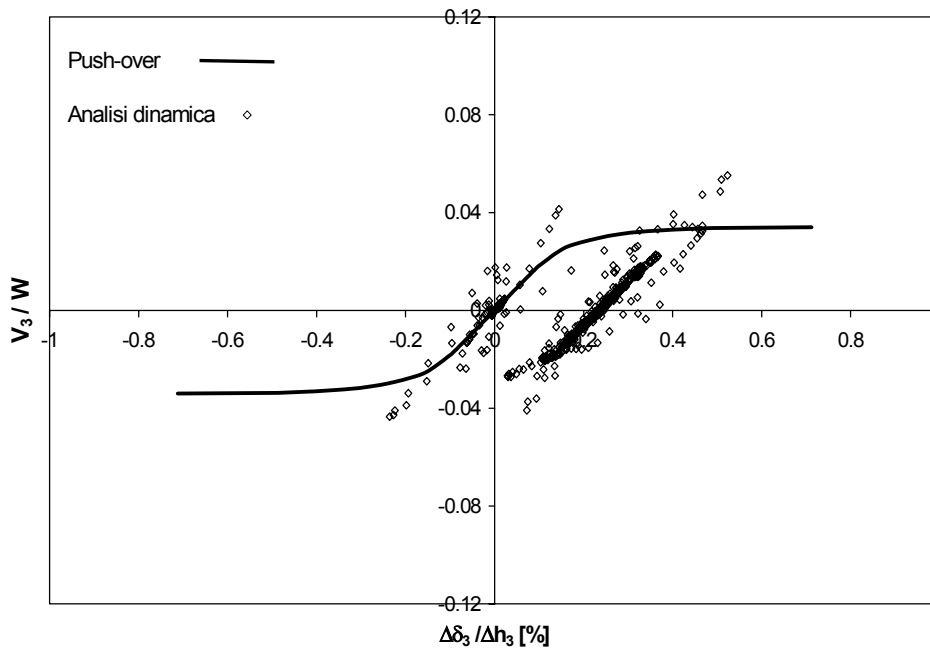


Fig. 5.44 - Taglio del terzo piano-rotazione del terzo piano.

Analogamente al caso precedente si è inoltre analizzato il comportamento dinamico del sistema equivalente ad un sol grado di libertà definito a partire dalla curva di push-over dell'edificio.

Il sistema dinamico così ottenuto è stato sottoposto alla stessa storia di carico del sistema reale. In Fig. 5.45 sono riportati gli andamenti dello spostamento in sommità del sistema MDOF e lo spostamento del sistema SDOF.

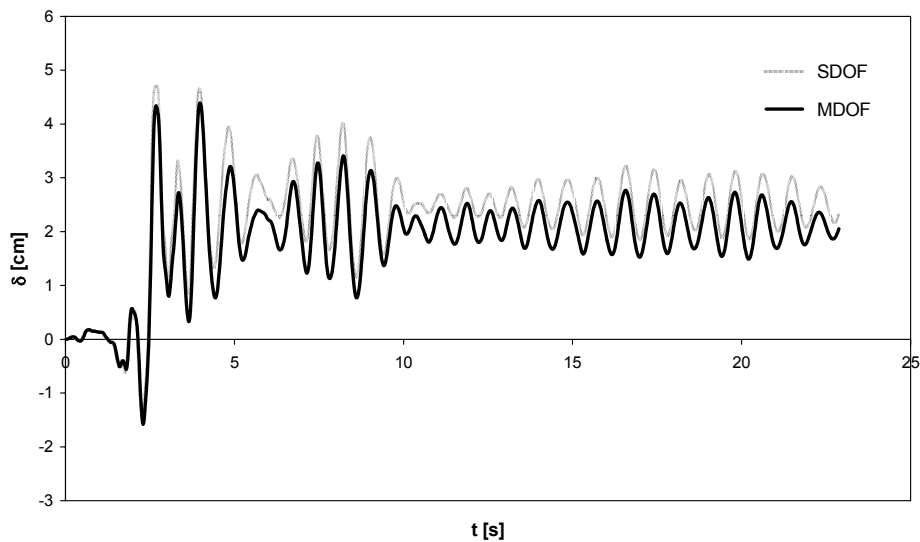


Fig. 5.45 - Confronto spostamenti MDOF-SDOF.



## 5.6 Conclusioni

Il presente studio è rivolto alla valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio rappresentativo delle tipologie strutturali realizzate, in assenza di applicazione di adeguate normative sismiche, nell'area di Catania.

E' stato realizzato un modello bidimensionale caratterizzato dai soli telai che presentano un collegamento tra i pilastri costituito da travi; si tratta della schematizzazione più conservativa in quanto si trascura il contributo dei solai.

Lo studio effettuato si è, sostanzialmente, articolato in tre fasi: un'analisi statica non lineare per la determinazione della capacità dell'edificio; un'analisi spettrale effettuata mediante la definizione di un oscillatore semplice dinamicamente equivalente al sistema a più gradi di libertà che ha consentito una prima stima della vulnerabilità sismica dell'edificio; infine, delle analisi dinamiche non lineari effettuate utilizzando registrazione accelerometriche reali e sintetiche.

Le analisi di push-over sono state effettuate considerando una distribuzione di forze associata al modo fondamentale di vibrazione elastica. Il programma sviluppato e adoperato per l'esecuzione delle analisi, permette di considerare le principali fonti di non linearità meccanica e geometrica, consentendo una valutazione raffinata della richiesta di duttilità locale. E' stata considerata una fascia di comportamento del calcestruzzo compresso variando la deformazione ultima tra 0.5% e 1%.

I risultati così ottenuti mostrano un prevalente comportamento di tipo flessionale. La struttura è stata spinta sino alla crisi locale, avvenuta in tutti i casi analizzati, per eccessiva compressione del calcestruzzo di una colonna di base. Dai risultati emerge sostanzialmente che il coefficiente di taglio alla base, varia tra 0.063 e 0.07 in relazione alle due assunzioni effettuate sul comportamento del calcestruzzo.

Se da un lato la variazione della deformazione ultima del cls non ha influenzato, in modo particolare, le capacità resistenti della struttura, si è tuttavia registrato un notevole aumento delle capacità deformative della stessa, a conferma che la risposta strutturale risulta governata dal comportamento del calcestruzzo.

Per l'edificio in esame, non si sono manifestate crisi per taglio; infatti, nelle travi il livello di taglio è assai basso in quanto la capacità portante globale dell'edificio non è elevata. L'impiego di armatura ad aderenza migliorata e il basso livello di tensione nelle barre delle travi, dovuto alla prematura crisi per schiacciamento dei pilastri ha impedito una crisi per sfilamento delle armature nei nodi. L'attuale assenza di una adeguata modellazione del nodo non ha permesso un'esatta valutazione di possibili crisi del pannello dei nodi.

La verifica sismica dell'edificio campione è stata, in prima istanza, condotta effettuando un confronto spettrale in base ai suggerimenti dei recenti codici normativi. La verifica è caratterizzata dalla definizione delle proprietà meccaniche di un oscillatore equivalente a partire dalla curva di push-over ottenuta dall'analisi statica non lineare.

In tal senso, la capacità del sistema equivalente è stata confrontata con la richiesta desumibile dagli spettri inelastici ottenuti dalle registrazioni sintetiche di Priolo. Dal confronto è emerso che la capacità mostrata dalla struttura è di gran lunga

inferiore alle azioni richieste; difatti, in media la resistenza risulta circa un terzo della resistenza richiesta.

Infine, sono state condotte delle analisi dinamiche non lineari sull'edificio campione considerando due input sismici.

In primo luogo è stato considerato l'accelerogramma sintetico prodotto dall'Osservatorio Geofisico di Trieste ed indicato SEG\_04, in seconda battuta è stato considerato un accelerogramma, denominato BK2 N-S, registrato durante il terremoto del Montenegro. La scelta di questo accelerogramma di confronto, caratterizzato dall'aver valori di PGA confrontabili con il SEG\_04, ma presentando una forma spettrale molto differente, ha consentito di valutare l'influenza del contenuto in frequenze sulla stima della vulnerabilità dell'edificio in esame.

Le analisi svolte con la registrazione di Priolo mostrano che le capacità dell'edificio Monterosso, espresse in termini di interstorey-drift non risultano compatibili con la suddetta registrazione. Tuttavia, le capacità deformative valutate nell'ipotesi di limite del calcestruzzo pari all' 1% non sono nettamente inferiori alle richieste. Invece, le analisi svolte con l'accelerogramma del Montenegro evidenziano che la struttura è in grado di sopportare l'evento.

Si deve rilevare, pertanto, che il comportamento strutturale è particolarmente influenzato dall'input sismico. Difatti, l'edificio mostra un comportamento decisamente compatibile con le registrazioni che hanno una forma spettrale con il picco lontano dal periodo proprio della struttura.

Pertanto, in conclusione, emerge dalle analisi condotte la necessità di avere affidabili modelli di previsione della capacità deformativa della struttura sia in termini di duttilità che di periodo fondamentale. Infatti, tali parametri influenzano largamente la verifica sismica della struttura sino ad influenzare il giudizio sulla vulnerabilità della struttura stessa.

## BIBLIOGRAFIA

- ATC (1996): Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. *Applied Technology* (Rep.No.ATC – 40), Redwood City, Ca.
- B.I.A.. (1996): The Assessment and Improvement of the Structural Performance of Earthquake Risk Buildings. *New Zealand National Society for Earthquake Engineering*.
- Eurocode 8 (1994): Design Provisions for Earthquake Resistance of Structure. *ENV 1998-1*, CEN, Brussels.
- SEAOC, Part 2 (1998): Preliminary Guidelines for Performance Based Seismic Engineering a Force-Displacement Approach.
- Calvi, G.M. (1999): A Displacement-Based Approach for Vulnerability Evaluation of Classes of Buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, **3**.
- Cosenza, E., Manfredi, G. (1996): Some remarks on the evaluation and strengthening of underdesigned r.c. frame buildings, *Proc. of Workshop US-Italy on Seismic Evaluation and Retrofit* (Eds. D. Abrams and G.M. Calvi). Columbia University, New York, 12-13.
- Cosenza, E., Manfredi, G., Verderame, G.M. (1999): Push-over analysis of underdesigned r.c. frames: a case study in Catania. *2<sup>nd</sup> International Symposium on Earthquake Resistant Engineering Structures*, ERES 99, Catania (Italy).
- Eligehausen, R., Popov, E.P., Bertero, V.V. (1983): Local bond-stress relationships of deformed bars under generalised excitations. *UCB/EERC 83*, **23**, Univ. of California, Berkeley (Ca, USA).
- Fajfar, P., Gaspersic, P. (1996): The N2 Method for the seismic of RC buildings. *Earthquake Engineerin and Structural Dynamics*, **25**, 31-46.
- Manfredi, G., Pecce, M. (1998): A refined r.c. beam element including bond-slip relationship for the analysis of continuous beams. *Computers and Structures*, **69**.
- Priestley, M.J.N., Verma, R., Xiao, Y. (1994): Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.120, **8**, 2310-2329.
- Shima, H. Chou, L.L., Okamura, H. (1987): Bond characteristics in post-yield of deformed bars. *Concrete Library of JSCE*, **10**, 113-124.
- Verderame, G.M. (1999): Analisi sismica di edifici in cemento armato progettati per carichi gravitazionali. *Tesi di Dottorato, Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Strutture, XII Ciclo*, Università degli Studi di Napoli “Federico II”.



## 6. ANALISI DI VULNERABILITÀ SISMICA DI EDIFICI IN CEMENTO ARMATO PRE-NORMATIVA

Attività dell'Unità di Ricerca dell'Università di Roma "La Sapienza"

(L.D. Decanini, F. Mollaioli)

### 6.1 Introduzione

Il presente studio si pone come obiettivo fondamentale l'approfondimento e l'estensione delle attuali conoscenze sulla valutazione della vulnerabilità sismica delle strutture esistenti in cemento armato, mediante lo studio della risposta effettiva e dei possibili meccanismi di collasso, considerando anche l'influenza delle tamponature inevitabilmente presenti. L'indagine è rivolta prevalentemente a edifici realizzati in assenza normativa sismica. In particolare, è stata sviluppata l'analisi dinamica lineare e non lineare di due edifici di edilizia popolare in cemento armato ritenuti rappresentativi delle tipologie esistenti nell'area di Catania e più in generale della Sicilia Sudorientale, realizzati prima dell'entrata in vigore dell'attuale normativa sismica.

Allo scopo di caratterizzare la resistenza laterale degli edifici sono state effettuate analisi non lineari di tipo *pushover*, con una versione modificata del programma *ANSR* (Mondkar & Powell 1975), su modelli pseudotridimensionali piani, individuati grazie alla simmetria degli edifici in oggetto. L'analisi dinamica non lineare è stata effettuata con la medesima versione dell'*ANSR*. Per quanto riguarda l'input sismico, sono stati utilizzati sia accelerogrammi registrati in occasione di passati eventi sismici, sia accelerogrammi sintetici ottenuti da modellazioni del terremoto di scenario individuato per il *Progetto Catania* (GNDT). La modellazione meccanica delle tamponature presenti in entrambi gli edifici è stata realizzata mediante un modello semplificato di biella equivalente recentemente proposto (Decanini et al. 1993, 1994), che caratterizza sia la resistenza sia la rigidità dei pannelli. Le richieste di resistenza negli elementi strutturali in cemento armato sono state controllate mediante domini di resistenza allo stato ultimo. Il comportamento sismico al variare dell'intensità dell'input è stato interpretato attraverso l'analisi delle condizioni di resistenza della struttura e della tamponatura.

Benché la ricerca abbia avuto come oggetto edifici pre-normativa, si ritiene che molti dei risultati conseguiti possano essere utilizzati nella valutazione della vulnerabilità di edifici i quali, pur costruiti secondo le norme sismiche italiane, non prevedano adeguati particolari costruttivi atti a garantire una sufficiente capacità di dissipazione dell'energia (debolezza dei nodi, mancanza di confinamento negli elementi strutturali critici, assenza di controllo dei meccanismi di plasticizzazione).

## 6.2 Modellazione degli edifici

I due edifici analizzati, rappresentativi di due tra le tipologie strutturali più diffuse nell'area di Catania, fanno parte di due complessi edilizi IACP risalenti alla fine degli anni '70, e pertanto costruiti in assenza di normativa sismica. I fabbricati, rispettivamente di otto e quattro piani, sono entrambi costituiti da strutture intelaiate in cemento armato. Le murature di tamponamento sono presumibilmente costituite da una doppia fila di laterizi forati con interposta camera d'aria con una possibile, anche se non nota, variazione di tipologia nei due telai trasversali di estremità.

I materiali impiegati hanno le seguenti caratteristiche meccaniche (per le tamponature, a causa delle incertezze sulle caratteristiche tipologiche e meccaniche, si ipotizzano i valori minori delle tabelle relative alle murature formate da elementi resistenti artificiali del D.M. 20/11/87): *Acciaio*, FeB 44K n.c.;  $f_{yk}=380$  N/mm<sup>2</sup>; *Calcestruzzo*,  $R_{ck}=25$  N/mm<sup>2</sup>; *Tamponatura*, spessore di 120+80 mm, peso per unità di volume 16 kN/m<sup>3</sup>, resistenza a compressione  $\sigma_{m0}=1.2$  N/mm<sup>2</sup> (corrispondente alla  $f_k$  del D.M. 20/11/87); resistenza a taglio:  $\tau_{m0}=0.2$  N/mm<sup>2</sup> (corrispondente alla  $f_{vk0}$  del D.M. 20/11/87); resistenza allo scorrimento:  $u=0.133$  N/mm<sup>2</sup>. La determinazione delle caratteristiche ultime dei materiali impiegati risente tuttavia delle incertezze presenti nei dati disponibili. Si può prevedere però che, a causa della ridotta percentuale di armatura, soprattutto in corrispondenza dei nodi, della inadeguata disposizione delle staffe, piuttosto distanti tra loro, e della verosimilmente scarsa resistenza del calcestruzzo impiegato, il collasso possa avvenire essenzialmente per schiacciamento del calcestruzzo stesso.

### 6.2.1 Modellazione dei telai

L'ipotesi di comportamento rigido dei solai ha permesso di ridurre lo studio delle strutture reali tridimensionali a quello di un modello bidimensionale costituito dal treno dei telai trasversali, collegati in parallelo. La correttezza di tale ipotesi semplificativa è facilmente verificabile, sulla base della coincidenza dei periodi propri osservata per i telai modellati secondo le due diverse schematizzazioni. D'altra parte, la motivazione di uno studio pseudotridimensionale limitatamente alla dimensione minore in pianta è da ricercarsi sia nella minore resistenza delle travi trasversali rispetto a quella delle travi longitudinali, sia nel fatto che, in accordo con i risultati ottenuti dall'analisi modale, il primo modo vibrazionale corrisponde appunto a quello flessionale lungo tale direzione. La schematizzazione dei telai in esame ha richiesto l'inserimento nei telai trasversali centrali, oltre agli elementi strutturali realmente presenti, di una serie di travi fittizie che simulassero l'irrigidimento dovuto ai travetti di solaio in corrispondenza dei pilastri.

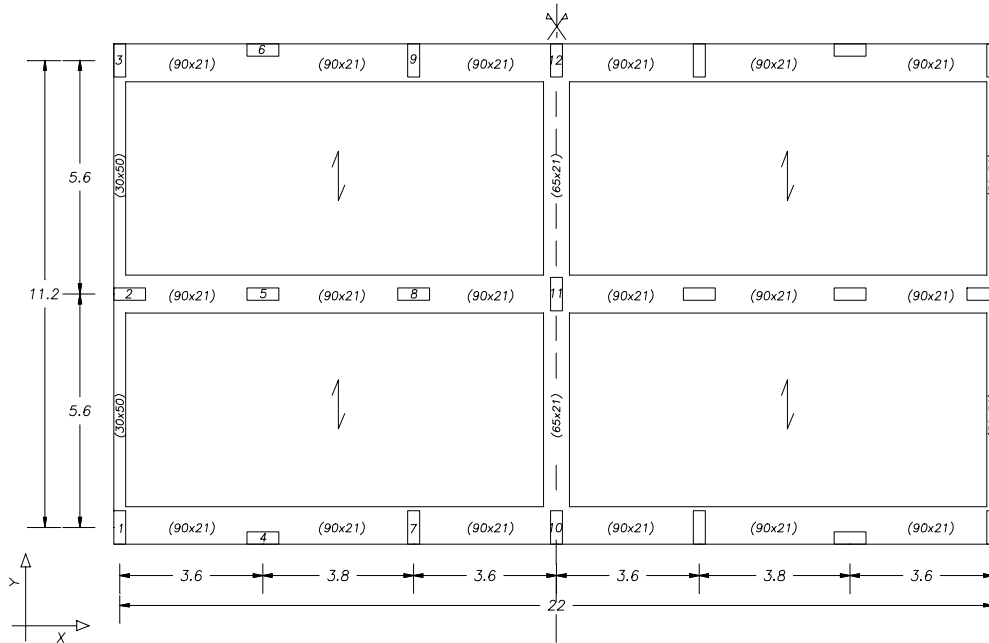


Fig. 6.1 - Edificio di otto piani: pianta piano tipo.

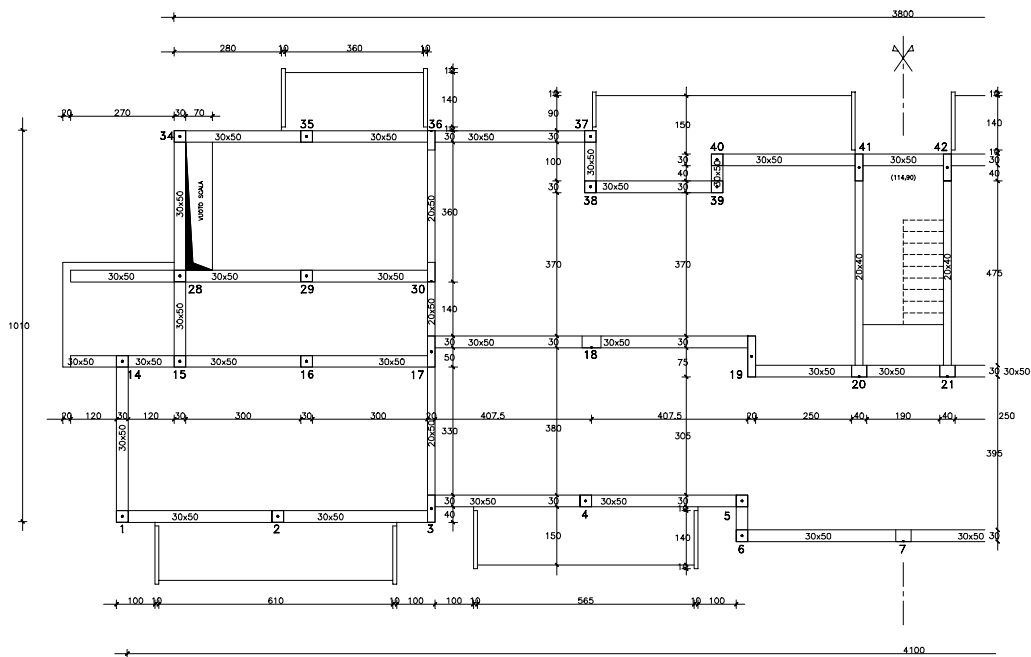


Fig. 6.2 - Edificio di quattro piani: pianta piano tipo.

Inoltre, l'esigenza di valutare l'influenza delle tamponature sulla risposta sismica delle strutture in esame ha reso necessaria la modellazione meccanica, oltre che degli elementi portanti, anche dei pannelli di muratura, effettuata mediante il metodo semplificato della biella equivalente (Decanini et al. 1993, 1994). La modellazione numerica delle strutture è stata effettuata mediante il codice di calcolo per l'analisi non lineare *ANSR*. Il comportamento delle travi e dei pilastri è stato schematizzato utilizzando elementi a plasticità concentrata alle estremità, mentre per le tamponature resistenti, disposte in corrispondenza dei telai di estremità, sono stati impiegati elementi *truss* caratterizzati da una legge costitutiva atta a tenere conto sia del fenomeno del *pinching* sia del degrado in resistenza e rigidezza.

### **6.2.2 Tamponature**

L'analisi del comportamento di un edificio multipiano in cemento armato effettuata considerando, ai fini della definizione dello schema strutturale, il solo telaio in cemento armato, costituisce una semplificazione tale da implicare una valutazione non corretta del comportamento effettivo dell'edificio sottoposto a severi carichi sismici, nella maggior parte dei casi non a favore di sicurezza. Nel presente studio si è adottato un modello semplificato per pannelli di muratura inserita in telai di c.a. soggetti ad azioni sismiche complanari (Decanini et al. 1993, 1994). Tale modello introduce importanti modifiche nell'ambito del noto schema di biella equivalente, sia nella definizione della resistenza simulata dalla biella, giacché tiene conto delle diverse modalità di rottura e di una completa caratterizzazione della muratura, sia nella valutazione della rigidezza del sistema. La natura ciclica delle azioni prodotte dal sisma viene introdotta nel modello mediante un'adeguata calibrazione in termini di resistenza e deformabilità. Le caratteristiche di rigidezza e resistenza laterale vengono considerate nello stato di fessurazione completa o fessurazione stabilizzata.

In sostanza si considerano bielle fittizie di muratura idealmente collegate con cerniere nei nodi dei telai. Le dimensioni delle bielle sono tali da permettere di simulare la rigidezza dei pannelli reali in condizione di fessurazione completa derivata dall'azione sismica. La resistenza viene simulata mediante una tensione fittizia di rottura a compressione i cui valori dipendono dalla modalità di rottura più probabile. La biella equivalente risulta allora caratterizzata dalle proprie dimensioni e resistenza fittizia a compressione.

I parametri di resistenza considerati ai fini di una corretta e completa caratterizzazione della muratura sono: a) la resistenza di base a compressione  $\sigma_{m0}$ , determinata su provini o prismi di muratura; b) la resistenza di base al taglio  $\tau_{m0}$ , determinata mediante la prova di compressione diagonale su provini di adeguate dimensioni; c) la resistenza allo scorrimento nei giunti *u*, determinata mediante prove su tripla considerando diversi livelli di pressione laterali (tale parametro viene talvolta denominato *resistenza al taglio puro* della muratura).



Considerando la situazione di fessurazione completa della tamponatura come stato di riferimento per l'impostazione del modello semplificato, sulla base di numerosi risultati sperimentali e delle considerazioni analitiche disponibili, è stata derivata una relazione per l'individuazione della larghezza  $\omega$  della biella equivalente in funzione delle caratteristiche meccaniche della muratura e del calcestruzzo, delle dimensioni del pannello di muratura e del telaio riquadrante il pannello. Una volta definita la larghezza della biella equivalente, la resistenza del pannello di tamponatura viene espressa mediante una tensione fittizia di rottura per compressione  $(\sigma_{br})_{fit}$ , dipendente dalle possibili modalità di rottura. Nella formulazione adottata sono state considerate quattro diverse modalità di rottura (per trazione diagonale, per scorrimento nei giunti di malta, per compressione negli angoli, per compressione diagonale) e altrettante tensioni fittizie di rottura a compressione della biella equivalente. La caratterizzazione di tali modalità di rottura viene effettuata in funzione dei suddetti parametri di resistenza di base della muratura,  $\tau_{m0}$ ,  $\sigma_{m0}$ , ed  $u$ .

La minor tensione di rottura per compressione definisce il modo di rottura più probabile, e va pertanto assegnata alla biella nella modellazione semplificata. Va segnalato che la grande maggioranza dei casi reali e sperimentali possono essere inquadrati nell'ambito dei primi due modi di rottura. La capacità resistente della biella equivalente nello stato limite ultimo risulta in definitiva:

$$R_{u,inf} = \sigma_{br} \cdot e \cdot \omega \quad (6.1)$$

in cui  $\sigma_{br}$  rappresenta appunto la tensione fittizia a compressione corrispondente al probabile modo di rottura, ed  $e$  è lo spessore del pannello.

## 6.3 Analisi della risposta

### 6.3.1 Generalità

Le strutture in esame sono state sottoposte a una serie di analisi numeriche finalizzate alla valutazione della vulnerabilità sismica, mediante lo studio della risposta effettiva e dei possibili meccanismi di collasso. Sono state eseguite analisi non lineari di tipo sia statico equivalente (*pushover*) che dinamico. La determinazione preliminare di grandezze quali periodi di vibrazione e masse eccitate è stata effettuata mediante analisi modale sui relativi modelli spaziali. Allo scopo di valutare quantitativamente la significativa influenza delle tamponature, le predette analisi sono state ripetute sia per le strutture considerate prive di pannelli di muratura resistente, sia tenendo conto delle tamponature modellate come suggerito precedentemente.

L'analisi modale ha permesso di evidenziare che i modi vibrazionali principali per le due strutture esaminate sono quelli flessionali secondo la direzione della dimensione minore in pianta, sia nel caso sia si consideri il contributo resistente della

muratura, sia nel caso del telaio privo di tamponatura (Tab. 6.1). È stata verificata la coincidenza del periodo proprio dei modelli tridimensionali con quello dei treni di telai piani, che individuano il modello pseudotridimensionale adottato.

Tab. 6.1: Periodi propri di vibrazione in direzione della dimensione minore in pianta.

T (s)	Edificio di 8 piani		Edificio di 4 piani	
	Non tamponato	Tamponato	Non tamponato	Tamponato
	1.76	0.86	0.58	0.42

### 6.3.2 Analisi pushover

L'analisi statica non lineare sotto carichi laterali crescenti monotonamente (analisi *pushover*) costituisce un metodo per la valutazione della domanda sismica sia in termini di forze sia di spostamenti imposti dall'evento sismico, tenendo conto in maniera approssimata della redistribuzione delle forze interne durante la fase anelastica del comportamento strutturale. L'analisi *pushover* rappresenta pertanto una valida alternativa all'analisi dinamica nell'ottenere indicazioni sulla capacità sismoresistente globale e sulle modalità di collasso delle strutture in esame. Essa è basata sull'assunzione che sia possibile confrontare la risposta strutturale effettiva con quella di un sistema a un grado di libertà equivalente, la qual cosa implica che la risposta stessa sia controllata essenzialmente da un unico modo, e che tale modo resti costante nel tempo.

Come si è detto, i risultati dell'analisi modale hanno consentito di verificare tale assunzione nel caso in esame. L'analisi *pushover*, effettuata applicando una distribuzione di carichi laterali triangolare, ha consentito di mettere in evidenza, preliminarmente all'analisi dinamica non lineare, comportamenti sfavorevoli quali meccanismi di piano ed eccessive richieste di deformazione. È stato inoltre possibile analizzare il contributo fondamentale delle tamponature inserite nei riquadri dei telai esterni alla resistenza globale.

L'analisi dell'edificio di otto piani ha indicato una resistenza in termini di taglio alla base di circa 470 kN per il telaio non tamponato, e di circa 1030 kN per quello tamponato, evidenziando un incremento di resistenza globale di poco più del doppio (Fig. 6.3). Tali valori sono stati ottenuti come ordinate dei punti di intersezione delle tangenti ai diagrammi del taglio alla base in funzione dello spostamento a livello di ultimo piano, rispettivamente nell'origine degli assi e all'estremità del ramo incrudente. Questa schematizzazione non fornisce risultati sostanzialmente diversi da quelli ottenibili utilizzando il criterio di equivalenza dell'energia tra la curva *pushover* e la corrispondente riduzione ad una curva bilineare. I valori del coefficiente sismico  $C_y$ , definito come rapporto tra il taglio alla

base e i carichi gravitazionali, valgono 0.026 g e 0.056 g, rispettivamente per l'edificio non tamponato e per quello tamponato.

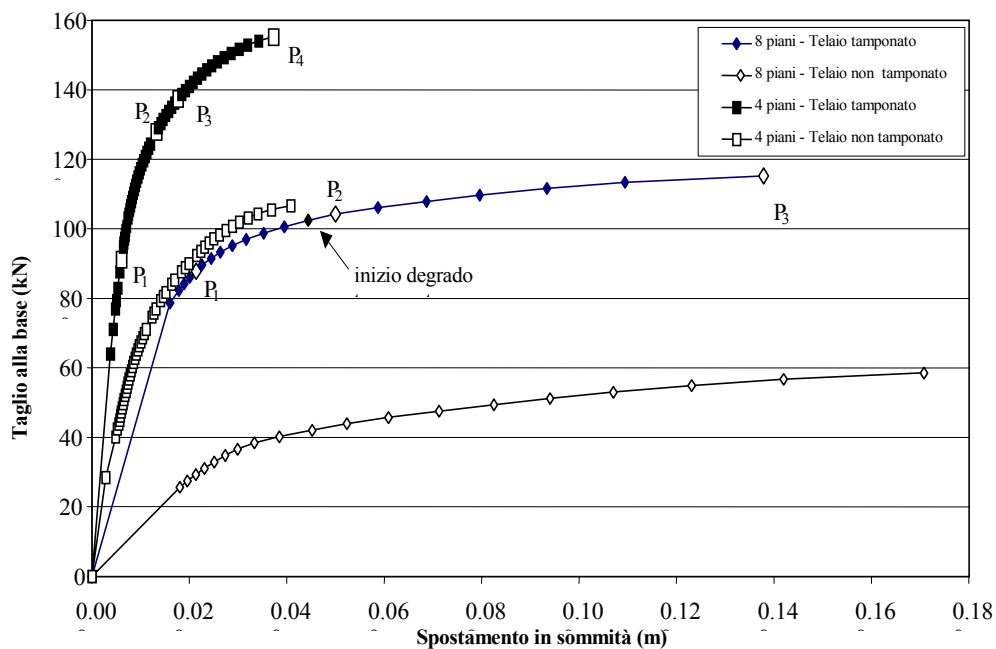


Fig. 6.3 - Analisi pushover: diagrammi del taglio alla base.

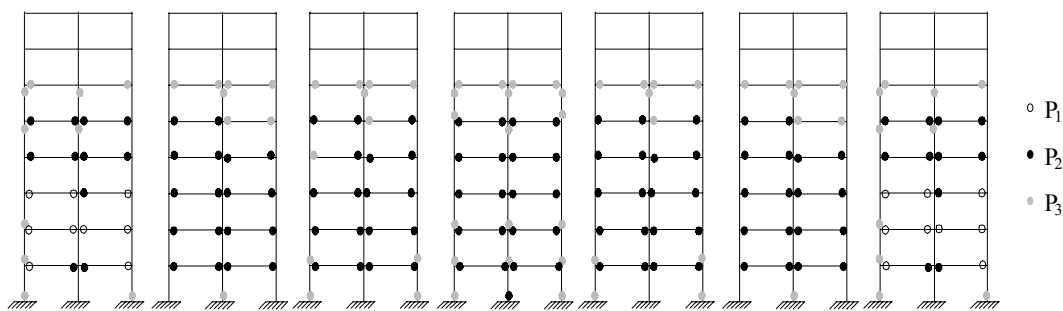


Fig. 6.4 - Analisi pushover: scenari delle cerniere plastiche per l'edificio di otto piani tamponato.

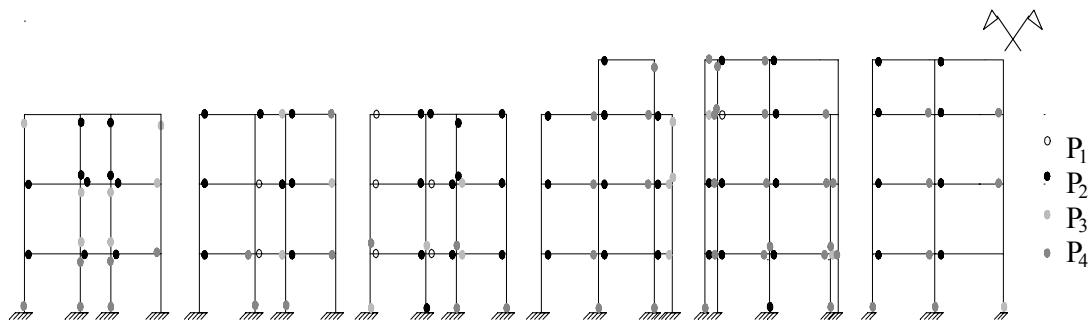


Fig. 6.5 - Analisi pushover: scenari delle cerniere plastiche per l'edificio di quattro piani tamponato.

A ogni punto del diagramma è associato uno scenario di cerniere plastiche. La rappresentazione di tali scenari per i punti più significativi del diagramma ha permesso l'identificazione di un meccanismo di collasso del tipo *a travi plasticizzate*. In Fig. 6.4 è riportata la distribuzione delle cerniere plastiche nel telaio tamponato. Come si può osservare, le travi del terzo piano sono i primi elementi strutturali a danneggiarsi; successivamente la plasticizzazione si diffonde alle travi degli altri piani, causando una notevole caduta di rigidità globale. Il collasso della struttura si manifesta in corrispondenza della formazione di cerniere plastiche su alcuni pilastri, in particolare al piede della struttura, che provoca un rapido incremento della richiesta di curvatura plastica. La presenza delle tamponature sembra contenere notevolmente il danneggiamento, soprattutto ai piani più alti. Il danno strutturale si concentra in particolare tra il terzo ed il quinto piano, il che fa pensare alla formazione di un piano soffice, imputabile a una possibile rottura delle tamponature più sollecitate. Tale congettura, come si vedrà nel seguito, è stata confermata in sede di analisi dinamica.

Per quanto riguarda l'edificio di quattro piani, esso presenta una resistenza globale in termini di taglio alla base intorno a 900 kN per il telaio non tamponato, e di circa 1400 kN per quello tamponato (Fig. 6.3). I valori corrispondenti di  $C_y$  sono pari, nell'ordine, a 0.076 g e 0.12 g. Lo scenario di danneggiamento è caratterizzato da una sempre più ampia diffusione delle cerniere plastiche, che giunge a investire la quasi totalità dei pilastri alla base in corrispondenza del collasso strutturale. La presenza delle tamponature non sembra in questo caso modificare né lo scenario delle cerniere plastiche, né il conseguente meccanismo di collasso.

### 6.3.3 Analisi dinamica

#### 6.3.3.1 Definizione dell'input sismico

Numerose ricerche finalizzate allo studio dell'azione sismica hanno messo in evidenza come la validità dei risultati possa essere condizionata dalla definizione dei segnali impiegati nella valutazione della risposta dei sistemi strutturali. La scelta delle registrazioni da utilizzare nelle analisi ha richiesto quindi una serie di elaborazioni preliminari e l'adozione di criteri compatibili con gli obiettivi che si proponeva l'indagine. Tali analisi preliminari, che hanno comportato l'elaborazione classica degli spettri di risposta e il calcolo dei parametri che caratterizzano il potenziale di danneggiamento del moto del suolo, hanno interessato sia un ampio insieme di segnali naturali (*strong motion records*) relativi a circa 37 eventi sismici avvenuti in diverse parti del mondo (Decanini & Mollaioli 1998), sia gruppi di segnali sintetici derivati da due differenti metodologie, una semplificata (Romanelli 1998, Romanelli et al. 1998), e una di maggior dettaglio (Priolo 1999), facenti riferimento a uno scenario di scuotimento corrispondente a un evento paragonabile al terremoto dell'11 gennaio 1693.

In definitiva, le analisi sono state effettuate utilizzando tre accelerogrammi naturali, i.e. El Centro N180, Tolmezzo EW, e Calitri EW, rispettivamente registrati in occasione dei terremoti di El Centro (1940,  $M=7.1$ ), del Friuli (1976,  $M=6.5$ ) e dell'Irpinia (1980,  $M=6.8$ ), e due segnali sintetici, di seguito denominati come S4\_4 (Romanelli 1998) e SEG\_4R (Priolo 1999). In Tab. 6.2 sono riportate alcune grandezze significative caratteristiche degli accelerogrammi in questione, i.e. i valori di picco delle accelerazioni (PGA) e delle velocità (PGV), l'Intensità di Arias,  $I_A$ , la durata effettiva secondo Trifunac & Brady (1975),  $t_D$ , l'area racchiusa dallo spettro elastico dell'energia di input nell'intervallo di periodi compreso tra 0.05 e 6.0 secondi,  $AE_I$ , definita in Decanini & Mollaioli (1998) come indice di pericolosità sismica in termini energetici, e infine il valore massimo dello spettro elastico dell'energia di input,  $E_{I \max, e}$ .

Tab. 6.2: Grandezze caratteristiche dei segnali prescelti per le analisi.

	El Centro N180	Tolmezzo EW	Calitri EW	SEG_4R	S4_4
PGA ( $\text{cm/s}^2$ )	342	348	177	356	829
PGV (cm/s)	38	32	32	49	33
$I_A$ (cm/s)	174	119	136	154	228
$t_D$ (s)	26.5	5.0	45.9	5.8	2.64
$AE_I$ ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )	17638	6966	20987	30612	5252
$E_{I \max, e}$ ( $\text{cm}^2/\text{s}^2$ )	12219	16032	13657	32823	16531

Mentre El Centro ha costituito la base per la definizione degli spettri di progetto di alcune tra le più importanti normative internazionali, gli altri due accelerogrammi naturali sono forse tra i più significativi mai registrati in Italia. Come si può notare, le registrazioni selezionate per il presente studio individuano un ampio insieme di caratteristiche, sufficientemente rappresentative delle situazioni finora note. Una prima caratteristica è la differente durata dei vari segnali, essendo Tolmezzo, SEG\_4R ed S4\_4 segnali di breve durata, mentre El Centro e Calitri sono rispettivamente di media e lunga durata effettiva. Per quanto riguarda i parametri energetici, particolarmente significativi sono i valori del fattore  $AE_i$ , abbastanza elevati per SEG\_4R, Calitri ed El Centro e bassi per gli altri due segnali, a loro volta accomunati dal possedere un contenuto in frequenze concentrato attorno al valore massimo di energia. Nel caso dei due edifici oggetto del presente studio, era da attendersi una maggiore capacità distruttiva per i tre segnali di Calitri, SEG\_4R ed El Centro.

Si deve altresì tenere presente che, dal punto di vista del potenziale di danno, le condizioni critiche per gli edifici si verificano quando una pulsazione di durata lunga rispetto al periodo fondamentale del sistema strutturale possiede un'accelerazione media dello stesso ordine del coefficiente sismico  $C_y$ , anche se di livello relativamente modesto. Al contrario, alle elevate accelerazioni spettrali caratteristiche di pulsazioni ad alta frequenza si accompagnano modesti quantitativi di energia effettivamente impartita alle strutture. In questo caso, essendo molto basso il coefficiente sismico dei telai, che ne rappresenta la capacità resistente, si è reso necessario scalare i segnali in ampiezza. In definitiva, anche segnali caratterizzati da un potere distruttivo assoluto non particolarmente elevato possono essere significativi nell'individuazione delle condizioni critiche di tali strutture, risultando determinanti il contenuto in frequenze, la sequenza e la durata delle pulsazioni in accelerazione.

#### 6.3.3.2 Descrizione dei risultati

Per quanto riguarda l'edificio di otto piani, l'analisi dinamica ha mostrato una resistenza in termini di accelerazioni di picco massime raggiunte di 0.1 g per l'edificio non tamponato e di circa 0.15 g per quello tamponato. I risultati ottenuti per i vari accelerogrammi utilizzati sono riportati in Tab. 6.3. I valori più elevati in corrispondenza dei due segnali Tolmezzo e S4\_4 sono dovuti essenzialmente al fatto che le richieste massime sia in termini di resistenza che di energia, derivabili dalle relative curve spettrali, sono concentrate attorno a periodi piuttosto distanti da quelli caratteristici degli edifici in esame.

Lo studio dell'evoluzione degli scenari delle cerniere plastiche all'aumentare dell'accelerazione di picco conferma i risultati dell'analisi *pushover*. Infatti, già per bassi livelli di accelerazione il telaio non tamponato presenta una diffusa plasticizzazione delle travi comprese tra il terzo ed il sesto piano; per accelerazioni pari a 0.1 g il danno si estende alle travi degli altri piani e ad alcuni pilastri, in

particolare al piede della struttura. Il comportamento del telaio tamponato segue sostanzialmente la stessa evoluzione, con un evidente incremento della resistenza alle accelerazioni di picco (0.15÷0.18 g).

Tab. 6.3: Edificio di otto piani: valori dell'accelerazione al suolo in condizioni di collasso incipiente.

Input sismico	El Centro		Calitri		Tolmezzo		SEG_4R		S4_4	
	Telaio	Nudo Tamp	Nudo Tamp	Nudo Tamp	Nudo Tamp	Nudo Tamp	Nudo Tamp	Nudo Tamp	Nudo Tamp	Nudo Tamp
PGA (g)	0.1	0.18	0.09	0.14	0.1	~0.25	0.1	0.15	~0.15	~0.30

I grafici riportati nelle Figg. 6.6 e 6.7 rappresentano l'evoluzione degli spostamenti di piano massimi all'aumentare dell'intensità sismica massima fino alle condizioni di collasso incipiente, relativamente agli accelerogrammi di Calitri e al segnale sintetico SEG\_4R. In Fig. 6.8 è riportato l'involuppo del *drift* di piano per SEG\_4R. Sono evidenti differenze notevoli tra le due modellazioni, con e senza tamponature. In particolare, l'introduzione della muratura resistente limita considerevolmente il *drift* di piano rispetto al caso della struttura non tamponata. La presenza delle tamponature, inoltre, sembra regolarizzare il comportamento strutturale globale, oltre a contenerne notevolmente il danneggiamento. Infatti, l'analisi dell'evoluzione del *drift* di piano al variare del livello di intensità sismica mostra come la risposta dinamica del telaio tamponato sia più uniforme di quella del telaio non tamponato, almeno fino al raggiungimento del livello di collasso, quando il danno sembra concentrarsi a livello dei piani (terzo e quarto) in cui le tamponature, dopo un breve degrado, raggiungono il loro limite di rottura. La scarsa resistenza delle travi e dei pilastri degli edifici analizzati non permette infatti alle tamponature di descrivere dei cicli che le portino a degradare prima che sopraggiunga il collasso strutturale per eccessivo danneggiamento degli elementi portanti.

Dalla *time history* degli sforzi è stato possibile quantificare i tagli alla base dinamici in corrispondenza dell'istante di collasso incipiente, al fine di un confronto ulteriore con i valori ottenuti dall'analisi *pushover* (Fig. 6.9). Come atteso, la curva ottenuta con l'analisi statica costituisce un limite inferiore per i valori ottenuti dall'analisi dinamica. Va osservato tuttavia che, nel caso in esame, la scarsa resistenza degli elementi strutturali non permette agli elementi di tamponatura di esplicare la propria attitudine a degradare sotto carichi dinamici. Tale circostanza è all'origine del buon accordo con i risultati dell'analisi *pushover* che, per la sua stessa natura di analisi statica sotto carico monotono, non consente alla tamponatura di degradare per dissipazione ciclica energetica.

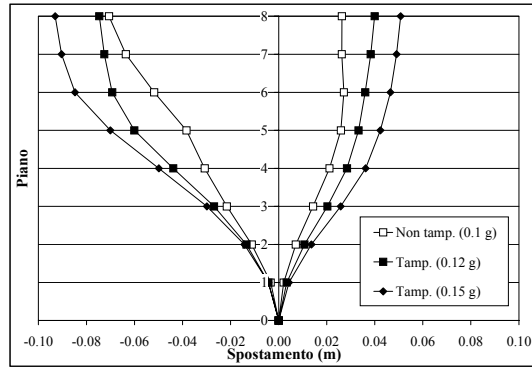
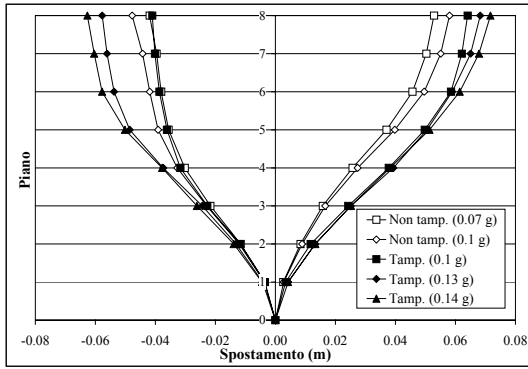


Fig. 6.6 - Involuppo spostamenti di piano: Calitri. Fig. 6.7 - Involuppo spostamenti di piano: SEG\_4R.

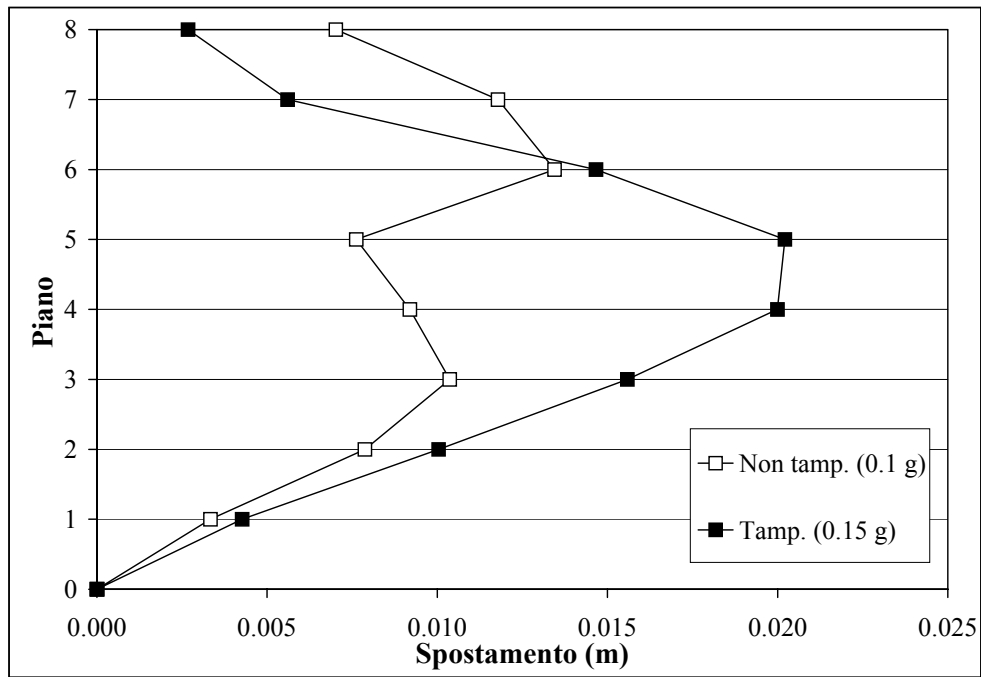


Fig. 6.8 - Involuppo drift di piano: SEG\_4R.



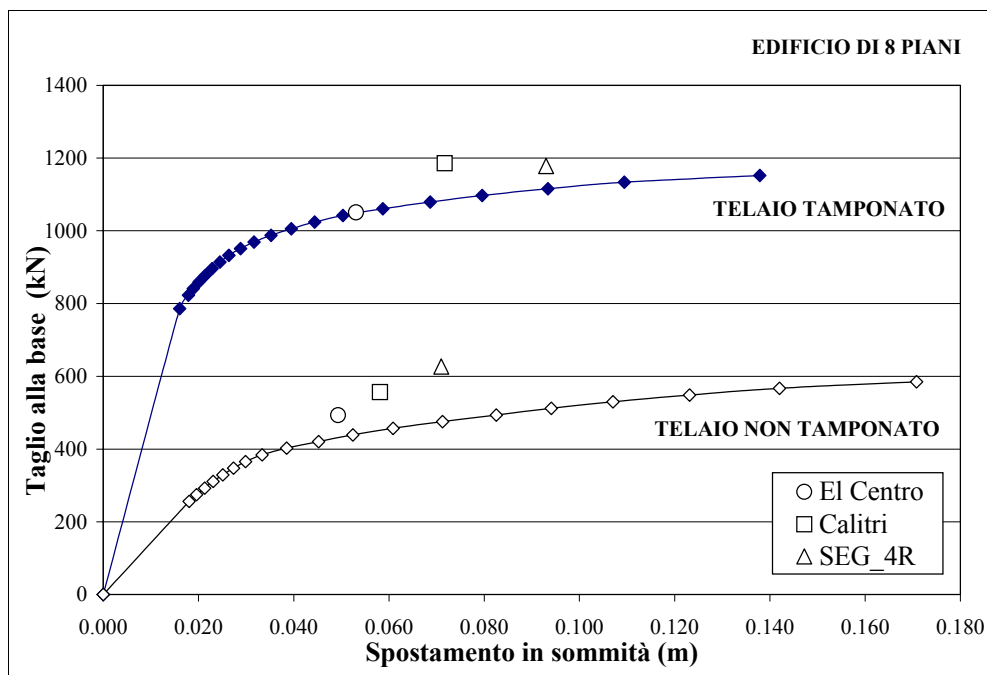


Fig. 6.9 - Confronto analisi dinamica e pushover.

Il secondo edificio, di quattro piani, mostra una resistenza nei confronti dell'input sismico nettamente inferiore rispetto a quella esplicita dal primo. In Tab. 6.4 sono riportati i valori massimi raggiunti in termini di PGA. Poiché si è riscontrato che, per le ragioni precedentemente indicate, il collasso degli edifici soggetti agli accelerogrammi Tolmezzo e S4\_4 si verifica per accelerazioni di picco più elevate, i dati della Tab. 6.4 sono limitati ai segnali più distruttivi. Ancora una volta si riscontra un accordo notevole tra i risultati dell'analisi *pushover* e quelli dell'analisi dinamica, sia in termini di possibili meccanismi di collasso sia in termini di valori massimi di resistenza (taglio alla base) e di spostamenti. Al crescere dell'accelerazione al piede, in assenza di murature di tamponamento, si verifica una diffusione generalizzata di cerniere plastiche dalle travi ai pilastri; il collasso si manifesta quando la plasticizzazione coinvolge i pilastri alla base.

Tab. 6.4: Edificio di quattro piani: valori dell'accelerazione al suolo in condizioni di collasso incipiente.

Input sismico	El Centro		Calitri		SEG_4R	
	Nudo	Tamponato	Nudo	Tamponato	Nudo	Tamponato
PGA (g)	0.05	0.12	0.07	0.10	0.07	0.13

La presenza delle tamponature incrementa notevolmente la resistenza dell'edificio, ma non modifica l'evoluzione delle plasticizzazioni e, quindi, il relativo meccanismo di collasso (a travi plasticizzate, come già rilevato in sede di analisi *pushover*).

Gli effetti dei vari accelerogrammi di input sulla struttura, in termini di scenari di collasso e di evoluzioni di spostamenti e *drift* di piano, sono molto simili tra loro. Si riporta in Fig. 6.10 un esempio di evoluzione del *drift* di piano, relativo all'accelerogramma SEG\_4R. Il confronto tra i tagli alla base dinamici in corrispondenza del collasso incipiente per i diversi accelerogrammi di input e quelli dedotti dalle curve *pushover* è invece illustrato in Fig. 6.11.

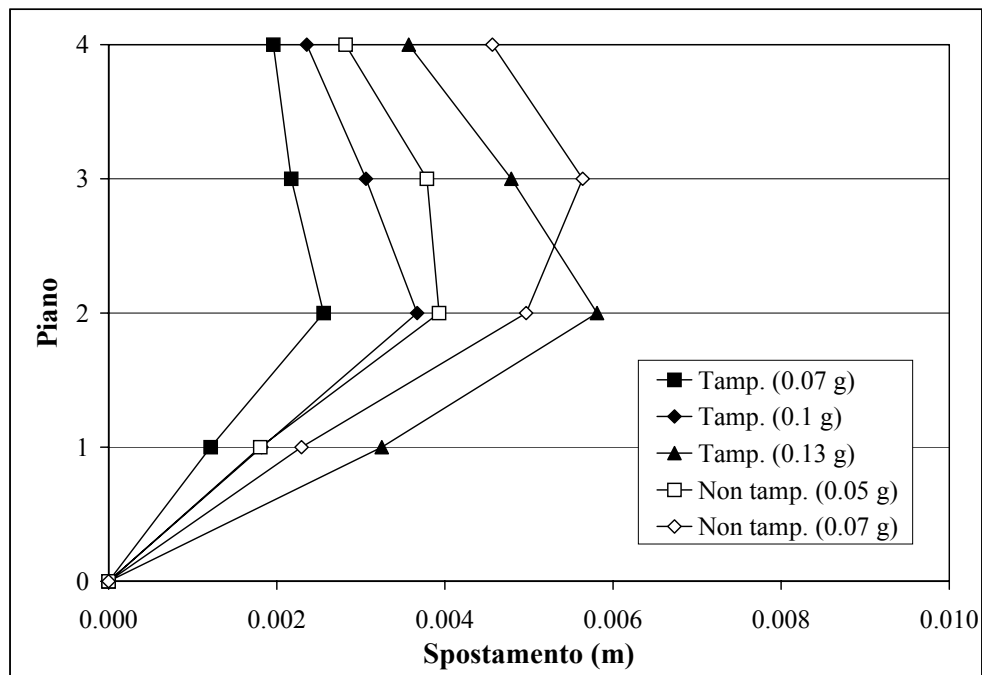


Fig. 6.10 - Evoluzione drift di piano: SEG\_4R.

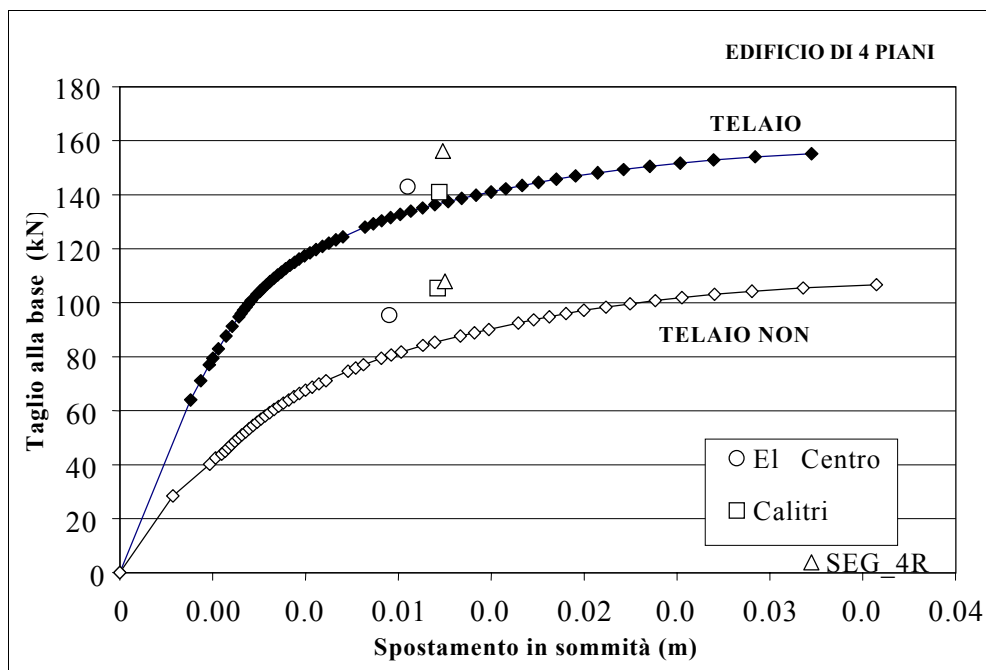


Fig. 6.11 - Confronto analisi dinamica e pushover.

### 6.3.4 Considerazioni sulla capacità resistente degli edifici

Essendo stata effettuata con uno schema di forze laterali crescenti, l'analisi *pushover* non ha consentito di individuare un ramo di *softening* dovuto al progressivo danneggiamento strutturale, né per l'intero edificio né per i singoli piani. Risulta quindi più complesso definire i vari livelli di duttilità globale e di piano solo in base ai risultati delle analisi *pushover*. Per ovviare a tale problema si può fare ricorso in questo caso ai valori allo stato ultimo degli spostamenti  $\delta_u$  ricavati dalle analisi dinamiche, essendo il taglio massimo alla base nel caso dinamico pressoché uguale a quello derivato dall'analisi *pushover*, mantenendo invece come spostamento al limite elastico  $\delta_y$  quello che si ottiene dalle curve dell'analisi *pushover*. Con questo criterio sono stati ottenuti i valori di duttilità massima disponibile in termini di spostamento  $\mu$ , riportati nelle Tab. 6.5 e 6.6 per gli edifici di otto e quattro piani, rispettivamente.

Una seconda serie di analisi su un insieme di oscillatori semplici elastoplastici di diverse caratteristiche meccaniche soggetti ai tre accelerogrammi sopra indicati, scalati al valore del picco di accelerazione corrispondente alle condizioni di collasso incipiente, ha permesso di ricavare i corrispondenti spettri del coefficiente sismico  $C_y$ , di spostamento  $\delta$ , e dell'energia di input  $E_i$ , per uno smorzamento pari al 5% di quello critico e per cinque differenti valori di duttilità di spostamento  $\mu$ , i.e. 1 (caso elastico), 1.5, 2, 4, 6. Con questi spettri si è tentato di controllare, in funzione del periodo proprio iniziale ( $T_i$ ) ed effettivo ( $T_{eff}$ , derivato dalla rigidità secante

corrispondente al valore ultimo dello spostamento,  $\delta_u$ ), se per i valori di duttilità degli edifici individuati con la suddetta procedura si ottenessero risposte paragonabili a quelle degli edifici stessi.

Tab. 6.5: Edificio di otto piani: duttilità di spostamento.

	Non tamponato					Tamponato				
	$\delta_y$ (cm)	$\delta_u$ (cm)	$\mu$	$T_i$ (s)	$T_{eff}$ (s)	$\delta_y$ (cm)	$\delta_u$ (cm)	$\mu$	$T_i$ (s)	$T_{eff}$ (s)
El	3.5	6.9	1.4	1.76	2.1	2.5	5.3	2.1	0.86	1.25
Centro										
Calitri	3.5	5.8	1.7	1.76	2.3	2.5	7.2	2.9	0.86	1.46
SEG_4R	3.5	7.1	2.0	1.76	2.5	2.5	9.3	3.7	0.86	1.65
Media	3.5	5.9	1.7	1.76	2.3	2.5	7.3	2.9	0.86	1.46

Tab. 6.6: Edificio di quattro piani: duttilità di spostamento.

	Non tamponato					Tamponato				
	$\delta_y$ (cm)	$\delta_u$ (cm)	$\mu$	$T_i$ (s)	$T_{eff}$ (s)	$\delta_y$ (cm)	$\delta_u$ (cm)	$\mu$	$T_i$ (s)	$T_{eff}$ (s)
El	1.3	1.5	1.2	0.58	0.64	0.9	1.6	1.8	0.42	0.56
Centro										
Calitri	1.3	1.7	1.3	0.58	0.66	0.9	1.7	1.9	0.42	0.58
SEG_4R	1.3	1.8	1.4	0.58	0.69	0.9	1.7	1.9	0.42	0.58
Media	1.3	1.67	1.3	0.58	0.66	0.9	1.67	1.9	0.42	0.58

Le considerazioni che seguono si riferiscono all'edificio di otto piani, con particolare riferimento agli accelerogrammi di Calitri e SEG\_4R, i quali forniscono condizioni limite in termini di durata e quindi di impegno in campo anelastico. Opportune modifiche che tengano conto dei diversi valori di duttilità e periodo proprio ne consentono l'estensione al caso dell'edificio di quattro piani.

Le Figg. 6.12 e 6.13 riportano, nel caso di Calitri, gli spettri del coefficiente sismico per diversi valori di duttilità  $\mu$  ai fini del confronto con il valore massimo di  $C_y$  derivato dall'analisi *pushover* in relazione al campo di periodi compreso tra il periodo iniziale e quello effettivo. In questo intervallo il valore massimo di  $C_y$  viene raggiunto per un valore di duttilità compreso tra 2 e 3 nel caso dell'edificio non tamponato, ed estremamente variabile tra 3 e valori maggiori di 6 nel caso

dell'edificio tamponato. Nel caso relativo al segnale SEG\_4R, illustrato nelle Figg. 6.14 e 6.15, la duttilità varia tra 1 e 2 per l'edificio non tamponato e tra 2 e 6 per quello tamponato.

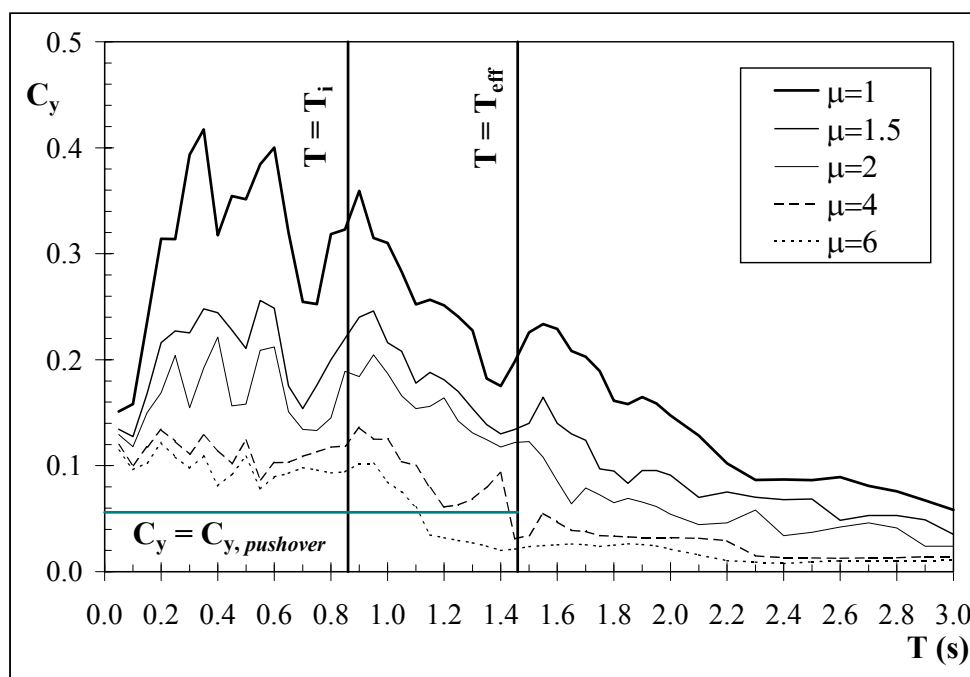


Fig. 6.12 - Calitri (PGA=0.09g): edificio non tamponato.

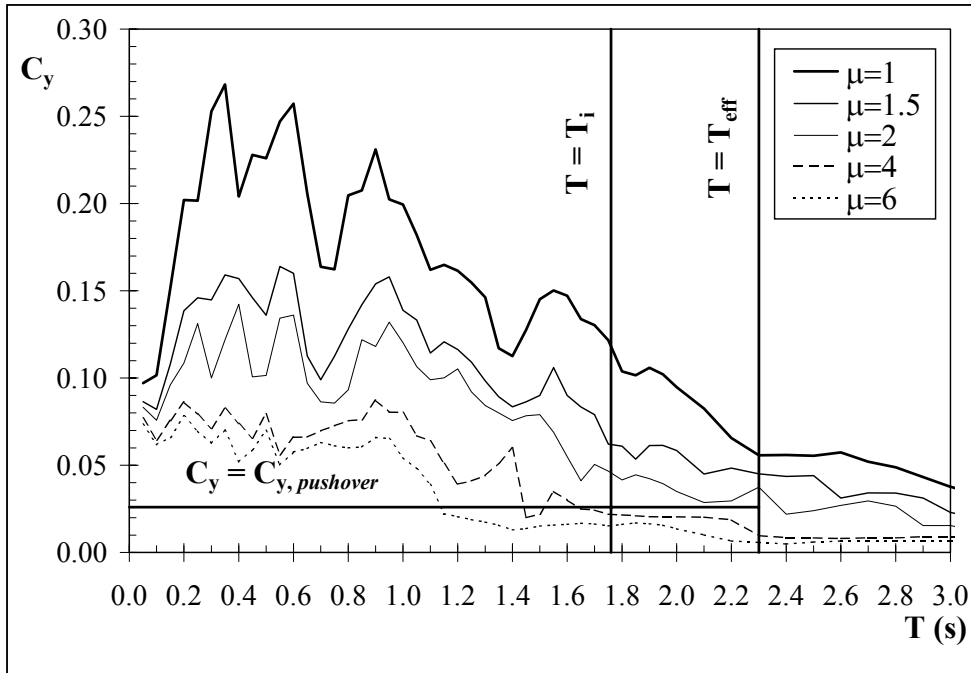


Fig. 6.13 - Calitri (PGA=0.14g): edificio tamponato.

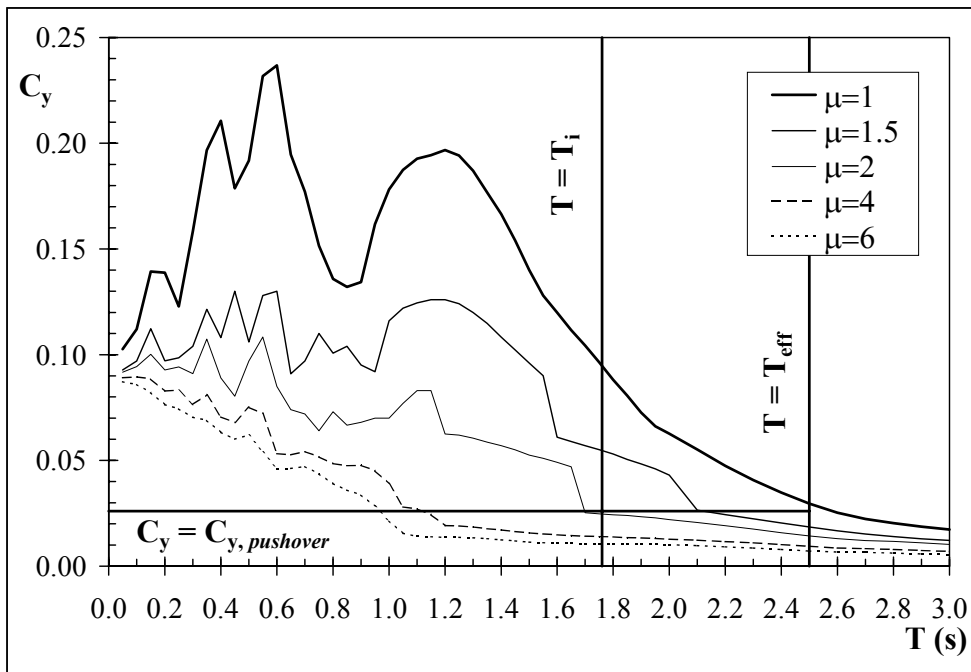


Fig. 6.14 - SEG\_4R (PGA=0.1g): edificio non tamponato.

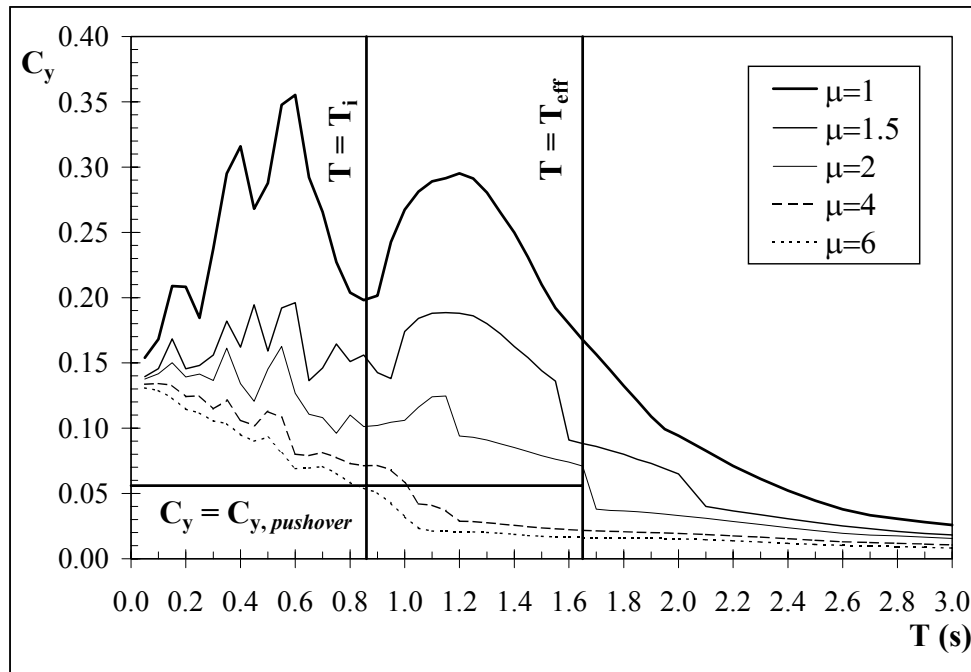


Fig. 6.15 - SEG\_4R (PGA=0.15g): edificio tamponato.

La concordanza tra i valori dei periodi effettivi e la stima della duttilità richiesta sembra meno soddisfacente nel caso di SEG\_4R. Si deve però precisare che, mentre il quadro finale complessivo di danneggiamento corrispondente ai due segnali è sostanzialmente paragonabile, la progressione con cui il danno si cumula è considerevolmente diversa, come si può dedurre dalle storie temporali delle energie immesse nel sistema strutturale definito dal modello pseudotridimensionale dell'edificio in esame. Infatti nel caso di SEG\_4R la quasi totalità dell'energia di input viene impartita al sistema in maniera molto rapida, portando gli edifici al collasso dopo un numero ridotto di cicli di danneggiamento. Viceversa il danneggiamento cui sono sottoposti gli edifici soggetti all'accelerogramma di Calitri è piuttosto graduale, potendosi identificare alcuni salti significativi nel grafico dell'energia di input relativo a questo segnale.

#### 6.4 Conclusioni

Una valutazione complessiva dei risultati ottenuti consente di effettuare le seguenti osservazioni sulla vulnerabilità degli edifici in cemento armato situati nell'area della Sicilia Sudorientale:

- la vulnerabilità sismica degli edifici privi di tamponature risulta molto elevata, non permettendo di raggiungere valori efficaci dell'accelerazione di picco al collasso superiore a 0.10 g;
- la presenza di tamponature continue in elevazione riduce il livello di vulnerabilità, fino a ottenere valori efficaci dell'accelerazione di picco al collasso intorno a 0.20 g, senza però evidenziare un diverso meccanismo di collasso;
- un fattore negativo è costituito dall'assenza di armature trasversali nei nodi dei telai esistenti. La mancanza di confinamento e la scarsa resistenza del calcestruzzo portano alla rottura prematura di questi collegamenti e quindi a un assetto strutturale molto sfavorevole, con il sopraggiungere del collasso per schiacciamento del calcestruzzo;
- la capacità globale di dissipazione dell'energia è molto ridotta, e il fattore di struttura convenzionale può stimarsi mediamente in un valore prossimo a 2;
- il confronto tra l'analisi dinamica e l'analisi *pushover* lascia ipotizzare che a meccanismi di collasso sostanzialmente identici corrispondano, al variare delle caratteristiche energetiche dell'input sismico, differenti richieste di duttilità.

Gli interventi di adeguamento sui telai degli edifici esistenti sono di problematica realizzazione e dubbia efficacia. Migliori soluzioni consistono nell'inserimento di una nuova struttura in cemento armato (ad esempio di pareti di taglio), o di elementi dissipativi di tipo passivo.



## BIBLIOGRAFIA

- Decanini, L., Gavarini, C. & Bertoldi, S.H. (1993): Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche. Un modello semplificato. Confronto sperimentale e numerico". *Atti del 6° Convegno Nazionale ANIDIS L'Ingegneria Sismica in Italia*, Perugia, 13-15 ottobre 1993, **2**, 815-826.
- Decanini, L., Gavarini, C., Bertoldi, S. & Mollaioli, F. (1994): Modelo simplificado de Paneles de Mamposteria con Aberturas incluidos en marcos de concreto reforzado y metalicos. Comparacion y calibracion con resultados experimentales y numericos. *9<sup>th</sup> International Seminar on Earthquake Prognostics*, 19-23 September 1994, San Josè, Costa Rica.
- Decanini, L., Gavarini, C. & Mollaioli, F. (1996): Strengthening of frame buildings with infill masonry. *Proc. of the Italian-French Symposium on Strengthening and Repair of structures in seismic areas*, 17-19 October 1994, Nice, France.
- Decanini, L. & Mollaioli, F. (1998): Formulation of elastic input energy spectra. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.* **27**, 1503-1522.
- Decreto Min. LL.PP. 20.11.87. Norme Tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.
- Mondkar, D.P. & Powell, G.H. (1975): ANSR 1: General Purpose Program for Analysis of Nonlinear Structural Response. *Report No. EERC 75-37*, University of California at Berkeley.
- Priolo, E. (1999): 2-D spectral element simulations of destructive ground shaking in Catania (Italy). *Journal of seismology* (in stampa).
- Romanelli, F., Vaccari, F. & Panza, G. F. (1998): Ground motions scenario in the Catania area for a Magnitude 7.0 earthquake on the Hyblean fault. *Journal of seismology* (in stampa).
- Romanelli, F. (1998): *Rapporto Interno*. GNDT.
- Trifunac, M.D. & Brady, A.G. (1975): A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of Seismological Society of America*, **65**: 581-526.



## **7. PROGETTO DI UN INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO DI DUE EDIFICI DI CATANIA MEDIANTE L'UTILIZZO DI TECNICHE DI CONTROLLO SISMICO PASSIVO E TRADIZIONALE**

Attività dell'Unità di Ricerca dell'Università di Roma "La Sapienza"

*(F. Paolacci, V. Ciampi)*

### **7.1. Introduzione**

Nell'ambito degli obiettivi del "Progetto Catania" si è affrontato il caso studio di un intervento di adeguamento sismico per due edifici della città di Catania, il cui patrimonio edilizio è stato ampiamente realizzato, come noto, quasi esclusivamente in assenza di normativa sismica; si tratta infatti per lo più di edifici costruiti fra i primi anni 70 e gli inizi degli anni 80. Dopo una operazione di selezione condotta dalle unità operative di Catania e Napoli negli archivi del Genio Civile della Regione Sicilia e dello IACP, la scelta finale è caduta su due edifici, entrambi in c.a., in qualche modo rappresentativi di una più vasta tipologia.

Il primo fa parte di un complesso IACP costruito nel 1979 mentre il secondo è parte di un complesso di quattro palazzine per civile abitazione, costruite nel 1977. Entrambi presentano forma piuttosto regolare sia in pianta che in elevazione e non presentano irregolarità strutturali evidenti.

Una prima fase di studio della tipologia del sistema d'adeguamento da adottare ha portato alla conclusione che la considerazione di tecniche innovative è una scelta obbligata, anche per una verifica della loro applicabilità a edifici in cemento armato, tipologia edilizia estremamente diffusa nel nostro paese. Fra le tecniche innovative, quelle basate sull'utilizzo di controventi dissipativi meritano una attenzione particolare, sia per gli studi di natura teorica, che hanno portato alla definizione di efficaci metodologie di progetto, sia per la diffusione che essi hanno già avuto nel campo delle applicazioni. Si tratta di speciali sistemi di controvento che mostrano, rispetto ai controventi tradizionali, una maggiore capacità dissipativa, quando sottoposti a deformazioni inelastiche alternate di grande ampiezza, per essere caratterizzati da un comportamento isteretico pienamente dissipativo e non degradante col numero di cicli. Le potenzialità di un loro utilizzo nella protezione sismica risultano facilmente intuibili: l'incremento di rigidità migliora il comportamento strutturale in condizioni di servizio; la dissipazione, realizzata in modo stabile e controllato, migliora la risposta strutturale ad eventi sismici violenti.

Tra i vari sistemi proposti, caratterizzati, in tutti i casi, dalla presenza di speciali dispositivi di dissipazione, si citano anche quelli ideati e sperimentati all'Università di Roma, i cui dispositivi dissipativi, basati sullo snervamento dell'acciaio, sono inseriti in tipologie di controvento tradizionali [Ciampi 1991] [Ciampi et al. 1991] [Ciampi et al. 1992]. Sebbene esistano già alcune applicazioni pratiche, sia di progetto ex-novo che di adeguamento di edifici, ci sono stati ben

pochi contributi in relazione a proposte di metodologie semplici per il progetto dei controventi dissipativi ( [Filiatrault & Cherry, 1990] ad esempio), tanto che il problema è da considerarsi ancora aperto.

Nel 1995 gli scriventi hanno proposto una metodologia di progetto in grado di individuare le caratteristiche meccaniche ottimali di tali sistemi [Ciampi et al. 1995]. Il problema è stato affrontato utilizzando un approccio basato su spettri di risposta inelastici, a danno imposto, costruiti per un semplice sistema ad un g.d.l., rappresentativo di strutture in cui siano presenti controventi dissipativi; la procedura è applicabile sia per l'adeguamento sismico a norma degli edifici, intendendo con ciò il riconducimento del danno atteso, sotto sismi di elevata intensità, ai livelli considerati implicitamente accettabili dalla Normativa, sia per la protezione sismica di edifici strategici per i quali è richiesto uno speciale livello di protezione che escluda completamente il danno strutturale (Ospedali, Caserme etc.).

Il problema in considerazione è senz'altro inquadrabile nell'ottica dell'adeguamento sismico a norma. Al fine però di applicare la metodologia progettuale suindicata è necessario quantificare la capacità post-elastica degli edifici. Una misura globale di danno, usualmente indicata dalla normativa è il fattore di struttura  $K$ , ovvero la duttilità cinematica ad esso legata per mezzo di un oscillatore equivalente ad un grado di libertà [Krawinkler & Seneviratna 1998]. Nel campo di periodi usualmente presenti in edifici come quelli qui analizzati, la duttilità viene ad identificarsi col fattore di struttura, e, poiché la normativa per un edificio ben progettato prescrive  $K=4$ , questo suggerisce di adottare una duttilità cinematica globale pari a 4.

Viene infine proposta, per confronto, una soluzione di tipo più tradizionale basata sull'utilizzo, nell'adeguamento, di pareti di taglio in cemento armato, progettate nel rispetto della normativa GNDT. L'obiettivo principale è quello di mettere in luce i vantaggi che un sistema di tipo innovativo, quale il controvento dissipativo, può comportare rispetto a sistemi più tradizionali di intervento.

## **7.2. Descrizione degli edifici campione**

### ***7.2.1 Descrizione morfologica degli edifici***

Si fornisce una descrizione dei due edifici presi in considerazione per gli interventi di adeguamento; entrambi gli edifici, denominati in seguito IACP e Monterosso, sono stati progettati in assenza di normativa sismica. Il primo fa parte di un complesso IACP costruito a Catania alla fine degli anni 70. Il fabbricato preso in esame presenta pianta regolare di dimensioni  $11 \times 22$  m e 8 piani fuori terra per un'altezza totale di 24 m. La struttura è interamente in c.a. La sua configurazione risulta abbastanza regolare; essa è basata su tre telai longitudinali e tre telai trasversali, con ossatura portante costituita da pilastri a sezione rettangolare allungata variabile e diversamente orientati, e travi a sezione rettangolare, di tipo intradossato, (30 x 50 cm), nei telai trasversali, e a spessore nei telai longitudinali, (90 x 21 cm). I

solai sono di tipo latero-cementizio di spessore 16+5 cm, orientati tutti nella direzione trasversale. L'edificio presenta inoltre numerosi collegamenti orizzontali affidati unicamente al solaio. E' presente infine un corpo scala la cui struttura, risultando indipendente dall'edificio, non verrà messa in conto nella modellazione del fabbricato. La pianta tipo dell'edificio e una sua rappresentazione assonometrica sono illustrate in Figg. 7.1a e 7.1.b.

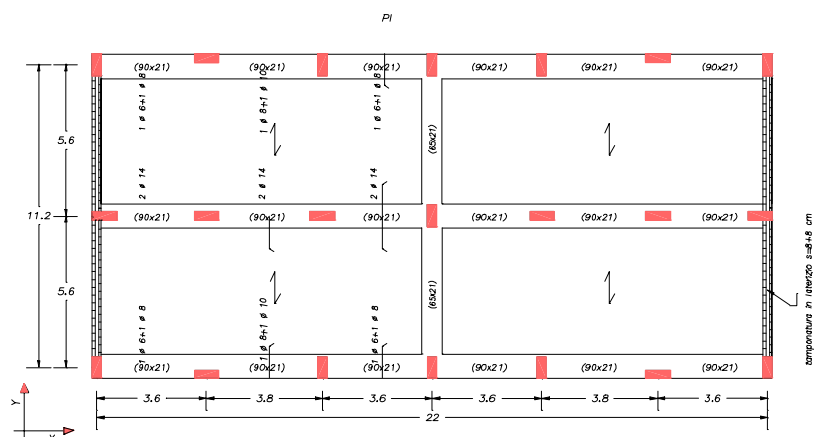


Fig. 7.1a - Pianta tipo edificio IACP.

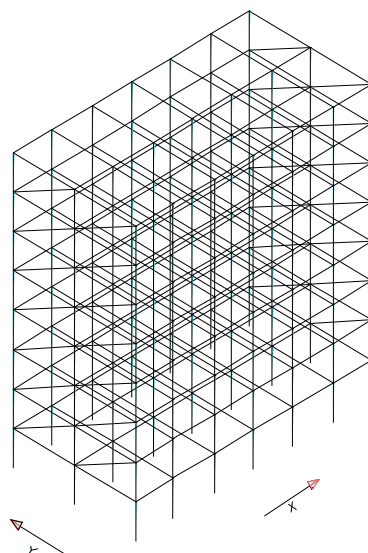


Fig. 7.1b - Vista assonometrica edificio IACP.

L'edificio Monterosso è parte invece di un complesso di quattro palazzine per civile abitazione, costruite a Catania nel 1977. Presenta anch'esso pianta rettangolare

allungata regolare, con dimensioni 41 x 10 m. Esso è composto da 3 piani fuori terra e un piano seminterrato per un'altezza totale di 12 m; la configurazione strutturale è sufficientemente regolare, con la presenza un'asse di simmetria in direzione trasversale. L'ossatura portante è costituita da pilastri con sezione rettangolare allungata variabile e diversamente orientati; le travi sono a sezione rettangolare, di tipo intradossato, (20x40, 20x50, 30x50 cm), nei primi tre piani, e a spessore nel solaio di copertura, (100 x 19 cm). I solai sono di tipo latero-cementizio di spessore 15+4 cm, orientati tutti nella direzione trasversale. La pianta del piano primo e una rappresentazione assonometrica dell'edificio sono illustrate in Fig. 7.2.

Anche l'edificio Monterosso presenta molteplici collegamenti affidati unicamente al solaio, mentre il corpo scala, con struttura a travi a ginocchio, è parte integrante della struttura, essendo posizionato all'interno dell'edificio, simmetricamente rispetto alla direzione trasversale.

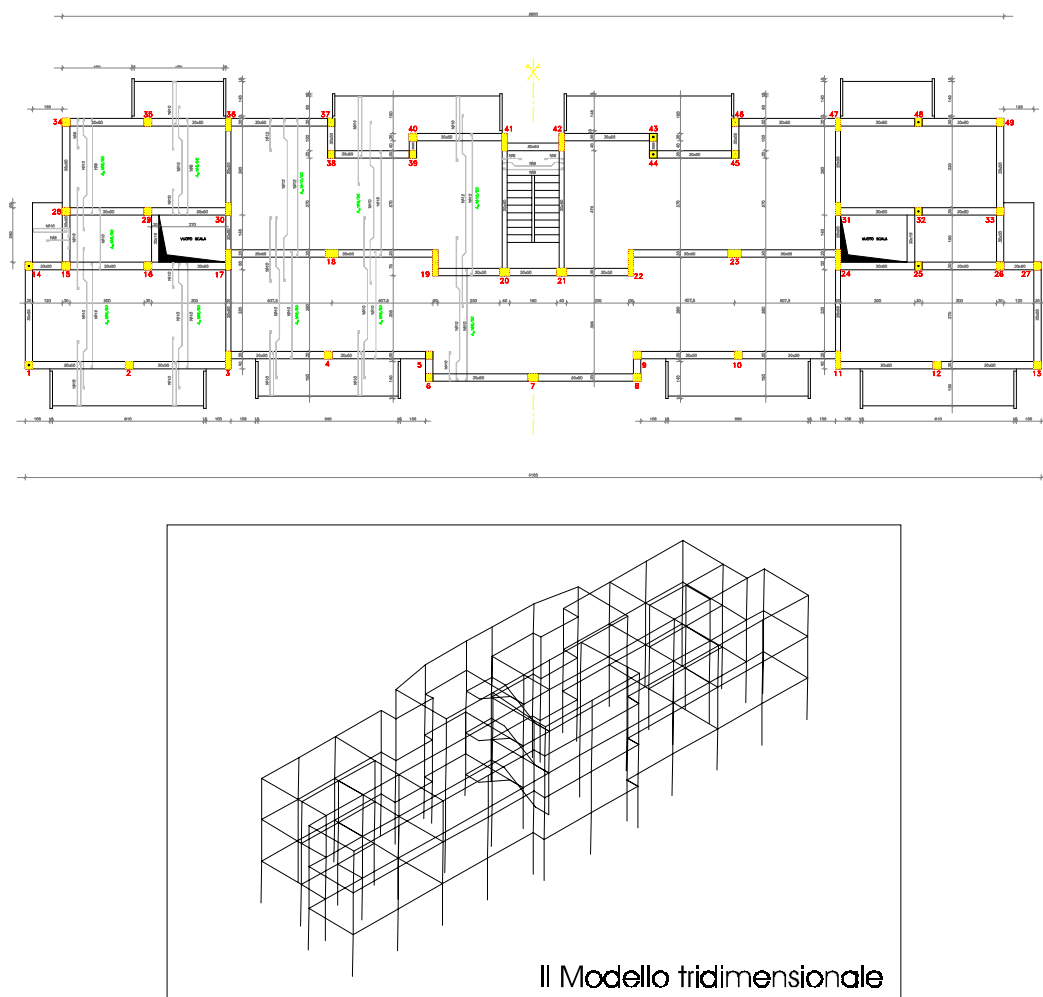


Fig. 7.2 - Pianta piano primo e vista assonometrica edificio Monterosso.

Poiché non è stato possibile avere a disposizione gli elaborati architettonici, si sono dovute operare delle ipotesi ragionevoli sulla posizione delle tamponature. Per entrambi gli edifici la scelta è stata quella di considerarle disposte alle estremità laterali degli stessi, trascurandone la presenza nella direzione longitudinale. D'altra parte poiché lo scopo è quello di analizzare il comportamento sismico dei due edifici in direzione trasversale l'ipotesi precedente può essere ritenuta plausibile.

### 7.2.2 Carichi e Masse di piano

L'analisi dei carichi di piano per la determinazione dei carichi verticali e delle masse, necessari rispettivamente nell'analisi statica e dinamica degli edifici considerati, è stata effettuata sulla base dei dati reperiti dagli elaborati progettuali disponibili e facendo delle ipotesi sui dati mancanti.

Si riportano nella Tab. 7.1 i valori dei pesi e delle masse di piano adottati per le elaborazioni successive:

Tab. 7.1 : Pesì e Masse di Piano dei due edifici.

<b>EDIFICIO MONTEROSSO</b>		
<b>PIANO</b>	<b>PESO W (t)</b>	<b>MASSA M (t*sec<sup>2</sup>/m)</b>
Copertura	134	15.07
Primo	356	36.3
Rialzato	353	36
Seminterrato	341	34.8
<b>EDIFICIO IACP</b>		
<b>PIANO</b>	<b>PESO W (t)</b>	<b>MASSA M (t*sec<sup>2</sup>/m)</b>
Ottavo	228.6	23.3
Settimo	228.6	23.3
Sesto	228.6	23.3
Quinto	228.6	23.3
Quarto	228.6	23.3
Terzo	228.6	23.3
Secondo	228.6	23.3
Primo	228.6	23.3

### 7.2.3 Caratteristiche meccaniche dei materiali

Per quanto concerne le caratteristiche meccaniche dei materiali presenti nei due edifici, non disponendo di prove di laboratorio, sono stati utilizzati, nelle fasi successive delle analisi, dati desunti dagli elaborati progettuali

La Tab. 7.2 riporta i dati utilizzati, con uso della simbologia indicata nel D.M 9/1/96:

Tab.7.2 : Caratteristiche meccaniche dei materiali.

	Classe Acciaio	Classe CLS
Edificio IACP	FeB 38 k	Rck 250
Edificio Monetroso	FeB 44 k	Rck 250

Per la simulazione del comportamento anelastico del calcestruzzo e dell'acciaio sono stati assunti i modelli previsti dalla normativa (D.M. 09 Gennaio 1996), ossia il modello CEB per il cls e il modello elastoplastico perfetto per l'acciaio, con deformazioni ultime pari al 0.35% e all'1% rispettivamente. Sono stati inoltre trascurati gli effetti della degradazione e della resistenza a trazione del cls.; è stata invece messa in conto l'interazione sforzo normale - momento flettente. Infine, per la tamponatura, supposta del tipo sandwich, con spessore totale  $s = 20$  cm, sono stati ipotizzati i seguenti valori delle caratteristiche meccaniche:

- Peso  $p$  = 500 Kg/ml
- Resistenza a compressione = 20 Kg/cm<sup>2</sup>
- Resistenza a taglio = 2 Kg/cm<sup>2</sup>
- Resistenza a scorrimento = 1.33 Kg/cm<sup>2</sup>

#### 7.2.4 Valutazione della duttilità disponibile

Le capacità post-elastiche di una struttura, ovvero il livello di danno che essa può eventualmente subire durante un evento sismico, sono determinabili utilizzando criteri più o meno sofisticati in grado di tener conto di tutti quei fattori che contribuiscono a determinarne il collasso (degrado della rigidezza e della resistenza locale, rottura per taglio, pinching etc..). Un criterio estremamente semplice, al quale molte normative fanno esplicito riferimento, è quello della duttilità cinematica definita come rapporto fra spostamento massimo e spostamento allo snervamento della struttura. Pur nella sua semplicità il criterio presenta alcune difficoltà di applicazione. La più evidente è quella di definire valori globali dello spostamento che siano rappresentativi dell'effettivo impegno plastico al quale l'edificio è soggetto. Una proposta ragionevole potrebbe essere quella di valutare la capacità post-elastica di sezione per poi stimare la duttilità di piano attraverso passaggi successivi legati al meccanismo di collasso prescelto. E' noto però che tali passaggi presentano serie difficoltà, per cui la scelta è ricaduta su di un criterio ancora piuttosto semplice e che si basa sulla definizione di duttilità di piano ovvero il rapporto fra drift di piano massimo e il corrispondente drift al limite elastico. Alcuni dettagli a riguardo sono discussi nel paragrafo 7.4



La duttilità cinematica di sezione resta comunque un indicatore utile per definire il livello di danneggiamento strutturale anche se le indicazioni restano a livello locale. Occorre in ogni caso determinare la curvatura ultima della sezione e poi, ipotizzando una plausibile lunghezza della cerniera plastica  $l_p$ , valutare la rotazione ultima della sezione che rapportata alla rotazione allo snervamento fornisce il valore della duttilità cercata. Un valore conservativo di  $l_p$  può essere assunto pari a  $0.5-1.0 h$  con  $h$  altezza della sezione.

Per le travi è risultata una duttilità massima di sezione pari a circa 16 per l'edificio Monterosso e 17 per l'edificio IACP, mentre per i pilastri essa dipende fortemente dal livello di sforzo normale massimo non noto a priori. Una volta determinate le modalità di formazione delle cerniere plastiche è possibile valutare, dall'analisi della evoluzione della loro distribuzione nelle membrature, la tipologia del meccanismo di collasso globale degli edifici.

### **7.3 Studio della risposta sismica degli edifici in assenza di interventi di adeguamento**

Il progetto di un qualsiasi intervento di adeguamento sismico di strutture presuppone la conoscenza del loro comportamento, nelle condizioni attuali, sotto l'azione sismica di progetto. A tale scopo nei paragrafi successivi vengono illustrati i risultati di indagini numeriche per la valutazione della risposta dei due edifici, soggetti ad accelerogrammi impressi alla base. Questi ultimi sono stati scelti come rappresentativi di azioni sismiche caratteristiche della zona di Catania e sono sia di tipo generato artificialmente che di tipo naturale.

Oltre alla scelta della tipologia di accelerogrammi è stato necessario individuare un modello strutturale adeguato alla simulazione del comportamento sismico degli edifici. Indagini preliminari hanno mostrato che, per entrambi gli edifici, l'effetto dell'accoppiamento torsionale, sia in campo elastico che plastico, è trascurabile, mentre la direzione più sfavorevole dell'azione sismica risulta essere quella trasversale. Ciò ha suggerito, anche al fine di ridurre l'onere computazionale, di utilizzare modelli piani per la valutazione della risposta strutturale ad azioni sismiche nella direzione trasversale.

Sono state preventivamente eseguite analisi dinamiche modali, in campo elastico e con modellazione pienamente spaziale, per la determinazione dei periodi fondamentali e relative forme modali. La capacità portante è stata determinata invece su modelli piani, attraverso analisi statiche equivalenti non lineari (analisi push-over), che consentono di stimare, anche se in maniera approssimata, la resistenza massima e il meccanismo di collasso degli edifici. Una verifica di questi ultimi risultati viene poi effettuata mediante analisi dinamiche non lineari al passo, per accelerogramma impresso alla base. A tal fine viene utilizzato un programma agli elementi finiti (ANSR) in grado di effettuare analisi non lineari sia statiche che dinamiche. Per la modellazione delle membrature è stato scelto un elemento di trave elastica con cerniere elasto-plastiche di estremità, mentre la tamponatura è stata modellata per mezzo di elementi non lineari di asta, a plasticità governata da una

legge costitutiva differenziale, capace di simulare comportamenti complessi per opportune tarature dei parametri.

### 7.3.1 La scelta del modello

Lo scarso grado di accoppiamento torsionale che i due edifici presentano, ha indirizzato verso l'adozione di semplici modelli piani. Poiché, poi, la direzione più sfavorevole dell'azione è risultata essere quella trasversale, si è deciso di estrarre dal modello tridimensionale, usato soltanto per le analisi modali in campo elastico, un modello pseudo-tridimensionale costituito da una serie di telai trasversali disposti in parallelo. Lo spostamento orizzontale di piano nella direzione trasversale costituisce quindi lo spostamento orizzontale di piano dei singoli telai. La simulazione di tale comportamento è stata possibile con l'adozione di bielle rigide che collegano i telai fra loro.

Alcune difficoltà di modellazione sono risultate dalla diffusa assenza di collegamenti trasversali ordinari, sostituiti nel caso specifico dal solaio. Si è deciso di adottare travi trasversali fittizie, le cui caratteristiche sono state desunte dall'accoppiamento di un numero significativo di travetti del solaio a ridosso dei pilastri interessati dal collegamento. Il modello così realizzato permette di tenere conto della scarsa, anche se non nulla, influenza del solaio nei collegamenti trasversali.

L'edificio Monterosso presenta inoltre alcuni collegamenti fra pilastri non perfettamente allineati con la direzione trasversale, caratteristica capace di indurre un certo grado di accoppiamento fra la risposta nella direzione trasversale e longitudinale; questo effetto è stato però ritenuto trascurabile.

Analizzando la planimetria dell'edificio IACP (Fig. 7.3), è possibile individuare la presenza di tre telai trasversali corrispondenti ai due allineamenti trasversali di bordo e all'allineamento trasversale centrale. I restanti allineamenti non presentano travi di collegamento; queste sono state sostituite nel modello da travi fittizie di dimensioni 90 x 21 cm. Le tamponature, ai fini del comportamento sismico trasversale, sono state ipotizzate alle estremità dell'edificio. In definitiva il modello piano utilizzato per la simulazione del comportamento sismico dell'edificio IACP consta di 7 telai a due campate e 8 piani.

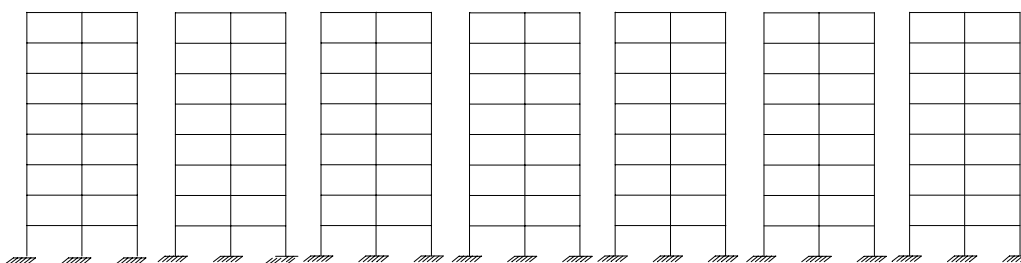
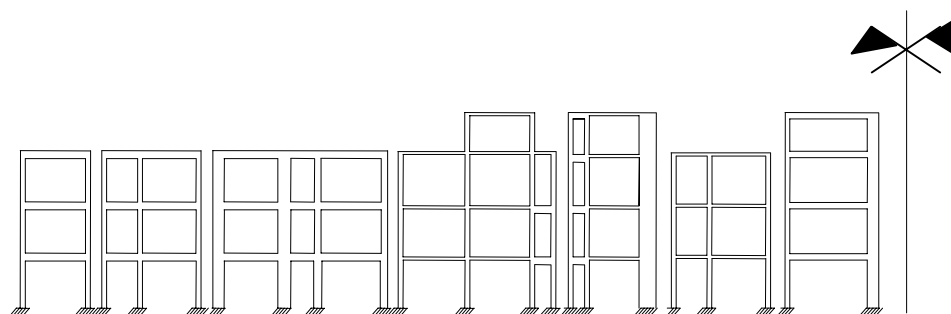


Fig. 7.3 - Il modello piano dell'edificio IACP.

L'edificio Monterosso presenta solamente 4 allineamenti per i quali esiste una trave di collegamento. Anche in questo caso è stato necessario ipotizzare la presenza di travi fittizie; esse presentano una sezione di dimensioni 90 x 21 cm ed un armatura pari a quella presente nei travetti di solaio adiacenti l'allineamento considerato. Il modello finale, illustrato in Fig. 7.4 è composto dunque da ben 12 telai trasversali con numero di campate variabili fra due a tre.



*Fig. 7.4 - Il modello piano dell'edificio Monterosso.*

L'analisi del comportamento statico e dinamico dei modelli così individuati è stato effettuato con l'ausilio di un programma agli elementi finiti sviluppato presso l'Università di Berkeley in California (ANSR). La libreria degli elementi contiene anche un elemento di trave elastica a plasticità concentrata, individuata in cerniere di estremità di tipo elasto-plastico incrudente, con interazione momento flettente e sforzo normale. Travi e pilastri sono stati modellati utilizzando proprio questo tipo di elemento.

E' noto che la presenza delle tamponature può alterare in maniera più o meno favorevole le caratteristiche dinamiche di una struttura e spesso può migliorare il suo comportamento sismico. Nel caso infatti che siano di buona qualità, disposte in maniera tale da evitare pericolosi effetti torsionali o irregolarità meccaniche in elevazione, le tamponature possono generare un rilevante incremento della capacità portante. In letteratura esistono molteplici contributi nella direzione della formulazione di modelli di calcolo in grado di riprodurre in maniera affidabile il comportamento delle tamponature. Decanini ed altri. propongono ad esempio un modello ampiamente studiato e sperimentato, basato sul concetto di biella equivalente [Decanini et alt. 1993] [Decanini et alt. 1994]. In sostanza si considerano bielle fittizie, resistenti a sola compressione, idealmente collegate con cerniere ai nodi dei telai. Le dimensioni sono tali da simulare efficacemente la rigidità dei pannelli murari completamente fessurati. La resistenza equivalente a rottura viene invece determinata mediante una tensione ultima di compressione fittizia, i cui valori dipendono dalla modalità di rottura della tamponatura. Il comportamento ciclico di tale modello è schematizzato mediante una legge bilineare che è l'involuppo di una

legge poligonale più complessa; essa è quindi caratterizzata da una rigidezza equivalente e da una resistenza ultima, le cui espressioni sono state ricavate in funzione di numerose prove sperimentali su prototipi in scala soggetti a carichi laterali simili a quelli prodotti dalle azioni sismiche.

Il comportamento ciclico delle tamponature sotto l'azione sismica comporta anche fenomeni di degradazione in rigidezza e resistenza. Tale comportamento è stato simulato, nelle analisi qui svolte, mediante l'adozione di un elemento finito di asta, il cui comportamento assiale è definito da una generica legge costitutiva di tipo differenziale, affetta da degrado dei parametri che ne definiscono la forma. La degradazione viene determinata sulla base della massima ampiezza di deformazione raggiunta durante i cicli e dell'energia dissipata nelle deformazioni plastiche, [Spacone et al. 1992].

### 7.3.2 Descrizione dell'input sismico

Nell'ambito del progetto Catania alcune unità operative hanno lavorato alla generazione di accelerogrammi artificiali che possano rappresentare un evento potenzialmente dannoso per il patrimonio edilizio della città di Catania [Priolo 1999] [Romanelli et al. 1998].

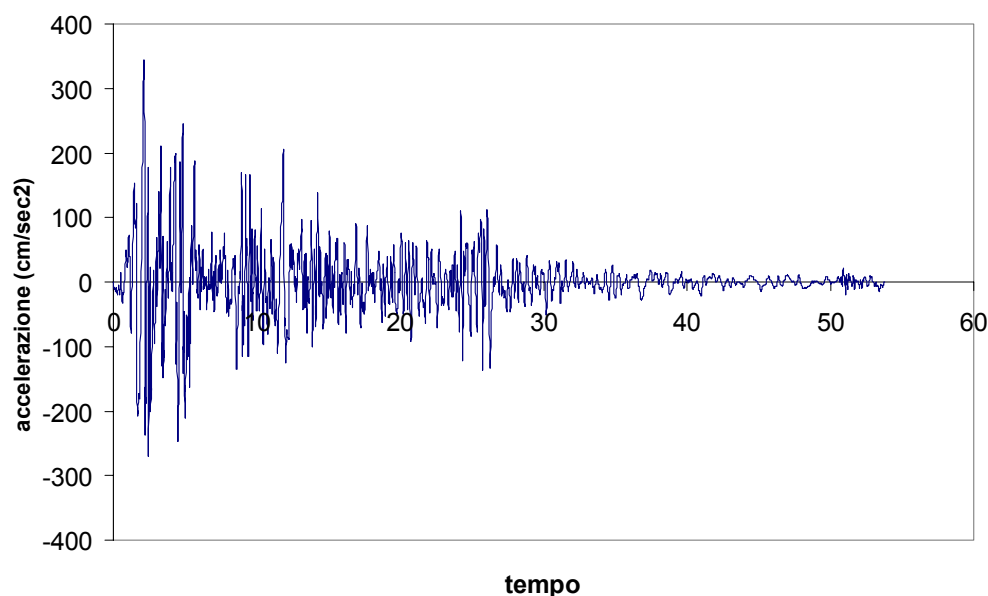


Fig. 7.5 - Accelerogramma di El Centro.

Sulla base di alcune indagini preliminari, le cui conclusioni sono riportate in [Bruno et al. 2000], la scelta degli accelerogrammi che si sono poi utilizzati nelle analisi ha incluso anche registrazioni di eventi naturali. In particolare si sono usati, in

quel che segue, una delle registrazioni del terremoto di El Centro del 1940, (Fig. 7.5) e un segnale artificiale denominato SEG\_4R [Priolo 99], (Fig. 7.6). Tale scelta è giustificata dal fatto che la massima domanda di energia associata a questi due eventi sismici è situata nell'intorno dei periodi propri dei due edifici. Per essi ci si aspetta dunque un potenziale distruttivo piuttosto elevato.

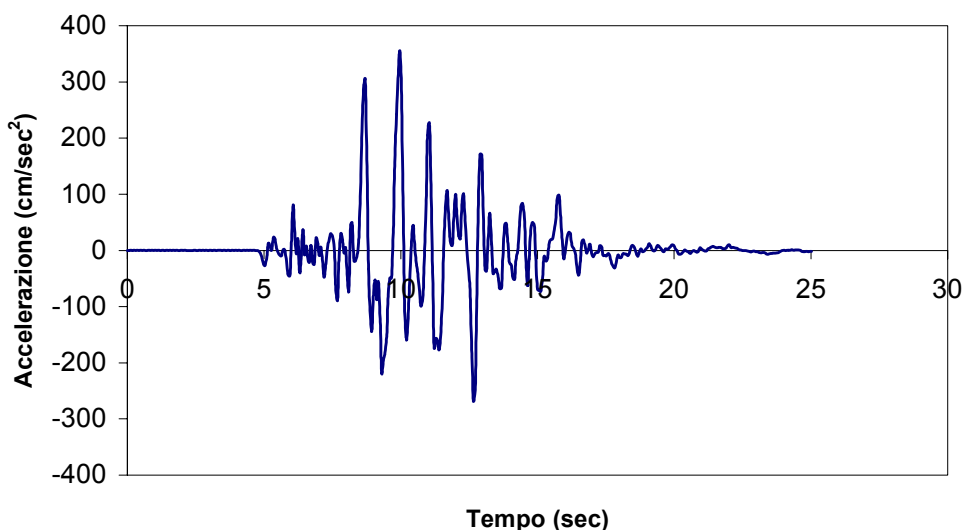


Fig. 7.6 - Accelerogramma artificiale SEG\_4R.

### 7.3.3 L'analisi modale degli edifici

Al fine di individuare le frequenze proprie degli edifici assieme ai modi di vibrare corrispondenti, sono stati utilizzati modelli completamente tridimensionali, in campo elastico lineare. L'analisi è stata condotta utilizzando il codice SAP90.

Tab. 7.3: Risultati dell'analisi modale edificio IACP.

	<b>Modo 1 (tamponato)</b>	<b>Modo 1 (non tamponato)</b>
<b>Periodo (sec)</b>	0.86	1.77
<b>% massa eccitata</b>	77	80

Tab. 7.4 : Risultati dell'analisi modale edificio Monterosso.

	<b>Modo 1 (tamponato)</b>	<b>Modo 1 (non tamponato)</b>
<b>Periodo (sec)</b>	0.42	0.58
<b>% massa eccitata</b>	76.4	78

Le Tab. 7.3 e 7.4 mostrano i risultati delle analisi in termini del primo periodo proprio.

Per entrambi gli edifici esso corrisponde alla direzione trasversale per la quale il modo è puramente traslazionale. Per l'edificio IACP i modi successivi sono disaccoppiati; si è ottenuto infatti un secondo modo puramente traslazionale e un terzo modo puramente rotazionale intorno al centro delle rigidezze. Per l'edificio Monterosso i modi successivi al primo sono invece accoppiati anche se la percentuale di massa eccitata è prevalentemente traslazionale per il secondo modo e rotazionale per il terzo. L'analisi modale ha mostrato, per entrambi gli edifici, come il modo prevalente sia il primo, al quale è associata la più alta percentuale di massa eccitata.

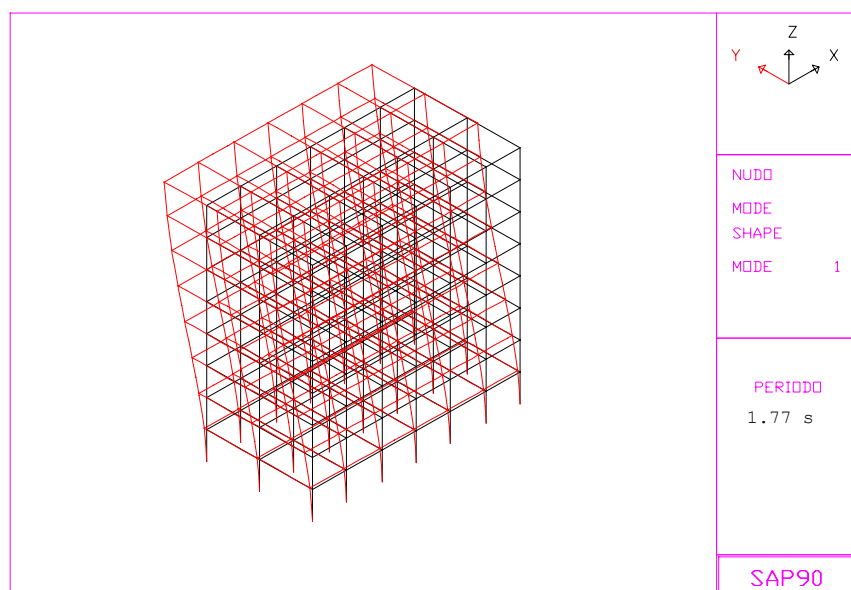


Fig. 7.7 - Il primo modo dell'edificio IACP non tamponato (modello 3D).

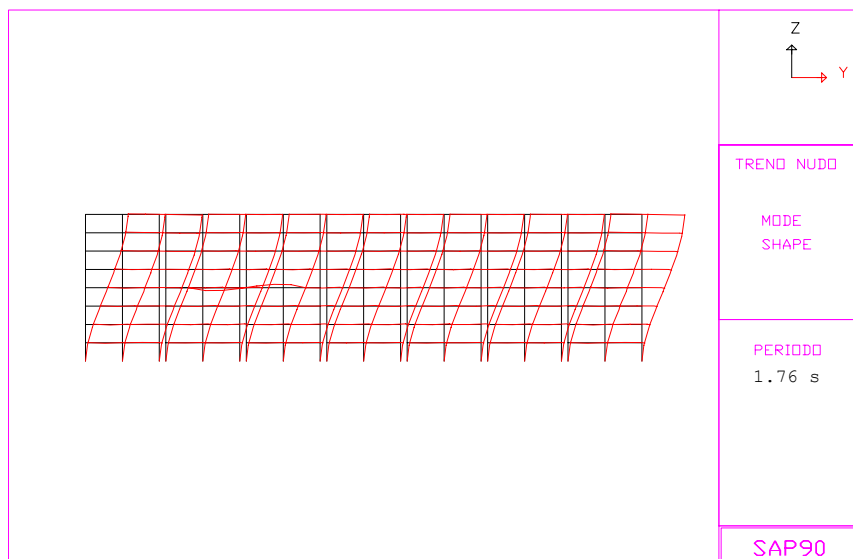


Fig. 7.8 - Il primo modo dell'edificio IACP non tamponato (modello piano).

Le Fig. 7.7 mostra la deformata relativa al primo modo di vibrare dell'edificio IACP. Si osservi come il modo sia traslazionale e come presenti una forma prossima a quella lineare, informazione, questa, utile per le successive analisi e in particolare per l'applicazione dell'analisi statica equivalente. Un comportamento analogo si verifica per l'edificio Monterosso.

Una verifica, almeno in campo elastico, sulla rappresentatività dei modelli piani precedentemente descritti è stata possibile effettuando un confronto dei risultati, ottenuti con modelli tridimensionali, con quelli ottenuti per i corrispondenti modelli piani equivalenti. A titolo di esempio la Fig. 7.8 riporta il primo modo di vibrare del modello piano IACP. Esso corrisponde sostanzialmente al modo di vibrare di Fig. 7.7, con un periodo di vibrazione praticamente coincidente e pari a  $T_f = 1.76$  sec.

#### 7.3.4 Valutazione della capacità portante

La determinazione della capacità portante di un edificio è legata a fattori che, se non correttamente messi in conto, possono inficiare l'attendibilità delle procedure di analisi per la valutazione della vulnerabilità sismica.

Innanzitutto il modello di calcolo e le approssimazioni che comporta. E' noto che in letteratura esistono modelli assai sofisticati per valutare il danno potenziale di un edificio sottoposto al sisma; ad esempio, nel 1992 è stato proposto un modello a plasticità diffusa in grado di simulare il comportamento di travi in presenza di degrado in rigidità e resistenza della sezione [Spacone et al. 1992]. Il modello a

plasticità concentrata nelle estremità delle aste è tuttavia ritenuto ancora piuttosto ragionevole, visto il grande vantaggio computazionale che esso comporta ed è stato quindi adottato nelle simulazioni della risposta statica e dinamica dei due edifici.

Per quanto riguarda l'affidabilità della procedura con la quale determinare la capacità portante, la soluzione ideale è senza dubbio l'analisi dinamica al passo. Questa procedura comporta innanzi tutto che si disponga di un insieme di accelerogrammi rappresentativi della zona nella quale l'edificio risiede, e poi che si utilizzino elementi finiti in grado di simulare in modo accettabile il comportamento ciclico delle membrature; la procedura non è affatto agevole e comporta alti oneri di modellazione e di elaborazione numerica.

Un metodo alternativo alle analisi dinamiche è l'effettuazione di analisi statiche non lineari note anche come analisi push-over. Queste non hanno una base teorica rigorosa e si basano sull'ipotesi che la risposta della struttura possa essere correlata alla risposta di un oscillatore ad un grado di libertà. Ciò implica che la risposta sia controllata da un singolo modo di vibrare e che la forma di tale modo rimanga costante durante tutta la storia delle sollecitazioni sismiche [Krawinkler & Seneviratna 1998]. Entrambe le ipotesi sono, in generale, non corrette anche perché la risposta dinamica può essere influenzata dai modi superiori. Nel caso specifico degli edifici analizzati l'analisi modale ha messo in evidenza la prevalenza del primo modo nella direzione trasversale; il metodo può essere così applicato con margine di errore ridotto.

In campo non lineare la forma dei modi dipende dall'ampiezza dello spostamento. Ad esempio, nel caso di completa plasticizzazione ai piani dell'edificio, la forma corretta delle forze statiche equivalenti  $F_i$ , da applicare ai singoli piani sarebbe quella costante. La distribuzione lineare, prevista dalla normativa, è legata invece al comportamento elastico dell'edificio e conduce a valori della resistenza massima inferiori a quelli reali.

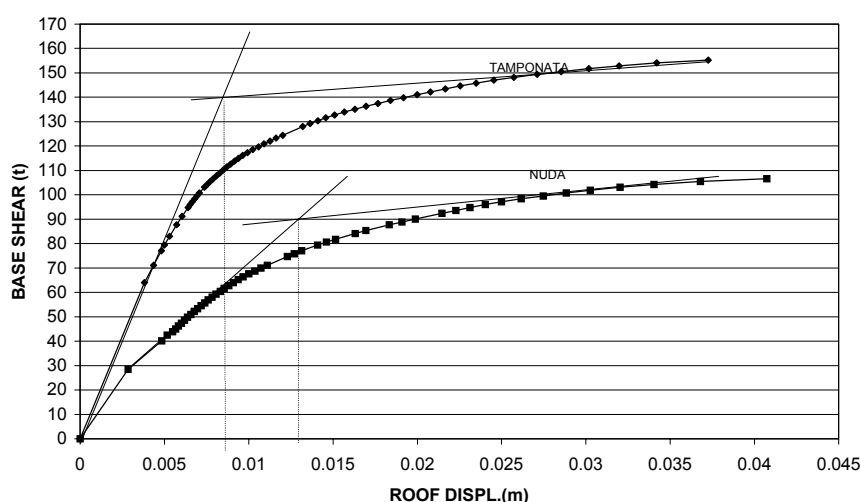


Fig. 7.9 - Analisi push-over edificio Monterosso.



Scegliendo, in via cautelativa, una distribuzione lineare di forze statiche equivalenti, ad ogni piano è applicata una forza che ha la seguente espressione:

$$F_i = (A_{rif}/g) W_i h_i \sum W_i / \sum W_i h_i$$

dove  $A_{rif}$  è l'accelerazione di riferimento,  $W_i$  e  $h_i$  sono rispettivamente il peso e l'altezza di piano rispetto al suolo, e  $g$  è l'accelerazione di gravità.

Tab. 7.5: Rigidezze e Resistenze globali dei due edifici.

<b>Edificio</b>	<b>Non Tamponato</b>		<b>Tamponato</b>	
	Rigidezza $K_f$ (t/m)	Resistenza $F_{fy}$ (t)	Rigidezza $K_f$ (t/m)	Resistenza $F_{fy}$ (t)
<b>IACP</b>	1424	47	5150	103
<b>Monterosso</b>	7200	96	17500	140

L'applicazione incrementale del carico permette di cogliere la variazione di rigidezza ogni qualvolta si sia formata una cerniera plastica nelle membrature. Il risultato delle analisi è sintetizzabile attraverso la relazione Taglio alla base – spostamento in sommità, che rappresenta in sostanza il comportamento dell'oscillatore elastoplastico equivalente ad un grado di libertà.

La rigidezza equivalente e la resistenza equivalente sono direttamente desumibili da tale relazione. Nel caso specifico la rigidezza equivalente è stata identificata con la rigidezza iniziale mentre la resistenza è quella fornita dal punto d'incontro fra le tangenti iniziale e finale alla curva.

Nelle Figg. 7.9 e 7.10, e nella Tab. 7.5, sono riportati i risultati delle analisi push-over per i due edifici. L'analisi è stata effettuata per i casi con e senza tamponature. L'effetto delle tamponature è evidente sia nei riguardi della rigidezza che della resistenza.

I risultati non permettono ancora di quantificare l'entità del danneggiamento massimo ammissibile nei due edifici. L'analisi push-over permette di determinare lo spostamento allo snervamento  $\delta_y$  ma non lo spostamento al collasso. Una scelta ragionevole è quella di identificare il danno nell'edificio con la duttilità di piano. Quest'ultima è definita, per ogni piano, come il rapporto fra il massimo drift e il corrispondente drift allo snervamento. Considerando un meccanismo di collasso a travi plasticizzate e duttilità massime di sezione disponibili pari a 16 e 17 per Monterosso e IACP rispettivamente, la duttilità massima di piano risulta circa 4-5. Tale valore è il limite superiore di danneggiamento ammissibile nei due edifici. Il suo superamento è indice di collasso.

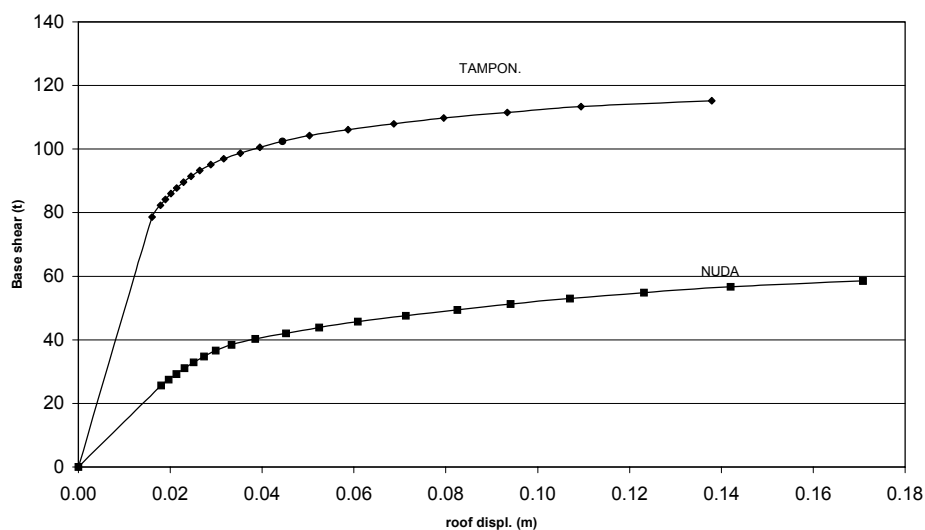


Fig. 7.10 - Analisi push-over edificio IACP.

Un ulteriore aspetto assai rilevante per gli scopi che qui ci si propone è la verifica delle indicazioni normative in vista di un intervento di adeguamento sismico; ciò può essere sinteticamente effettuato con riferimento alla resistenza normalizzata  $\eta_f$ , definita come rapporto fra il taglio massimo alla base dell'edificio e il prodotto fra l'accelerazione massima di progetto e la massa globale dell'edificio. Considerando un fattore di struttura  $K=4$ , la resistenza normalizzata minima prevista dalla proposta di normativa GNDT dovrebbe essere circa 0.6.

Per entrambi gli edifici, e per una accelerazione di progetto pari a 0.35g, i valori di  $\eta_f$  riportati in Tab. 7.6, sono invece assai inferiori a tale limite, indicando pertanto una elevata vulnerabilità sismica.

Tab. 7.6: Valori della resistenza normalizzata dei due edifici.

Edificio	Non tamponato	Tamponato
IACP	0.073	0.16
Monterosso	0.22	0.33

A conferma di quanto trovato con le analisi push-over sono state eseguite anche analisi dinamiche non lineari al passo, i cui risultati sono illustrati nel prossimo paragrafo.

### 7.3.5 Studio della risposta dinamica degli edifici ad accelerogrammi imposti alla base

L'analisi push-over, anche se capace di fornire una stima accettabile della resistenza globale, è comunque un metodo approssimato e per tale motivo si è scelto di effettuare anche analisi dinamiche ad accelerogramma impresso alla base. Il danneggiamento dell'edificio è infatti legato, oltre che al valore massimo dello spostamento post-elastico, anche all'energia dissipata durante il moto strettamente legata al comportamento ciclico delle membrature.

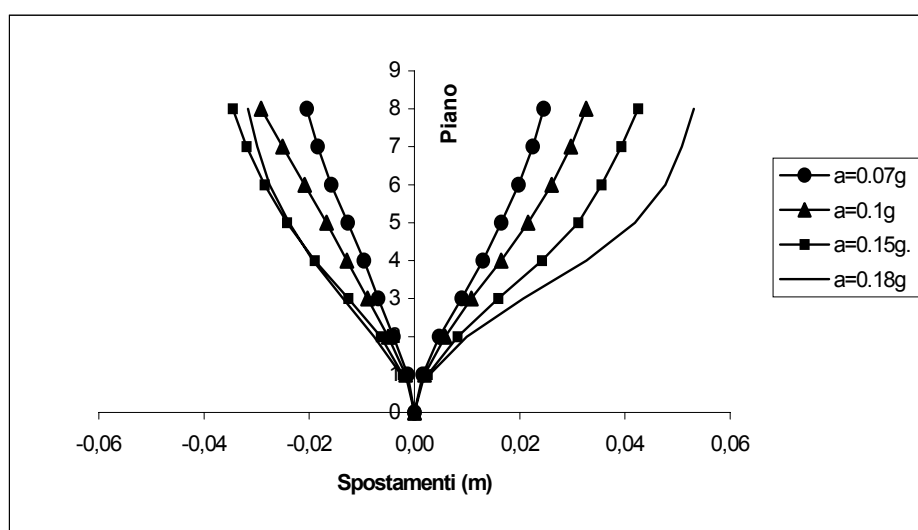


Fig. 7.11 - IACP: inviluppo spostamenti di piano (El Centro).

I modelli adottati nelle analisi sono ancora quelli indicati nelle Figg. 7.11 e 7.12 con l'ulteriore specifica di uno smorzamento modale valutato pari al 5% dello smorzamento critico. Gli accelerogrammi utilizzati nelle analisi sono quelli descritti nel par. 7.2. Il picco di accelerazione è stato scalato a valori crescenti fino al raggiungimento del collasso, definito come raggiungimento della massima duttilità di piano. I risultati presentati, ove non specificato, si riferiscono al caso di edifici tamponati.

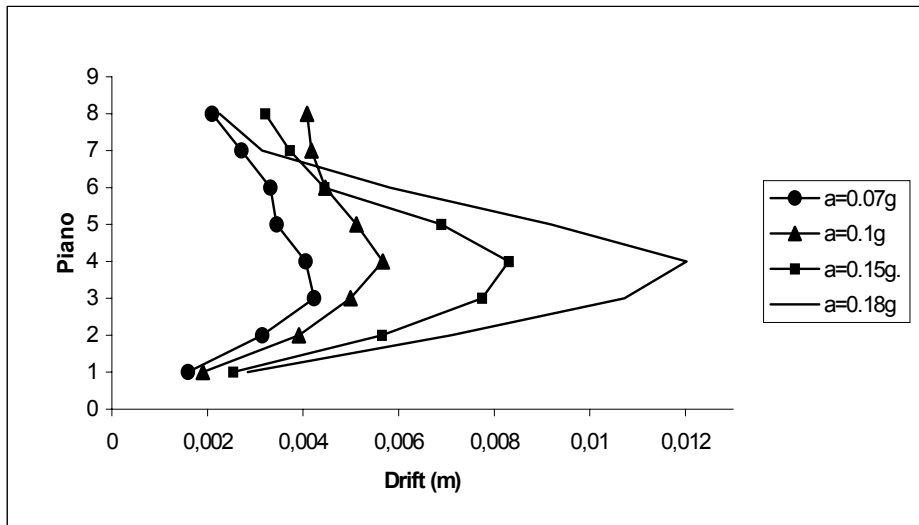


Fig. 7.12 - IACP: drift di piano (El Centro).

La Fig. 7.11 illustra l'involuppo lungo l'altezza degli spostamenti nell'edificio IACP sotto l'azione dell'accelerogramma di El Centro con accelerazione massima variabile da 0.07 g a 0.18g; oltre quest'ultimo valore si verifica il collasso. I valori degli spostamenti massimi ad ogni piano si verificano tutti allo stesso istante di tempo per cui l'andamento può essere interpretato come deformata massima dell'edificio sotto il sisma.

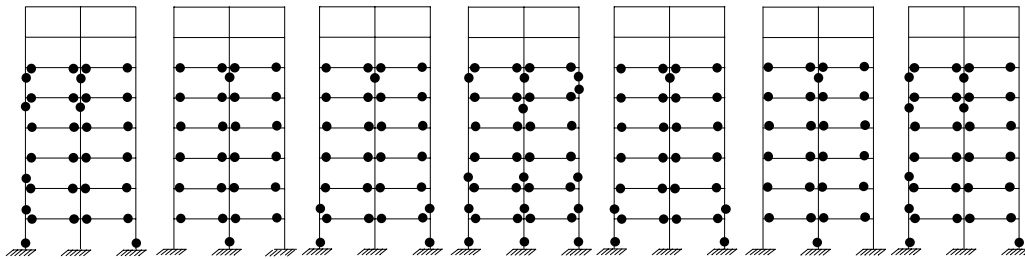


Fig. 7.13 - IACP: scenario cerniere plastiche (El Centro  $A_{G,max}=0.18g$ ).

L'andamento risulta piuttosto regolare con spostamento massimo in sommità variabile fra i 2 e i 5 cm. Il cambiamento di curvatura dei grafici denuncia la variabilità dello spostamento di interpiano. La Fig. 7.12 mostra infatti l'andamento del drift di piano dal quale si evince la presenza di un massimo al quarto piano, con valore che raggiunge i 12 mm.

La Fig. 7.13 mostra lo scenario delle cerniere plastiche formatesi nell'edificio IACP tamponato, in corrispondenza dell'accelerazione di picco 0.18g. Risulta

evidente che il meccanismo di collasso è a travi plasticizzate, con i pilastri che presentano cerniere plastiche prevalentemente al piede.

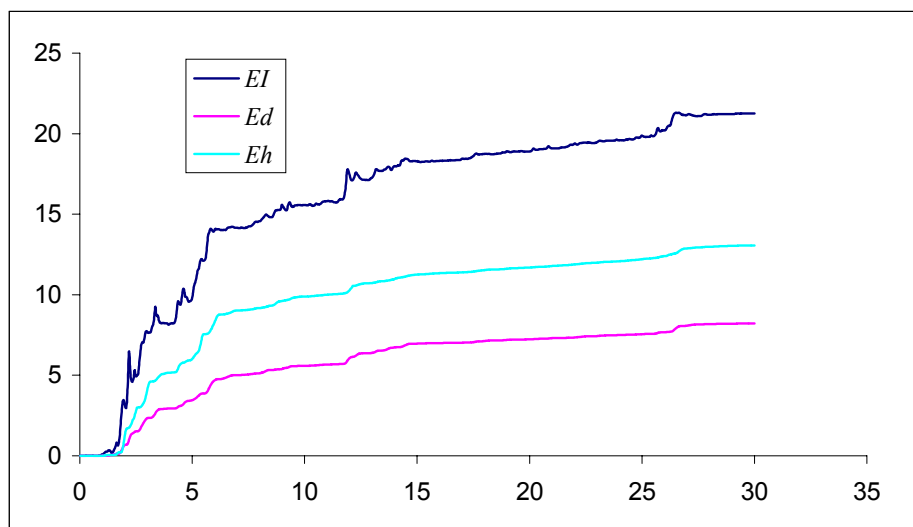


Fig. 7.14 - IACP: Time-History energie (El Centro  $A_{G,max}=0.18g$ ).

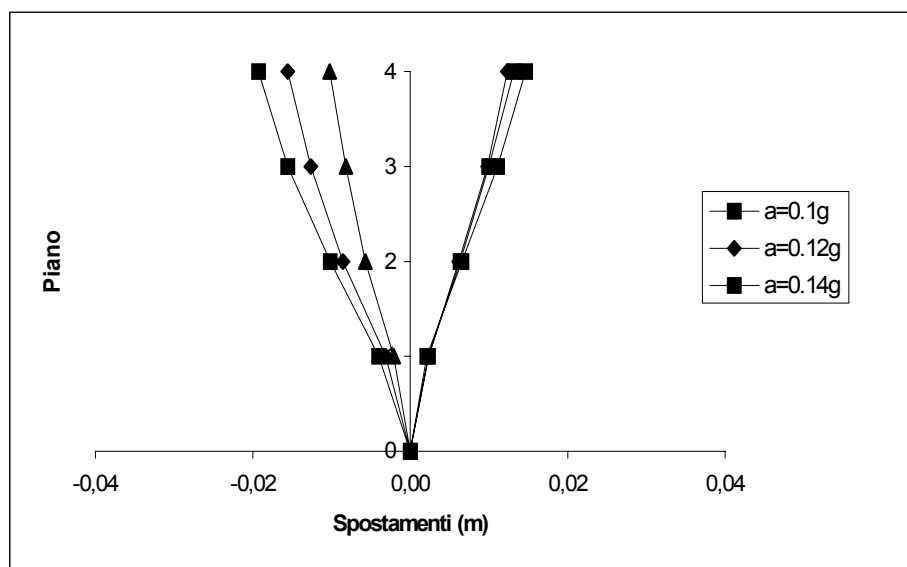


Fig. 7.15 - Monterosso: involucro spostamenti di piano (El Centro).

Per avere un'idea del comportamento sismico, nel tempo, dell'edificio sono state valutate le diverse forme di energia presenti durante il moto. La Fig. 7.14 mostra l'andamento nel tempo dell'energia di input ( $E_i$ ), dell'energia dissipata per isteresi ( $E_h$ ) e per smorzamento viscoso ( $E_d$ ). La forma del diagramma di evoluzione dell'energia di input mostra chiaramente come le energie recuperabili, (energia

cinetica ed elastica), possiedano picchi di ampiezza limitata e che la maggior parte dell'energia immessa dal sisma viene dissipata per effetto della formazione di cerniere plastiche e per smorzamento strutturale viscoso convenzionale.

L'analisi dinamica condotta sull'edificio Monterosso mostra per questo edificio una maggiore vulnerabilità rispetto all'edificio IACP. Le Figg. 7.15 e 7.16 mostrano l'evoluzione degli spostamenti e del drift di piano, nel caso di telaio tamponato, per i quali l'accelerazione massima corrispondente al collasso è risultata essere pari a 0.12g.

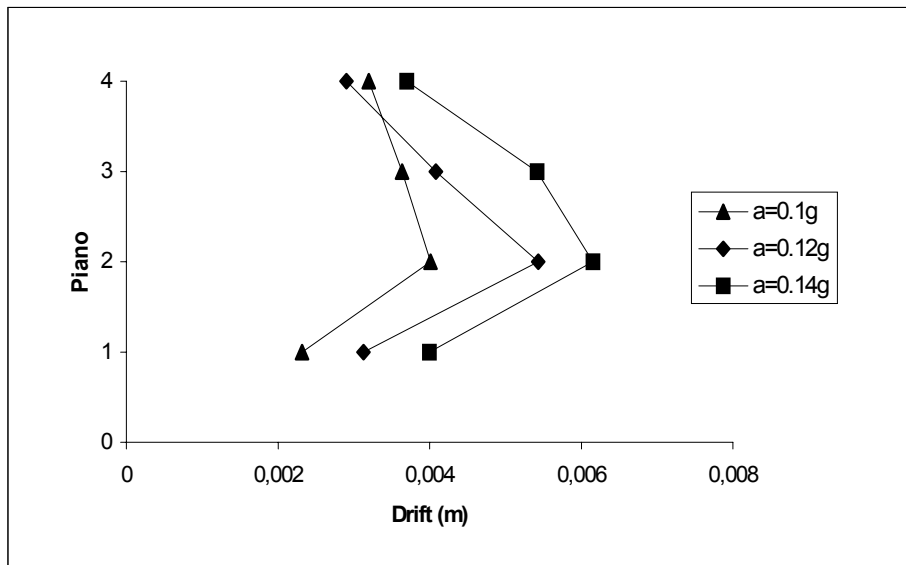


Fig. 7.16 - Monterosso: drift di piano (El Centro).

Anche in questo caso si osserva una concentrazione di danno ai piani intermedi, in particolare al secondo, dove il livello di spostamento relativo massimo, per accelerazione di picco 0.12 g, è pari 2/1000 dell'altezza di piano. Le duttilità corrispondenti raggiungono valori assai vicini a quelle disponibili, (duttilità di piano pari a 4), indicando così il collasso della struttura.

Per completezza di analisi, la Fig. 7.17 mostra l'evoluzione del drift di piano dell'edificio Monterosso sotto l'azione di uno degli accelerogrammi artificiali forniti per la zona di Catania.

Un confronto con la Fig. 7.16 permette di riconoscere andamenti simili. Si osservi ancora una volta come il drift massimo di verifichi al secondo piano. L'accelerazione di collasso risulta in questo caso pari a 0.13g.

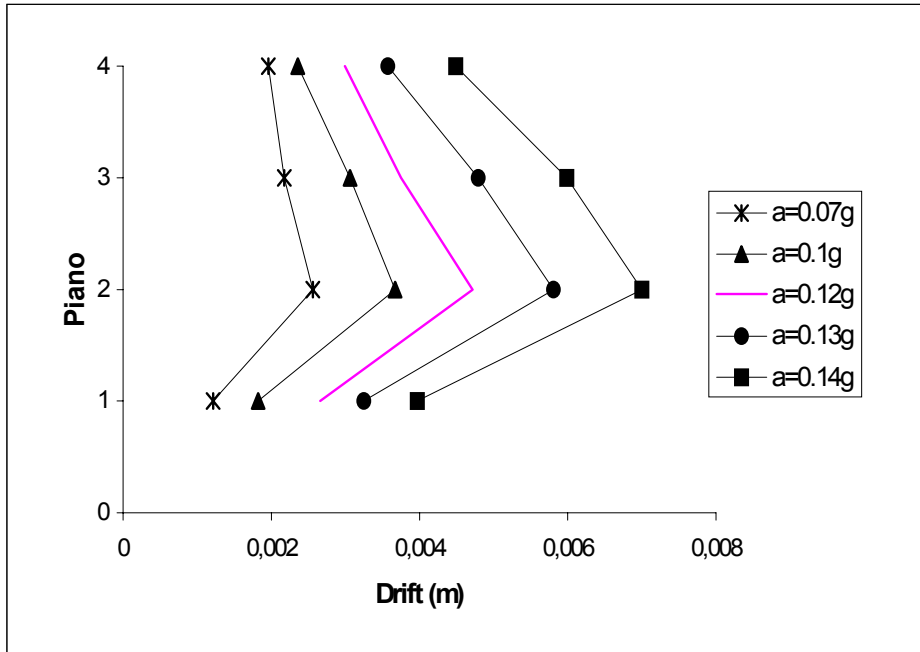


Fig. 7.17 - Monterosso: drift di piano (SEG\_4R)

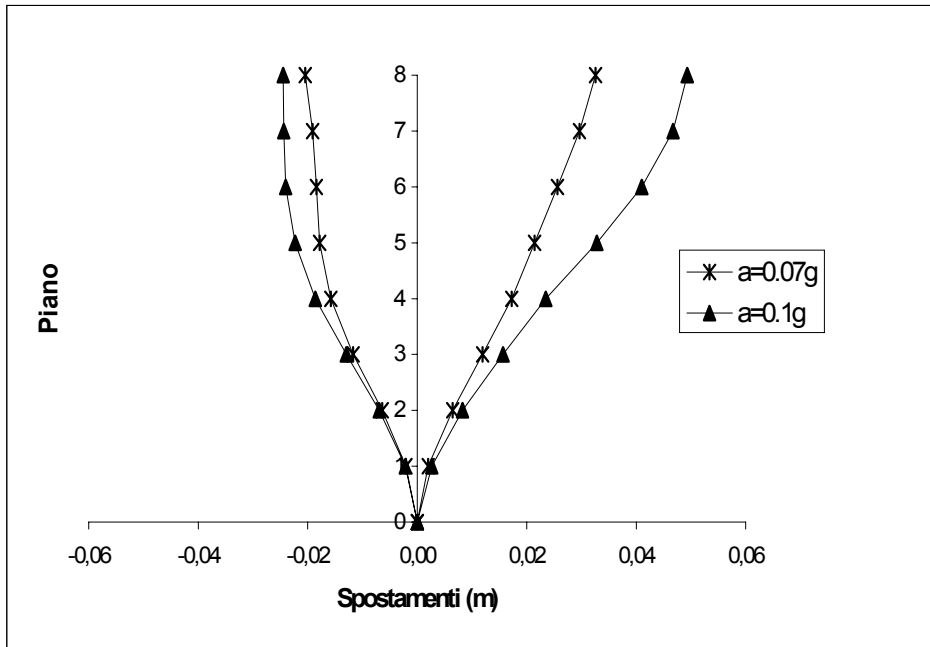


Fig. 7.18 - IACP: drift di piano (El Centro)

Nel caso di edifici non tamponati le prestazioni peggiorano ottenendo un'accelerazione massima pari a 0.10g per l'edificio IACP e 0.05g per l'edificio Monterosso soggetti all'accelerogramma di El Centro. Con l'accelerogramma artificiale i risultati rimangono sostanzialmente invariati per l'edificio IACP, mentre per Monterosso l'accelerazione massima sale fino a 0.07g.

A titolo d'esempio la Fig. 7.18 riporta gli spostamenti di piano dell'edificio IACP non tamponato. Lo spostamento in sommità per un'accelerazione alla base di 0.10g è notevolmente superiore a quello dello stesso edificio con tamponature così come il drift di piano, che passa da un valore pari 6 mm per telaio tamponato ad un valore di 9 mm per telaio in assenza di tamponature.

Si può dunque concludere affermando che terremoti di intensità elevata sono molto pericolosi per edifici simili a quelli qui analizzati, edifici, peraltro, presenti in gran numero nel territorio della Sicilia Sud-Orientale. La presenza delle tamponature, così come ipotizzata nelle analisi statiche e dinamiche, è significativamente favorevole e potrebbe essere messa in conto nella progettazione di sistemi di adeguamento sismico.



#### **7.4 Proposta di un intervento di adeguamento con controventi dissipativi elastoplastici**

I controventi dissipativi sono speciali sistemi di protezione sismica che mostrano, rispetto ai controventi tradizionali, una maggiore capacità dissipativa, quando sottoposti a deformazioni inelastiche alternate di grande ampiezza. Essi sono caratterizzati da un comportamento isteretico pienamente dissipativo e non degradante col numero di cicli. Le potenzialità di utilizzo di tali sistemi nella progettazione sismica risultano facilmente intuibili: l'incremento di rigidità migliora il comportamento strutturale in condizioni di servizio; la dissipazione, realizzata in modo stabile e controllato, migliora la risposta strutturale a eventi sismici violenti. Essi vengono realizzati combinando i tradizionali sistemi di controventamento con speciali dispositivi dissipativi. I dispositivi possono essere basati sull'isteresi elastoplastica dell'acciaio o sull'attrito o sulla dissipazione in materiali viscoelastici o puramente viscosi. Nel seguito faremo riferimento al solo caso di dissipatori elastoplastici, del tipo, ad esempio, di quelli proposti e sperimentati a Roma [Ciampi 1991].

Per scopi progettuali i sistemi di controventamento dissipativo sopradetti possono essere modellati come controventi diagonali equivalenti, a comportamento elasto-plastico perfetto, caratterizzati, pertanto, da due parametri, rigidità e forza di snervamento. Nel 1995 gli scriventi proposero una metodologia di progetto in grado di individuare le caratteristiche meccaniche ottimali di tali sistemi [Ciampi et al. 1995]. Il problema venne affrontato sulla base di spettri di risposta inelastici a danno imposto, costruiti per un semplice sistema ad un g.d.l., rappresentativo di strutture in cui siano presenti controventi dissipativi. I risultati di natura teorica così ottenuti sono stati successivamente validati da una campagna di prove sperimentali su di un edificio in acciaio dotato di controventi dissipativi a K con dissipatori elastoplastici. A tale scopo è stata utilizzata una delle due tavole vibranti del laboratorio ENEA/Casaccia a Roma. Il confronto con le indicazioni fornite dalla metodologia suddetta ha permesso di appurare la buona rispondenza delle previsioni progettuali con la reale risposta dell'edificio [Arcangeli et al. 1996], [Ciampi et al. 1996], [Ciampi et al. 1997].

Al concetto di protezione sismica sono legati due ordini di problemi progettuali. Il primo si riferisce all'adeguamento di edifici esistenti, nel senso di messa a norma; con tale termine si intende la riduzione del danno atteso per sismi di forte intensità ai livelli considerati implicitamente accettabili dalla normativa, e che escludono quindi il collasso. Il secondo si riferisce alla possibilità di conferire uno speciale livello di protezione a edifici strategici con l'obiettivo di ottenere, anche per sismi violenti, una sostanziale assenza di danno nella struttura da proteggere, sia essa un edificio nuovo oppure esistente.

Nello specifico, considerati l'eccessivo livello di danno e la previsione di collasso che i due edifici subirebbero ad opera di un evento sismico di alta intensità, e il carattere residenziale e non strategico degli stessi, è opportuno inquadrare il problema nell'ottica dell'adeguamento sismico a norma. La proposta di normativa

GNDT prevede che per una zona a forte sismicità ( $F$ ), si abbia una accelerazione di picco pari a  $0.35g$  [GNDT 1985]. Poiché anche gli effetti locali rappresentano un fattore fondamentale nella valutazione della azione sismica, si è proceduto a determinare, fra le categorie previste dalla norma, quella che meglio rappresenta le reali condizioni del terreno di fondazione dei due edifici. La tipologia di suolo prescelto per le analisi è la  $S_2$ , ossia depositi alluvionali profondi mediamente addensati o terreni prevalentemente sabbiosi o argillosi; per essa il fattore di amplificazione elastico previsto per i periodi di oscillazione compresi fra  $0.15$  e  $0.80$  sec, è pari a  $R_e(T)=2.2$ . Altro fattore in grado di alterare gli effetti delle azioni sismiche è il comportamento post-elastico delle strutture. Le norme quantificano l'impegno plastico degli edifici con il fattore di struttura  $K$ , definito come rapporto fra i massimi tagli alla base della struttura considerata elastica e della stessa a comportamento elastoplastico. Per edifici intelaiati  $K=4$ . In letteratura è però molto più frequente l'utilizzo di indici alternativi come ad esempio la duttilità cinematica  $\mu$ . Per sistemi ad un grado di libertà essa è definita come il rapporto fra il massimo spostamento dovuto al sisma e lo spostamento al limite elastico dell'oscillatore. In realtà fra  $K$  e  $\mu$  sussiste un legame che dipende essenzialmente dal periodo proprio della struttura [Krawinkler & Sneviratna 1998]. Per il campo di periodi cui appartengono gli edifici in considerazione il rapporto  $K/\mu$  è pari circa all'unità; il rispetto delle imposizioni normative si traduce allora nel progettare la struttura in modo che la duttilità globale impegnata resti inferiore a valori pari a circa  $4-5$ , e che la corrispondente duttilità disponibile sia superiore a tali valori. Nel caso di adeguamento sismico queste verifiche rappresentano l'obiettivo dell'adeguamento stesso.

#### ***7.4.1 Il progetto di un sistema di controventi dissipativi elastoplastici***

In questo paragrafo vengono illustrate in dettaglio le diverse fasi della metodologia di progetto di controventi dissipativi elastoplastici, utilizzando i criteri suggeriti in [Ciampi et al. 1995]. I passi progettuali da seguire, analizzati in dettaglio nei prossimi paragrafi, sono in sostanza 3:

- valutazione delle caratteristiche di piano degli edifici non adeguati in termini di rigidità e resistenza;
- determinazione delle caratteristiche meccaniche globali del sistema di controllo per mezzo di spettri di progetto a danno imposto.
- scelta della disposizione ottimale in elevazione e in pianta dei controventi dissipativi.

### 7.4.1.1 Valutazione della rigidità e resistenza di piano degli edifici non adeguati

La metodologia progettuale utilizzata in seguito è stata determinata con riferimento a telai a comportamento shear-type, mentre gli edifici analizzati presentano travi a deformabilità flessionale non trascurabile. Nasce dunque l'esigenza di adottare un modello shear-type equivalente in modo da poter applicare la procedura suddetta.

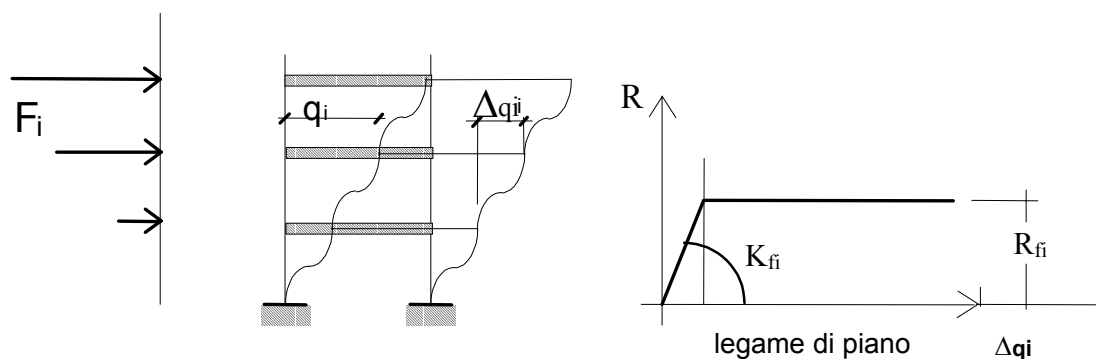


Fig. 7.19a - Il modello shear-type equivalente.

Un modo semplice ed efficace per determinare le caratteristiche di tale modello è quello di analizzare i singoli telai dei modelli di Figg. 7.3 e 7.4 mediante analisi push-over e ricavare le relazioni taglio-spostamento relativo ad ogni piano. In tal modo ogni  $i$ -mo piano può essere trattato come l' $i$ -mo piano di un telaio shear-type la cui rigidità ( $K_{fi}$ ) e il cui taglio al limite elastico ( $R_{fi}$ ) sono direttamente valutabili dalla curva della risposta statica di piano (Fig. 7.19a).

A titolo d'esempio la Fig. 7.19b illustra la risposta statica del piano primo per l'edificio IACP tamponato.

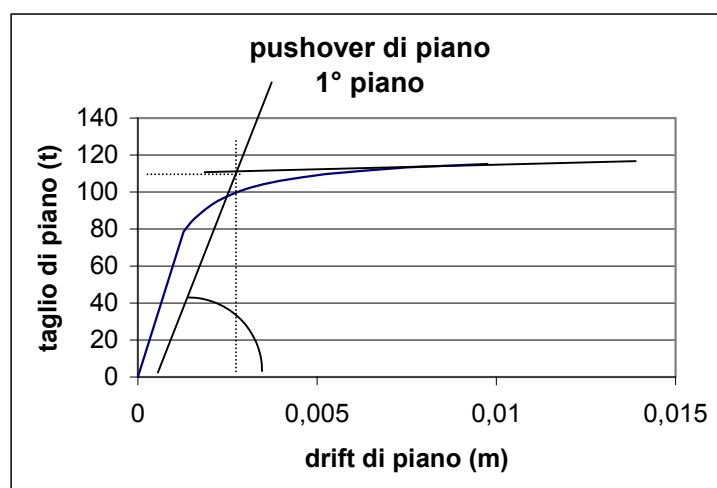


Fig. 7.19b – IACP: effetti al piano di analisi push-over per l'edificio non adeguato.

Per mezzo delle analisi dinamiche è inoltre possibile valutare anche il livello di impegno plastico di piano disponibile calcolando la duttilità come rapporto fra il drift al collasso e lo spostamento allo snervamento equivalente  $\delta_{fyi} = R_{fi}/K_{fi}$ .

#### 7.4.1.2 Determinazione delle caratteristiche meccaniche globali del sistema di controllo per mezzo di spettri di progetto a danno imposto.

Una volta note le caratteristiche globali e di piano dell'edificio è possibile determinare rigidezza e resistenza globale del sistema di controventi dissipativi. L'idea è quella di riferirsi ad un oscillatore ad un grado di libertà dinamicamente equivalente al telaio analizzato, ipotizzando un comportamento elastoplastico perfetto per telaio e controvento. In definitiva la legge costitutiva dell'oscillatore equivalente è una trilatera i cui parametri caratteristici sono i seguenti (Fig. 7.20):

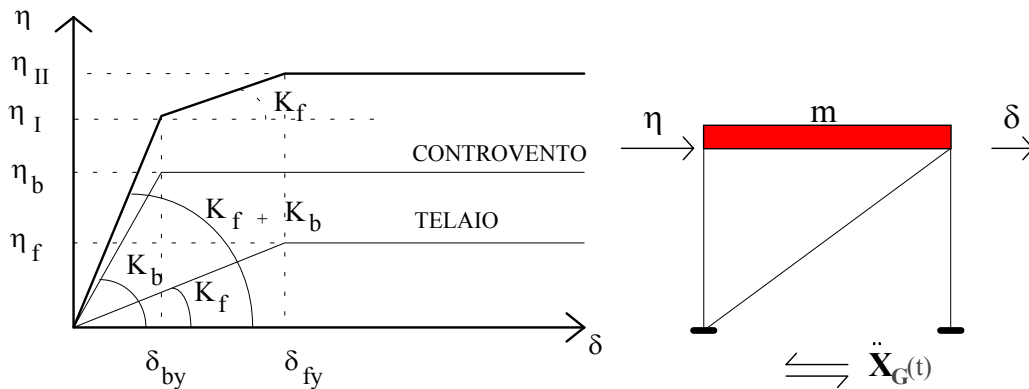


Fig. 7.20 - Legge costitutiva del modello ad un grado di libertà equivalente.

- $T_f$ , periodo elastico del telaio non adeguato;
- $\eta_f = F_{fy} / m\ddot{x}_{G\max}$ , resistenza globale del telaio non adeguato adimensionalizzata rispetto al prodotto della massa per l'accelerazione massima prevista;
- $\lambda = K_b / K_f$ , rapporto fra la rigidezza globale del sistema di controventi dissipativi e la rigidezza globale dell'edificio;
- $\beta = \delta_{by} / \delta_{fy}$ , rapporto fra lo spostamento allo snervamento del sistema di controventi e lo spostamento allo snervamento del telaio dato dal rapporto fra la resistenza  $F_{fy}$  e la rigidezza  $K_f$ .

Si ricorda che i valori di  $F_{fy}$  per i due edifici sono già stati valutati e sono riportati in Tab. 7.5, insieme ai valori delle rispettive rigidzze globali  $K_f$ .

Il parametro  $\lambda$  può variare in un campo di valori positivi, limitato superiormente dai valori oltre i quali potrebbe rendersi difficile la realizzabilità del

controvento. Il parametro  $\beta$  è invece compreso fra 0 ed 1 in quanto il controvento deve essere tarato in maniera da plasticizzarsi e dissipare energia prima che la struttura cominci a danneggiarsi.

Il problema del controllo passivo dissipativo di sistemi dinamici può essere efficacemente formulato come problema di ottimizzazione strutturale utilizzando come funzione obiettivo un funzionale di alcuni dei termini che concorrono al bilancio energetico. In particolare, lo studio delle modalità di trasformazione dell'energia immessa nel sistema nelle sue diverse forme, ha messo in evidenza che la valutazione delle caratteristiche ottimali degli smorzatori si ottiene in corrispondenza della massimizzazione di un indice energetico, definito quale rapporto tra specifici funzionali dell'energia dissipata dai dispositivi di controllo e dell'energia immessa dalle azioni esterne; l'efficacia del controllo dipende, infatti, non solo dall'incremento artificiale dello smorzamento strutturale, ma anche dalle caratteristiche dinamiche dell'azione esterna e del sistema oggetto del controllo. L'indice utilizzato ha la forma seguente:

$$EDI = \frac{\sum_1^n \Delta E_{D,i}}{\sum_1^n \Delta E_{I,i}}$$

Il numeratore rappresenta la sommatoria di tutti gli incrementi di energia dissipata, che per definizione sono tutti positivi, mentre il denominatore è la sommatoria di tutti gli incrementi positivi dell'energia di input. Le ragioni di tale scelta sono state evidenziate in [Paolacci et al. 1998]. Tale relazione risulta valida per una ampia serie di eccitazioni che vanno da quelle di tipo periodico, ad eccitazioni non stazionarie deterministiche, fino ad arrivare ad eccitazioni di tipo aleatorio.

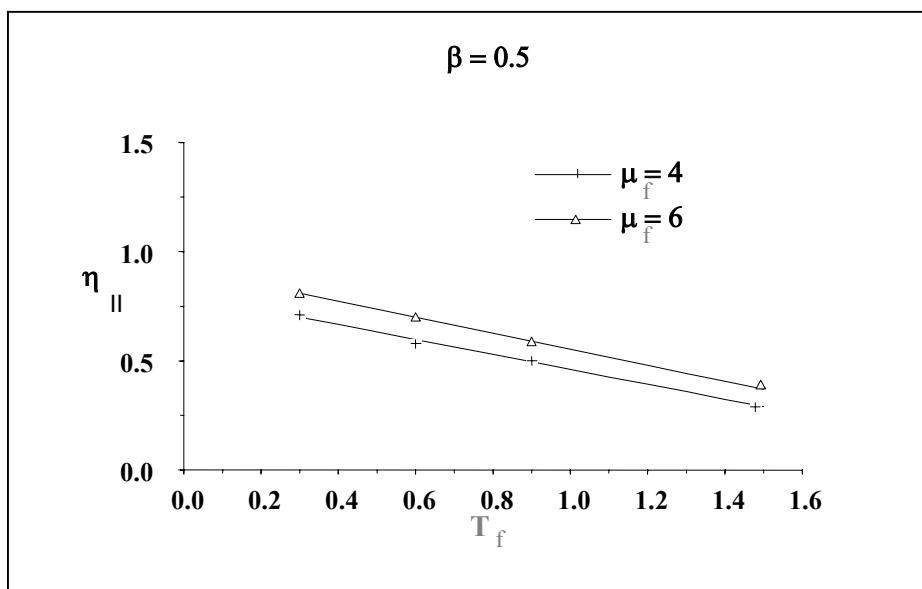


Fig. 7.21 - Spettri di progetto in forze.

Si è osservato che l'indice possiede nello spazio delle variabili un massimo ben definito, utilizzabile come funzione obiettivo del processo di ottimizzazione delle caratteristiche del sistema dissipativo. Si è osservato inoltre, sistematicamente, che, in corrispondenza di tale massimo, gli altri parametri della risposta, che influenzano significativamente l'efficacia del controllo, mostrano valori estremamente soddisfacenti. In tal senso la massimizzazione dell'indice risolve indirettamente un problema di ottimizzazione multiobiettivo.

Le numerose analisi dinamiche ad accelerogramma impresso alla base, condotte sul sistema di Fig. 7.20, hanno permesso di concludere che il parametro  $\beta$  può essere predeterminato in funzione del livello di danno considerato accettabile per il telaio, identificato con la duttilità cinematica  $\mu_f = \delta_{max} / \delta_{fy}$ . La relazione seguente mette in evidenza tale legame:

$$\beta_{out} = \mu_f / k \quad k \cong 8-10$$

Nel caso specifico si è fatto, pertanto, riferimento al valore  $\beta_{out} = 0.5$ . La scelta del parametro  $\lambda_{out}$  viene successivamente condotta sulla base di spettri di progetto in forze realizzati a duttilità prefissate  $\mu_f$  e per  $\beta = 0.5$ , come quelli illustrati in Fig. 7.21.

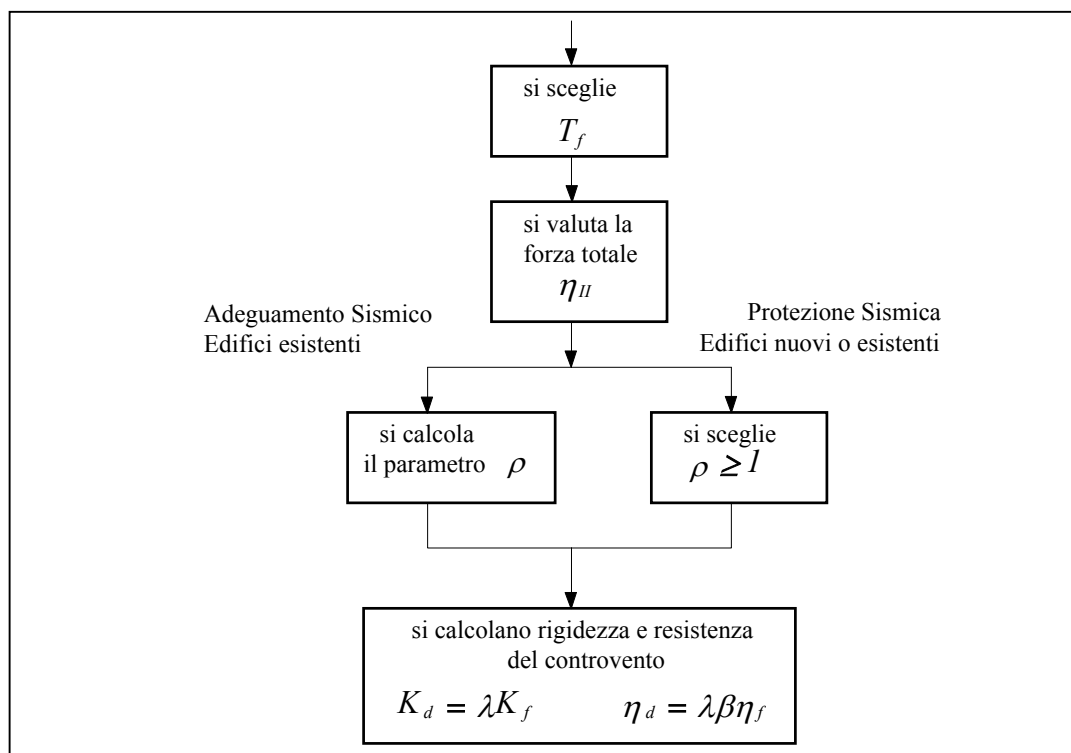


Fig. 7.22 - Procedimento per la determinazione dei parametri  $K_b$  ed  $F_{by}$ .

Una volta determinata la resistenza totale  $\eta_{II}$  del sistema telaio controvento è possibile, nota  $\eta_f$ , valutare la resistenza globale  $\eta_b$  dei controventi. Il valore della rigidità globale del sistema di controvento,  $K_b$ , si può determinare con l'ausilio del parametro  $\lambda$ . Infatti dopo semplici manipolazioni algebriche, omesse per brevità, si giunge alla relazione seguente che fornisce il valore di  $\lambda$  in funzione del parametro  $\beta$  e del rapporto  $\rho = F_{by}/F_{fy}$ :

$$\lambda = \rho/\beta$$

I passi della procedura progettuale sono illustrati schematicamente nel diagramma di flusso riportato in Fig. 7.22. Per una duttilità prescelta pari a 4, i parametri di progetto dei controventi, per i due edifici di Catania, sono quelli riportati nella Tab. 7.7. Si tenga presente che sia per l'edificio IACP che per l'edificio Monterosso, come sarà meglio evidenziato in seguito, è stata prevista la sostituzione delle tamponature con i controventi dissipativi, e quindi le caratteristiche meccaniche degli edifici si riferiscono al caso non tamponato.

Tab. 7.7: Rigidezza e resistenza globale di progetto dei controventi ( $\beta=0.5$ ).

<b>Edificio</b>	<b>T<sub>f</sub> (sec)</b>	<b><math>\lambda</math></b>	<b><math>\rho</math></b>	<b><math>\eta_f</math></b>	<b><math>\eta_b</math></b>	<b><math>\eta_{II}</math></b>
<b>IACP</b>	1.77	5.37	2.68	0.073	0.197	0.27
<b>Monterosso</b>	0.58	4.54	2.27	0.22	0.50	0.72

#### 7.4.1.3 Scelta della disposizione in elevazione e in pianta dei controventi dissipativi.

Una volta determinate le caratteristiche meccaniche globali del sistema di controllo occorre distribuire opportunamente tali valori in pianta e in elevazione.

La disposizione ottimale in pianta dei controventi dissipativi è un problema di natura complessa. Spesso non sono possibili soluzioni che prevedano l'inserimento dei controventi nelle maglie strutturali interne, per motivi sostanzialmente funzionali; in tal caso le soluzioni possibili sono due: posizionare i controventi sulle maglie di bordo o prevedere una struttura esterna collegata al fabbricato che contenga i controventi dissipativi. In altri casi, anche in funzione delle tipologie di controvento utilizzate, è possibile la disposizione in maglie strutturali interne. La soluzione di controventi dissipativi a  $K$ , ad esempio, permette infatti anche l'inserimento di aperture (Fig. 7.23).

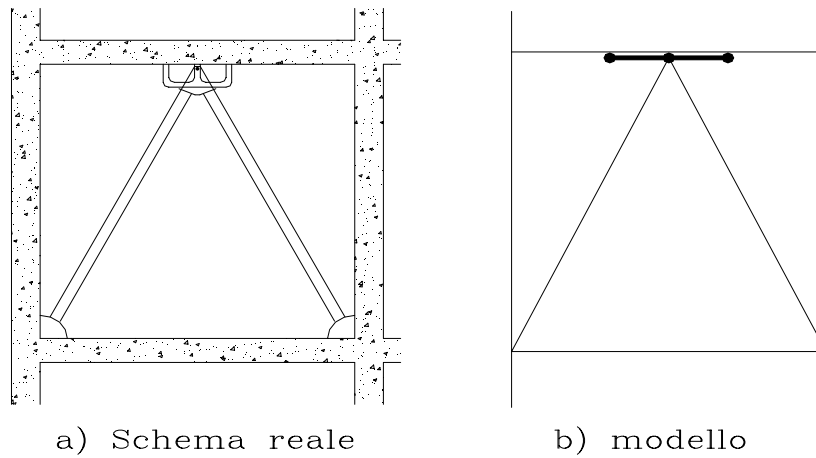


Fig. 7.23 - Il controvento dissipativo a K .

Dallo studio della geometria specifica dei due edifici e analizzando le loro caratteristiche meccaniche sono state effettuate le seguenti scelte sulla disposizione in pianta dei controventi dissipativi:

**Edificio IACP:** dall'analisi della resistenza massima dell'edificio e della sua geometria è stato deciso di disporre i controventi nei telai esterni sostituendo la tamponatura esistente. Lo schema assunto è quello indicato in Fig. 7.24a. La disposizione scelta per i controventi comporta solo una temporanea e circoscritta interruzione della funzionalità dell'edificio.

**Monterosso:** anche per questo edificio è stato deciso di posizionare i controventi alle estremità longitudinali dell'edificio. Tale scelta è stata suggerita in considerazione della difficoltà di individuare efficaci collegamenti interni, a telaio, in direzione trasversale. La disposizione in pianta del sistema di controllo è dunque quella indicata nella Fig. 7.24b.

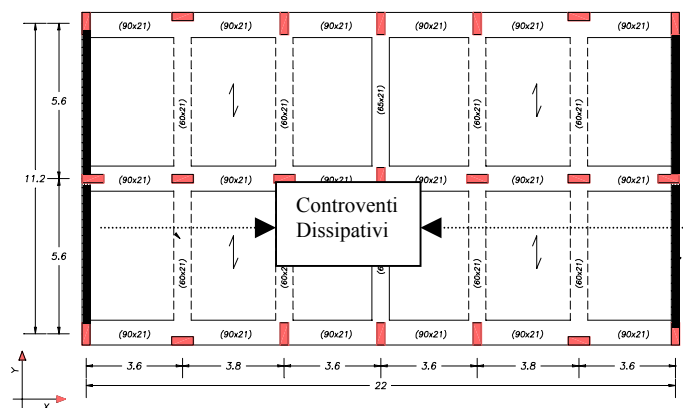


Fig. 7.24a – IACP: disposizione in pianta dei controventi dissipativi.



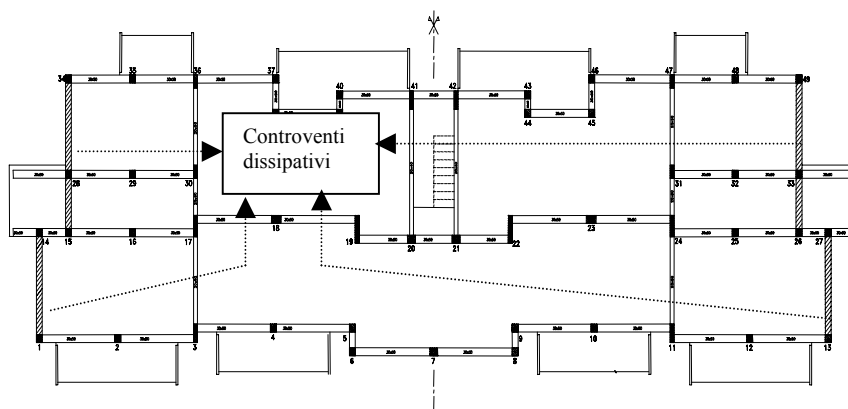


Fig. 7.24b – Monterosso: disposizione in pianta dei controventi dissipativi.

Con la soluzione dei controventi dissipativi a  $K$ , sperimentata presso i laboratori del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica della Facoltà di Ingegneria di Roma [Ciampi et al. 1991], è possibile utilizzare dissipatori elastoplastici delle due tipologie denominate ad  $E$  o a  $C$ , secondo gli schemi indicati nella Fig. 7.25.

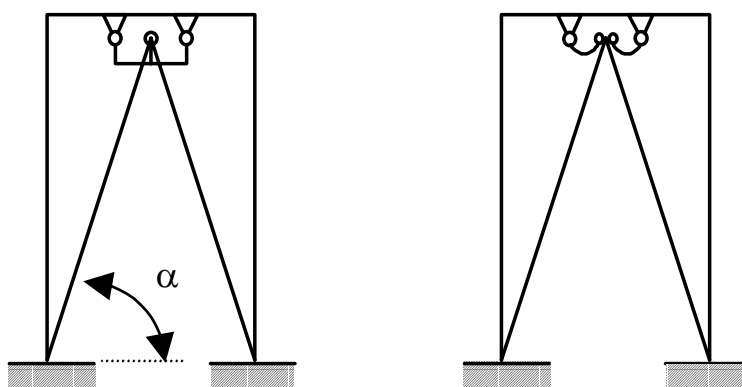


Fig. 7.25 - Soluzioni alternative di controventi dissipativi a  $K$ .

In particolare, l'efficacia dei dissipatori ad  $E$  è stata ampiamente verificata dalle prove sperimentali su tavola vibrante presso i laboratori dell'ENEA/Casaccia a Roma, e a questi si farà perciò riferimento nel progetto di adeguamento in considerazione; scelte le dimensioni dei controventi di supporto, in modo che il loro comportamento sia indefinitamente elastico e privo di fenomeni di instabilità laterale, occorre scegliere le dimensioni dei dissipatori in maniera che siano rispettati i

parametri di progetto globali. In tale operazione è importante la scelta del tipo di distribuzione in elevazione della rigidezza e della resistenza del sistema controvento-dissipatore. A tale scopo vengono utilizzate le indicazioni suggerite in [Ciampi et al. 1995]. In quel lavoro sono state proposte due procedure di semplice applicazione, denominate rispettivamente *Metodo Locale* e *Metodo Globale*. Il primo prevede l'applicazione ad ogni piano delle rigidezze e delle resistenze relative  $\lambda$  e  $\rho$  del sistema ad un grado di libertà equivalente. L'inconveniente di tale metodo sta nel lasciare inalterate eventuali irregolarità meccaniche lungo l'altezza del telaio, consentendo localizzazioni del danno anche in presenza di controventi. Per ovviare a tale inconveniente è stato proposto il metodo globale: esso consiste nella scelta di distribuzioni di rigidezza e resistenza, ad andamento regolare in elevazione, tali da rispettare, solo globalmente, i parametri  $\lambda$  e  $\beta$ . Il metodo globale è più efficace in quanto permette sia di ridurre la risposta che di uniformarla, correggendo irregolarità meccaniche in elevazione. E' stato inoltre mostrato come la distribuzione ottimale sia quella di tipo lineare, decrescente con l'altezza, con rapporto  $1/n$ , dove  $n$  è il numero di piani dell'edificio, fra i valori al primo e all'ultimo piano. In vista dell'utilizzo del metodo globale, vediamo in dettaglio le operazioni necessarie a definire rigidezza e resistenza dei controventi:

**distribuzione delle rigidezze:** nel paragrafo precedente è stato determinato per i due edifici il valore ottimale del parametro  $\lambda$  dal quale si ricava il valore del periodo elastico in presenza di controventi  $T_G$ :

$$T_G = \frac{T_f}{\sqrt{1 + \lambda}}$$

Per l'edificio IACP si ha  $T_G=0.69$  sec , mentre per Monterosso  $T_G = 0.24$  sec.

Tab. 7.8: Rigidezze di piano dei controventi dissipativi.

Piano (n)	Edificio	
	IACP (t/m)	Monterosso (t/m)
1	370400	480000
2	324100	360000
3	277800	240000
4	231500	120000
5	185200	
6	138900	
7	92600	
8	46300	

L'equivalenza elastica fra il sistema ad un grado di libertà e il sistema a molti gradi di libertà si realizza, una volta scelto l'andamento delle rigidezze lungo

l'altezza, scalando le rigidezze in modo da ottenere il periodo  $T_G$  corrispondente. La Tab. 7.8 riporta i valori delle rigidezze del controvento equivalente, ai diversi piani e per la singola campata, valutate, con l'ausilio del codice di calcolo SAP90, per il caso di distribuzione lineare con rapporto 1/n:

**distribuzione delle resistenze:** per la valutazione delle resistenze di piano occorre far riferimento ancora una volta all'equivalenza fra il sistema ad un g.d.l. di Fig. 7.20 e il telaio shear-type equivalente determinato con la procedura indicata in Fig. 7.19.

Il modello a cui si fa riferimento è quello indicato nella figura seguente.

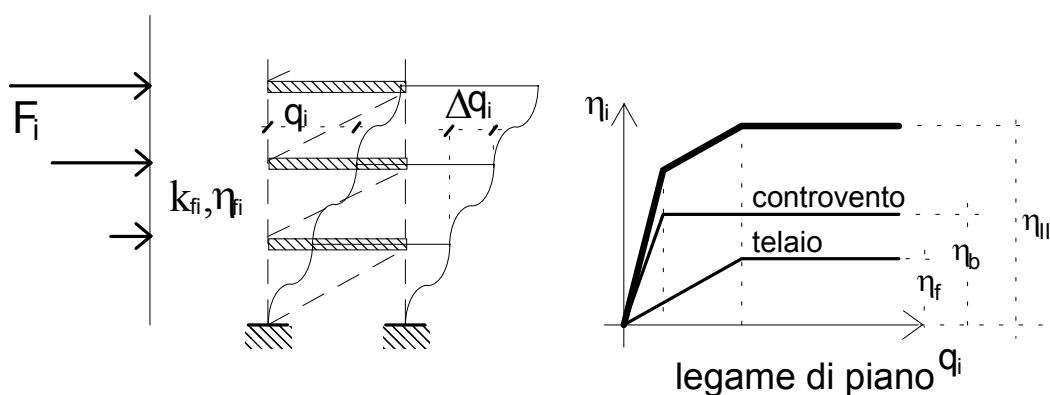


Fig. 7.26 - Modello per la valutazione delle resistenze di piano dei controventi.

Il sistema di equazioni differenziali che governa il moto del telaio a molti g.d.l., si può scrivere:

$$\underline{\underline{M}}\ddot{\underline{q}} + \underline{\underline{K}}\underline{q} = -\underline{\underline{M}}\underline{I}\ddot{u}_g(t) \quad (7.1)$$

dove  $\underline{\underline{M}}$  è la matrice di massa,  $\underline{\underline{K}} = \underline{\underline{K}}_f + \underline{\underline{K}}_b$  è la matrice di rigidezza globale, ed  $\underline{I}$  il vettore di trascinamento.

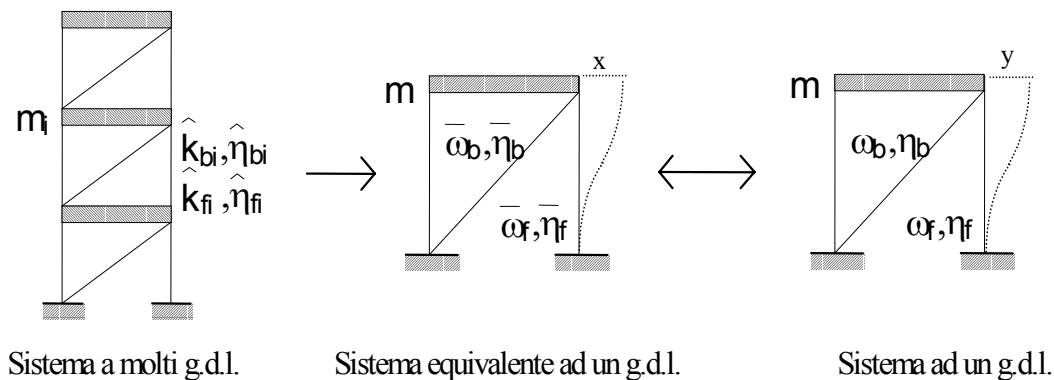


Fig. 7.27 - Equivalenza fra sistema a molti gradi di libertà e sistema ad un g.d.l.

Consideriamo la seguente trasformazione lineare:

$$\underline{q} = \underline{\Phi}_l x \quad (7.2)$$

dove  $\underline{\Phi}_l$  rappresenta l'autovettore corrispondente al primo modo di vibrare del telaio, mentre  $x$  rappresenta un parametro di intensità. Sostituendo la (7.2) nella (7.1), e premoltiplicando per  $\underline{\Phi}_l^T$  ogni termine del primo e secondo membro della (7.1), otteniamo:

$$\underline{\Phi}_l^T \underline{M} \underline{\Phi}_l \ddot{x} + \underline{\Phi}_l^T \underline{K} \underline{\Phi}_l x = -\underline{\Phi}_l^T \underline{M} \underline{I} \ddot{u}_g(t) \quad (7.3)$$

Se si pone  $\underline{\Phi}_l^T \underline{M} \underline{\Phi}_l = 1$ , abbiamo:

$$\ddot{x} + \bar{\omega}^2 x = -\gamma \ddot{u}_g(t) \quad (7.4)$$

dove  $\bar{\omega}^2 = \bar{\omega}_f^2 + \bar{\omega}_b^2 = \underline{\Phi}_l^T \underline{K}_f \underline{\Phi}_l + \underline{\Phi}_l^T \underline{K}_b \underline{\Phi}_l$  e  $\gamma = \underline{\Phi}_l^T \underline{M} \underline{I}$ .

Dividendo ogni termine della (7.4) per  $\gamma \ddot{u}_{g,max}$ , otteniamo l'equazione normalizzata del moto:

$$\ddot{\varphi} + \bar{\omega}^2 \varphi = -\ddot{U}_g(t) \quad (7.5)$$

dove  $\varphi = x / (\gamma \ddot{u}_{g,max})$  e  $\ddot{U}_g(t) = \ddot{u}_g / \ddot{u}_{g,max}$ .

Per un sistema naturalmente ad un g.d.l., l'equazione del moto normalizzata è invece:

$$\ddot{\rho} + \omega^2 \rho = -\ddot{U}_g(t) \quad (7.6)$$

dove  $\rho = y / \ddot{u}_{g,max}$  e  $\omega^2 = \omega_f^2 + \omega_b^2$ .

Se indichiamo con  $\varphi_{by}$  e  $\rho_{by}$  gli spostamenti al limite elastico per i due sistemi ad un g.d.l. definiti (eq. (7.5) e (7.6)), le condizioni di uguaglianza si esprimono come segue:

$$\bar{\omega}_f = \omega_f; \quad \bar{\omega}_b = \omega_b; \quad \varphi_{by} = \rho_{by} \quad (7.7)$$

dove  $\omega_f = \sqrt{K_f/m}$  e  $\omega_b = \sqrt{K_b/m}$ .

Si devono rispettare ovviamente, anche le condizioni:

$$\bar{\eta}_{by} = \eta_{by}; \quad \bar{\eta}_{fy} = \eta_{fy} \quad (7.8)$$

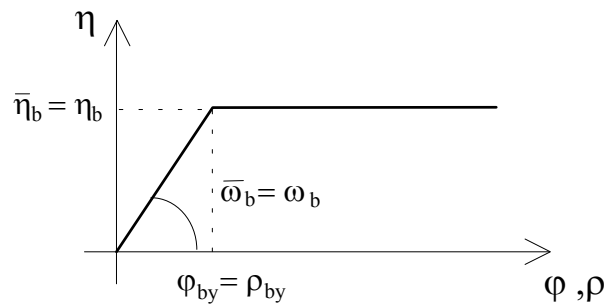


Fig. 7.28 - Condizioni di equivalenza fra sistema a molti gradi di libertà e sistema ad un g.d.l.

Se si indica con  $\Delta \underline{\Phi}_l$  il vettore dei drift di piano dovuti al primo modo di vibrare del sistema, con  $\tilde{\underline{K}}_b$  la matrice di rigidità ad esso associata, la resistenza totale da affidare ai controventi è data dalla seguente espressione:

$$R_{b,tot} = \Delta \underline{\Phi}_l^T \tilde{\underline{K}}_b \underline{I} x_{by} \quad (7.9)$$

Essendo  $x_{by} = \varphi_{by} \ddot{u}_{g,max}$  e  $\varphi_{by} = \bar{\eta}_{by} / \bar{\omega}_b^2$ , e ricordando le espressioni di  $\gamma$  e  $\bar{\omega}_b$ , l'espressione (4.9) diventa:

$$R_{b,tot} = \frac{\Delta \underline{\Phi}_l^T \tilde{\underline{K}}_b \underline{I} \underline{\Phi}_l \underline{M} \underline{I}}{\underline{\Phi}_l^T \underline{K}_b \underline{\Phi}_l} \eta_{by} \ddot{u}_{g,max} \quad (7.10)$$

dove  $\eta_{by}$  è la resistenza del controvento nel sistema ad un g.d.l. effettivo, valutabile attraverso gli spettri di Fig. 7.21.

A questo punto, si possono scegliere le diverse distribuzioni della resistenza lungo l'altezza con la condizione che esse siano tali da avere come risultante  $R_{b,tot}$ .

Come si può notare, il valore della resistenza totale da attribuire ai controventi dipende dalla distribuzione di rigidezze sia del telaio che del controvento, che, peraltro, si possono scegliere indipendentemente l'una dall'altra.

Un'espressione semplificata della (7.10) può essere ottenuta attraverso alcune ipotesi:

- Il primo modo di vibrare del sistema ha un andamento lineare; essendo ininfluenza ai fini del calcolo, il valore dello spostamento all'ultimo piano si pone pari al numero di piani, cioè  $n$ , cosicchè i vettori  $\underline{\Phi}_l$  e  $\Delta\underline{\Phi}_l$  assumono le seguenti semplici espressioni:

$$\underline{\Phi}_l^T = \{1 \quad 2 \quad \dots \quad i \quad \dots \quad n-1 \quad n\} \quad (7.11)$$

$$\Delta\underline{\Phi}_l^T = \{1 \quad 1 \quad \dots \quad 1\} \quad (7.12)$$

Questa ipotesi può essere considerata ragionevole viste le distribuzioni regolari considerate.

- La rigidezza dei controventi è costante lungo l'altezza ed è pari a  $K_b$ . Le matrici  $\underline{\tilde{K}}_b$  e  $\underline{K}_b$  assumono, allora, le seguenti espressioni:

$$\underline{\tilde{K}}_b = K_b \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}; \quad \underline{K}_b = K_b \begin{bmatrix} 2 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 2 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 2 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 2 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 2 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (7.13)$$

Tenendo conto delle espressioni (7.11), (7.12) e (7.13), i singoli termini della (7.10) diventano:

$$\Delta\underline{\Phi}_l^T \underline{\tilde{K}}_b \underline{I} = nK_b; \quad \underline{\Phi}_l^T \underline{M} \underline{I} = m \frac{(n+1)}{2}; \quad \underline{\Phi}_l^T \underline{K}_b \underline{\Phi}_l = nK_b \quad (7.14)$$

L'espressione semplificata della (7.10) risulta:

$$R_{b,tot} = \frac{(n+1)}{2} \eta_{by} \ddot{m}_{g,max} \quad (7.15)$$

ovvero, la sua corrispondente normalizzata:

$$\hat{\eta}_{by} = \sum \hat{\eta}_{byi} = \frac{R_{b,tot}}{\ddot{m}_{g,max}} = \frac{n+1}{2} \eta_{by} \quad (7.16)$$

A questo punto, la resistenza di piano, ipotizzata costante lungo l'altezza, assume il valore:

$$\hat{\eta}_{byi} = \frac{n+1}{2n} \eta_b \quad (7.17)$$

Tab. 7.9: Resistenze di piano dei controventi dissipativi.

Piano (n)	Edificio	
	IACP (t)	Monterosso (t)
1	126	203.58
2	110	152.68
3	94	101.79
4	79	50.89
5	63	
6	47	
7	31	
8	16	

Il confronto dei risultati che si ottengono con l'espressione (7.10) e con la (7.17), per diverse distribuzioni di resistenza, mostra come essi siano paragonabili [Ciampi et al. 1995].

Per le resistenze viene suggerito di utilizzare una distribuzione di tipo lineare con rapporto 1/n fra primo e ultimo, (*n*esimo), piano. Sotto tale ipotesi la Tab. 7.9 riporta, per i diversi piani, la resistenza dei controventi dissipativi per entrambi gli edifici, calcolate con la (7.17):

**dimensionamento dei dissipatori:** una volta determinate le rigidzze e le resistenze di piano è possibile dimensionare i dissipatori assieme ai controventi elastici di supporto. A tale scopo è possibile utilizzare le relazioni progettuali riportate in [Ciampi et al. 1991].

La Fig. 7.29 riporta schematicamente la geometria di un dissipatore ad E. Dal punto di vista strutturale esso può essere riguardato come un telaio simmetrico ad un piano e due campate, incernierato alla base. L'asta verticale centrale è collegata con i controventi di supporto, mentre le altre due sono collegate con la trave di piano. Lo spostamento relativo di piano forza il telaio a deformarsi antisimmetricamente in campo elastoplastico.

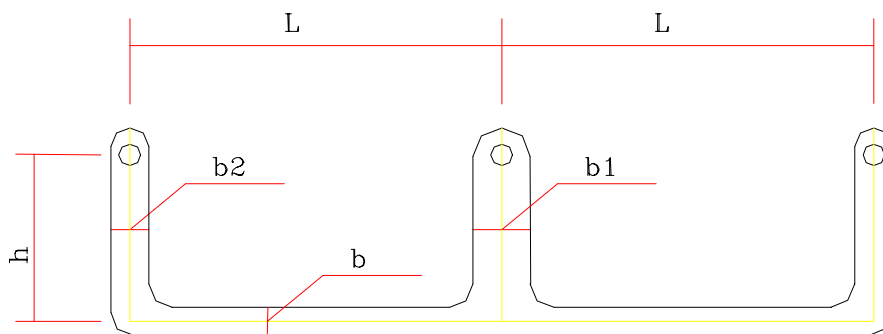


Fig. 7.29 - Schema geometrico di un dissipatore ad E.

I principali vantaggi di tale dispositivo possono essere così sintetizzati:

La dissipazione di energia avviene nei trasversi del telaio poiché i piedritti sono progettati per funzionare come bracci di leva con deformazione totalmente elastica. E' possibile realizzare una uniforme plasticizzazione con una geometria molto semplice e una sezione dei trasversi costante.

A parità di valore assoluto del momento nei due bracci del trasverso, gli sforzi normali hanno segni differenti, (trazione nell'uno, compressione nell'altro). Questa antisimmetria di comportamento permette la neutralizzazione degli effetti geometrici che potrebbero causare variazione di rigidezza.

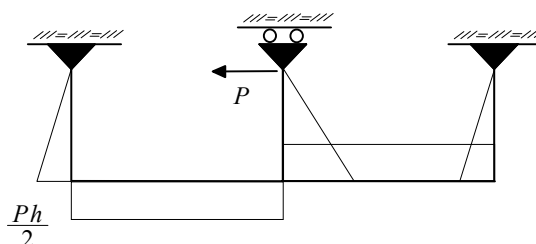


Fig. 7.30 - Andamento dei momenti in un dissipatore ad E.

I parametri geometrici per il progetto del dispositivo sono quelli indicati in Fig. 7.29 assieme ai parametri meccanici, ossia tensione di snervamento dell'acciaio ( $\sigma_y$ ) e modulo di elasticità dell'acciaio ( $E$ ).



I momenti di completa plasticizzazione  $M_p$  e di snervamento  $M_y$  dei trasversi, con riferimento alla simbologia adottata, risultano:

$$M_y = \sigma_y s b^2 / 6 \quad M_p = \sigma_y s b^2 / 4 \quad s = \text{spessore lamiera}$$

Poiché il momento nei trasversi è costante e pari a:

$$M_t = Ph/2 \quad P = \text{forza applicata al piedritto centrale}$$

le forze che portano allo snervamento e alla plasticizzazione il dispositivo si ottengono sostituendo la precedente nelle espressioni dei momenti:

$$P_y = \sigma_y s b^3 / 3h \quad P_p = \sigma_y s b^3 / 2h$$

La rigidezza in direzione orizzontale del dispositivo, in funzione dei suoi parametri geometrici ha l'espressione seguente:

$$K_d = \frac{1}{6} E \frac{s b^3}{h^2 l} \frac{1}{\left(1 + \frac{\alpha h}{3 l}\right)} \quad \text{con} \quad \alpha = 2 \left(\frac{b}{b_1}\right)^3 + \left(\frac{b}{b_2}\right)^3$$

Detta  $K_a$  la rigidezza elastica di una delle due aste diagonali di supporto (Fig. 7.25) e dello  $\alpha$  il loro angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale, la rigidezza equivalente del sistema di controventi dissipativi  $K_{c,eq}$  assume la forma:

$$K_{c,eq} = 2 \frac{K_a \cos^2 \alpha K_d}{2K_a \cos^2 \alpha + K_d}$$

Nel seguito si supponerà che i controventi vengano disposti, per ogni piano e in ogni campata dei telai di bordo. Lo schema seguente mostra ad esempio la disposizione in elevazione per l'edificio Monterosso (Fig. 7.31).

Per la determinazione delle dimensioni dei dissipatori, occorre prefissare alcune delle grandezze in gioco. Ad esempio, una procedura ragionevole è quella di prefissare la rigidezza dei controventi di supporto  $K_a$ , avendo cura di evitare fenomeni di plasticizzazione e di sbandamento laterale; è inoltre necessario prefissare alcuni rapporti fra le grandezze, in particolare  $e_1 = b/b_1$ ,  $e_2 = b/b_2$  e infine  $e_3 = h/l$ .

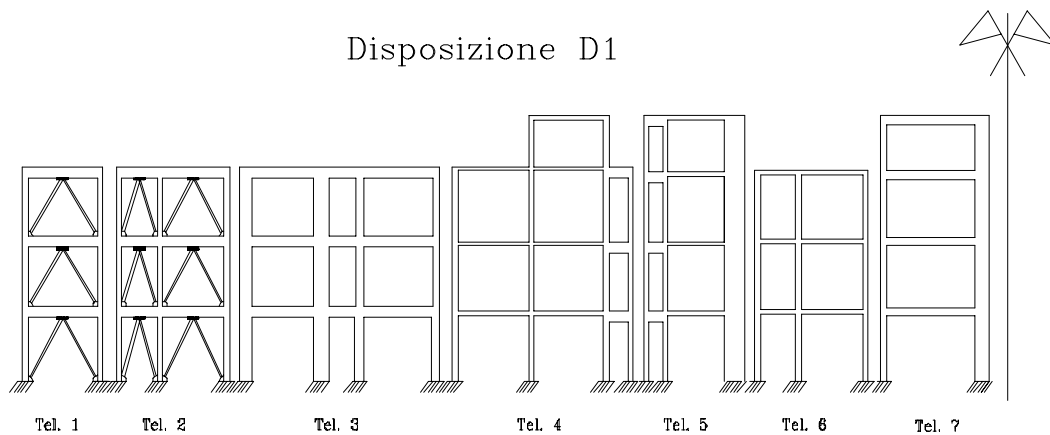


Fig. 7.31 – Monterosso: disposizione dei controventi dissipativi in elevazione.

Le dimensioni dei dissipatori che ne risultano, con riferimento all'utilizzo di un acciaio da carpenteria Fe360, sono indicate nelle Tabb. 7.10 e 7.11:

Tab. 7.10: IACP: dimensioni dei dissipatori ad E.

Piano	Campata	Kd (Kg/m)	Py (Kg)	s (cm)	$\sigma_y$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	l (m)	h (m)	b (cm)	b1 (cm)	b2 (cm)
1	1	864287	31488	15	2400	8,2	2,5	2,1	4,2	2,9
	2	864287	43949	15	2400	8,2	2,5	2,1	4,2	2,9
2	1	679247	27552	12	2400	9,1	2,7	2,3	4,6	3,2
	2	679247	38455	12	2400	9,1	2,7	2,3	4,6	3,2
3	1	528407	23616	12	2400	9,2	2,8	2,1	4,3	3,0
	2	528407	32962	12	2400	9,2	2,8	2,1	4,3	3,0
4	1	403089	19680	9	2400	10,1	3,0	2,4	4,7	3,3
	2	403089	27468	9	2400	10,1	3,0	2,4	4,7	3,3
5	1	297319	15744	6	2400	11,4	3,4	2,7	5,5	3,8
	2	297319	21974	6	2400	11,4	3,4	2,7	5,5	3,8
6	1	206855	11808	6	2400	10,9	3,3	2,3	4,6	3,2
	2	206855	16481	6	2400	10,9	3,3	2,3	4,6	3,2
7	1	128599	7872	3	2400	12,5	3,8	2,9	5,7	4,0
	2	128599	10987	3	2400	12,5	3,8	2,9	5,7	4,0
8	1	60235	3936	3	2400	10,4	3,1	1,8	3,7	2,6
	2	60235	5494	3	2400	10,4	3,1	1,8	3,7	2,6

Lo spessore  $s$  indicato nelle due tabelle si pensa realizzato mediante un pacchetto di dissipatori ricavati dal lamiera con spessori di 2 o 3 cm.

Tab. 7.11: Monterosso: dimensione dei dissipatori ad E.

Piano	Campata	Kd (Kg/m)	Py (Kg)	s(cm)	$\sigma_y$ (Kg/cm)	l(cm)	h (cm)	b (cm)	bl (cm)	b2 (cm)
1	1	1107511	33931	12	2400	8.0	2.4	2.4	3.4	3.4
	2	1663917	33931	12	2400	6.1	1.8	2.1	3.0	3.0
	3	1187401	33931	12	2400	7.7	2.3	2.3	3.3	3.3
2	1	646001	25448	10	2400	9.2	2.7	2.4	3.4	3.4
	2	676516	25448	10	2400	8.9	2.7	2.4	3.4	3.4
	3	665269	25448	10	2400	9.0	2.7	2.4	3.4	3.4
3	1	365569	16965	8	2400	9.6	2.9	2.3	3.2	3.2
	2	311452	16965	8	2400	10.7	3.2	2.4	3.4	3.4
	3	366870	16965	8	2400	9.6	2.9	2.3	3.2	3.2
4	1	198066	8483	8	2400	7.2	2.2	1.4	2.0	2.0

#### 7.4.2 Risposta sismica degli edifici adeguati con controventi dissipativi

Sulla base delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi dissipativi, progettate nel rispetto delle indicazioni fornite nel paragrafo precedente, sono state condotte una serie di analisi numeriche per la simulazione del comportamento sismico degli edifici in presenza di controventi dissipativi. Il livello di adeguamento sismico previsto con l'introduzione del sistema di controllo è tale da conferire agli edifici una resistenza pari a quella prevista per una zona a forte intensità sismica [GNDT 1985] e per la quale il picco di accelerazione massimo è pari a 0.35g. Gli accelerogrammi utilizzati nelle simulazioni sono ancora una volta quelli indicati nel paragrafo 7.3.2. Di seguito vengono discussi i risultati ottenuti per entrambi gli edifici.

##### 7.4.2.1 Edificio IACP

La Fig. 7.32 mostra la variazione lungo l'altezza degli spostamenti negativi e positivi massimi valutati per l'accelerogramma di El Centro, al variare del picco di accelerazione. Le curve presentano un andamento piuttosto regolare con un valore massimo in sommità pari a circa 2 cm per una accelerazione alla base 0.1g fino ad arrivare a 6 cm per 0.35g. Poiché i valori riportati in figura sono tutti relativi al medesimo tempo, le curve rappresentano l'effettiva deformata massima della struttura, nei due versi, durante l'azione sismica.

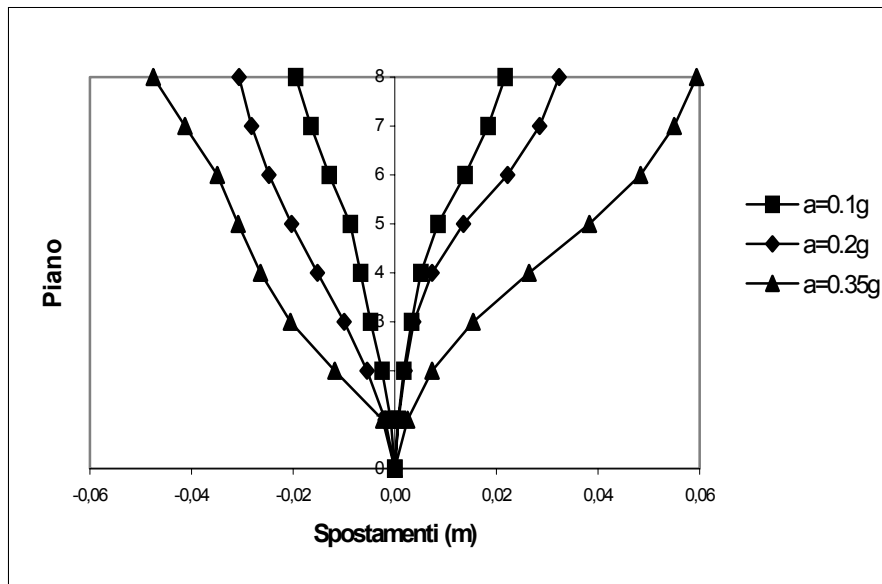


Fig. 7.32 – IACP: evoluzione degli spostamenti di piano (El Centro).

Lo spostamento varia gradualmente e l'andamento lineare, a pendenza più elevata, presente nei piani intermedi, indica che proprio a quei piani si verifica lo spostamento relativo massimo. A conferma di ciò la figura 7.33 riporta l'andamento dei drift di piano lungo l'altezza; per un'accelerazione pari a 0.20g lo spostamento relativo massimo si localizza al sesto piano per poi passare al quinto piano per un'accelerazione pari a 0.35g. Il valore massimo corrispondente è pari a circa lo 0.38% dell'altezza di piano, valore questo di poco superiore al limite imposto e definito al punto 11.4.2.2 dalla proposta di normativa GNDT per il controllo degli spostamenti relativi.

La concentrazione di danno lungo l'altezza è comunque da ritenersi limitata, rispetto al caso non adeguato, visto l'andamento sufficientemente uniforme del drift di piano.

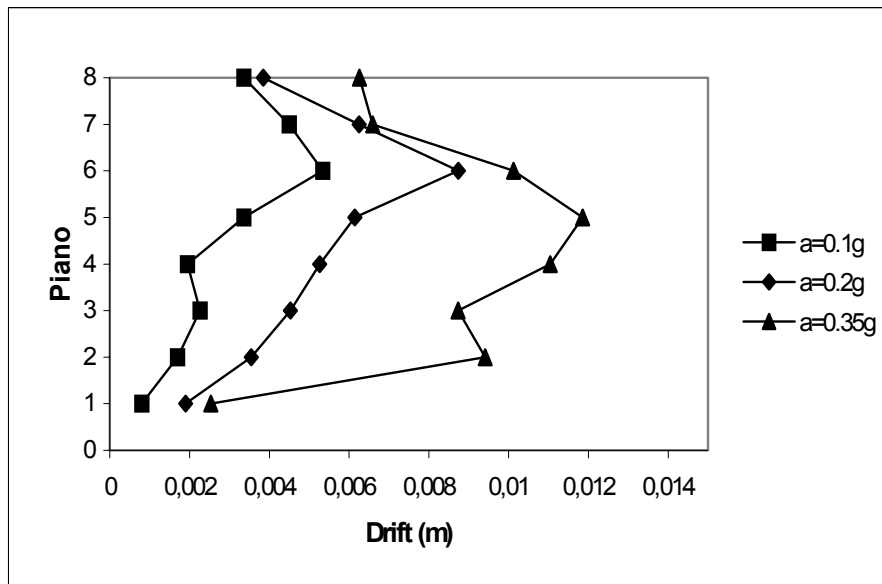


Fig. 7.33 – IACP: evoluzione del drift di interpiano (El Centro).

Si osservi a tal proposito, in figura 7.34, l'andamento della duttilità di piano lungo l'altezza, così come definita nel paragrafo 7.4.1.2; l'impegno plastico dell'edificio risulta compreso fra 3 e 4 con una media pari circa a 3.20. Vale la pena ricordare che una delle ipotesi progettuali per i controventi dissipativi è stata l'imposizione di una duttilità massima  $\mu_f$  pari a 4, ipotesi che dunque è da ritenersi pienamente verificata.

La figura 7.35 mostra invece il confronto fra le risposte dell'edificio IACP nelle condizioni precedenti all'adeguamento, telai di bordo non controventati, ma con il contributo delle tamponature, (TNC), e a seguito dell'intervento con controventi dissipativi, (TC). Per il primo caso, (TNC), è riportata la sola risposta al collasso, corrispondente ad accelerazione di picco 0.18 g. Si osservi innanzi tutto come l'andamento degli spostamenti lungo l'altezza sia simile in entrambi i casi. In effetti, l'edificio, che, in assenza di adeguamento, non presenta brusche variazioni delle caratteristiche meccaniche in elevazione, necessita di rigidità e resistenze aggiuntive piuttosto uniformi lungo l'altezza; da ciò segue la modesta variazione della forma degli spostamenti.

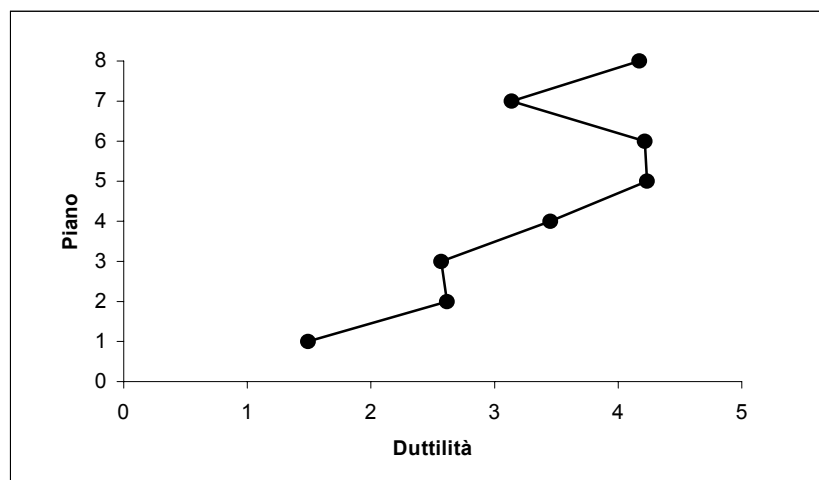


Fig. 7.34 – IACP: duttilità di piano in presenza di controventi (El Centro 0.35 g).

Nel caso di sisma di moderata intensità, (0.20g), e in presenza di controventi dissipativi, si verifica una riduzione di spostamento massimo pari a circa il 45% rispetto alla condizione di incipiente collasso per l'edificio non adeguato, che corrisponde a valori di intensità molto prossimi, ( $A_{G,max}=0.18g$ ). L'andamento dei drift di piano, (fig.7.36), mostra come l'introduzione di controventi dissipativi produca, per le stesse accelerazioni, una maggiore uniformità della risposta lungo l'altezza con una riduzione fino al 30% del massimo drift di piano, che si verifica ora al sesto piano, invece che al quarto.

Nel caso in cui l'accelerazione si porti al livello di progetto, (0.35g), i drift massimi e gli spostamenti dell'edificio adeguato risultano confrontabili con quelli dell'edificio non adeguato al collasso, ( $A_{G,max}=0.18g$ ). Il vantaggio di adottare un sistema di controllo dissipativo è ancora più evidente, quindi, se il termine di paragone si sposta verso accelerazioni più elevate. La figura 7.37 mostra infatti lo scenario delle cerniere plastiche nel caso di edificio adeguato e per  $A_{G,max}=0.35g$ ; Esso non evidenzia alcun meccanismo di collasso e le duttilità di sezione sono tutte inferiori al valore massimo disponibile.

I controventi dissipativi presentano l'inevitabile svantaggio di incrementare il taglio massimo ai diversi piani per effetto di una maggiore rigidità e resistenza globale, anche se tale incremento risulta in genere contenuto.

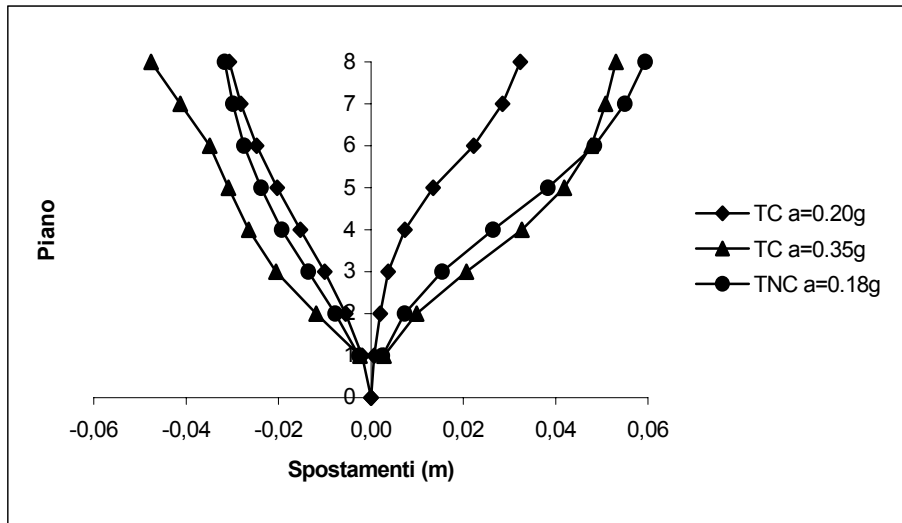


Fig. 7.35 – IACP: confronto spostamenti di piano (El Centro).

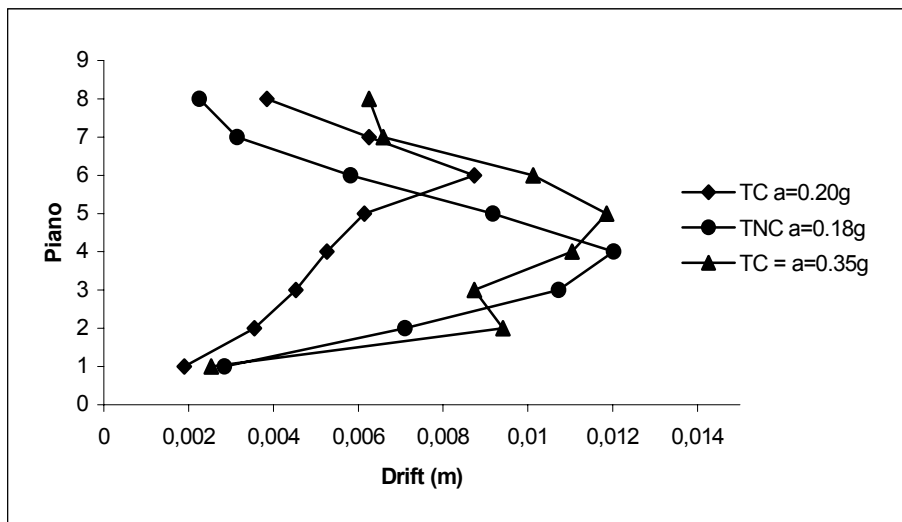


Fig. 7.36 – IACP: confronto drift di interpiano (El Centro).

A tal proposito la figura 7.38 mostra l'andamento del taglio in elevazione nella struttura prima e dopo l'adeguamento; in presenza di dissipatori, i valori risultano più elevati, con un incremento massimo del 35% alla base. Quest'ultimo è comunque localizzato nei soli telai di testa che sono gli unici nei quali è presente il sistema di controllo.

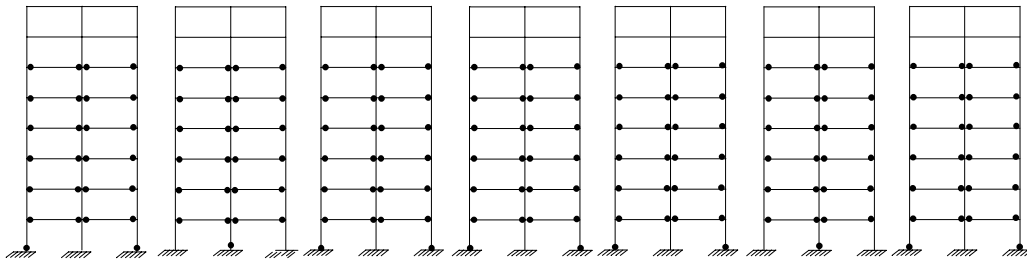


Fig. 7.37 – IACP: scenario cerniere plastiche (El Centro 0.35g).

Per salvaguardare l'incolumità dell'edificio e quindi fornire ad esso il sufficiente grado di sicurezza rispetto al collasso, i dispositivi di controllo limitano il livello di danneggiamento, oltre che per l'effetto combinato di rigidezza e di resistenza aggiuntive, anche per la presenza di uno smorzamento strutturale aggiuntivo, osservabile come porzione di energia di input che viene sottratta alla struttura da proteggere.

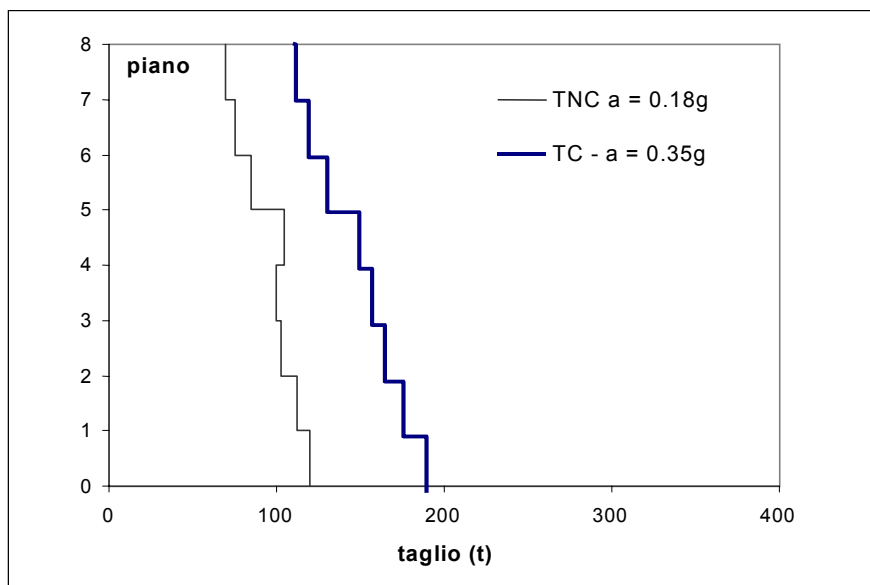


Fig. 7.38 – IACP: confronto taglio di piano (El Centro).

I valori equivalenti usualmente riscontrati per tale smorzamento aggiuntivo sono dell'ordine del 20-30% dello smorzamento critico. La figura 7.39 mostra la storia temporale delle diverse forme di energia per il caso di edificio controventato e per una accelerazione massima pari a 0.35g. Rispetto al caso di fig.7.14, si nota immediatamente che l'energia di Input ( $E_I$ ) presenta valori più elevati a causa della sua dipendenza sia dall'azione esterna che dalle caratteristiche della struttura. Le



energie recuperabili (elastica ( $E_E$ ), cinetica ( $E_K$ )) forniscono visibilmente un contributo assai modesto all'energia di input, il cui valore è quindi legato quasi esclusivamente all'energia dissipata; quest'ultima è generata dallo smorzamento convenzionale, scelto pari al 5% ( $E_D$ ), dalla dissipazione per isteresi nelle cerniere plastiche che si formano nelle membrature ( $E_{Hf}$ ), ma soprattutto dall'energia dissipata nei controventi dissipativi ( $E_{HD}$ ). Si osservi infatti come l'area sottesa dalla curva  $E_{HD}$  sia la maggiore in assoluto, con un valore che si aggira intorno al 60% dell'area sottesa dall'energia di input.

Quanto ottenuto per l'accelerogramma di El Centro non si discosta sostanzialmente dai risultati ottenuti con gli accelerogrammi artificiali rappresentativi della zona di Catania, anche se questi ultimi mostrano un potenziale distruttivo leggermente superiore. Per completezza nella prossima sezione verranno comunque illustrati alcuni loro effetti sull'edificio Monterosso.

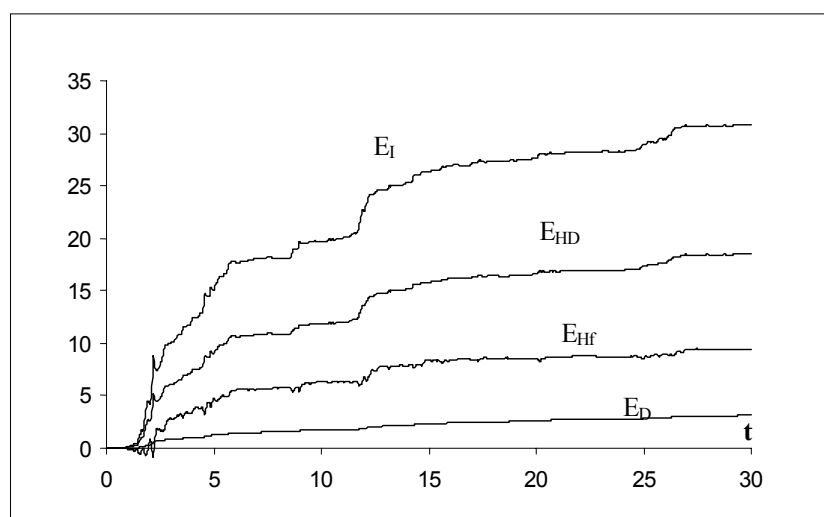


Fig. 7.39 – IACP: Time-History energie (El Centro 0.35g).

#### 7.4.2.2 Edificio Monterosso

Anche per questo edificio i risultati, che vengono ora presentati, sono molto soddisfacenti. Gli spostamenti di piano dell'edificio adeguato (TC), illustrati in Fig. 7.40, per l'accelerogramma di El Centro, mostrano ancora una volta un andamento piuttosto regolare con valori persino inferiori, (del 30% circa in sommità) a quelli del caso di edificio non adeguato, in presenza di tamponature e in corrispondenza dell'accelerazione di collasso. La curva dei massimi positivi e negativi, calcolati per una accelerazione alla base pari a 0.35g, si frappono fra le curve del caso TNC, corrispondenti rispettivamente ad accelerazioni massime 0.1g e 0.14g.

I corrispondenti valori del drift di interpiano, (fig. 7.41), mostrano una forma simile al caso TNC ma con valori inferiori (del 50% circa in corrispondenza dell'ultimo piano).

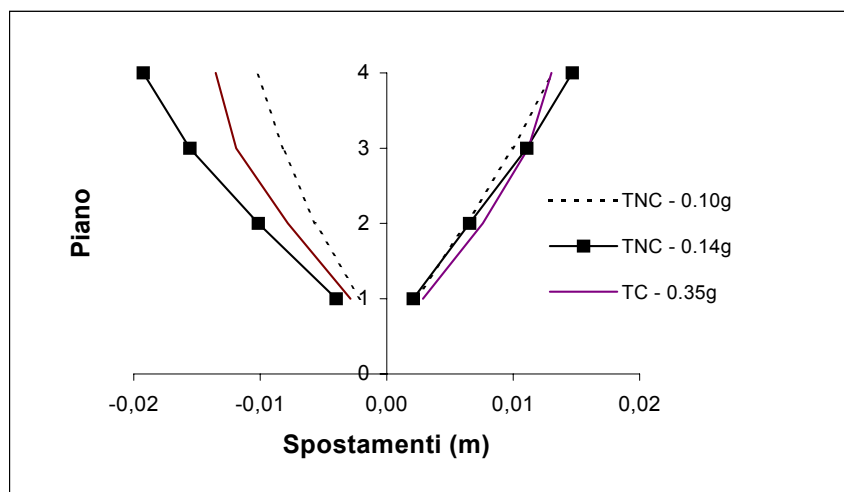


Fig. 7.40 - Monterosso: confronto degli spostamenti (El Centro).

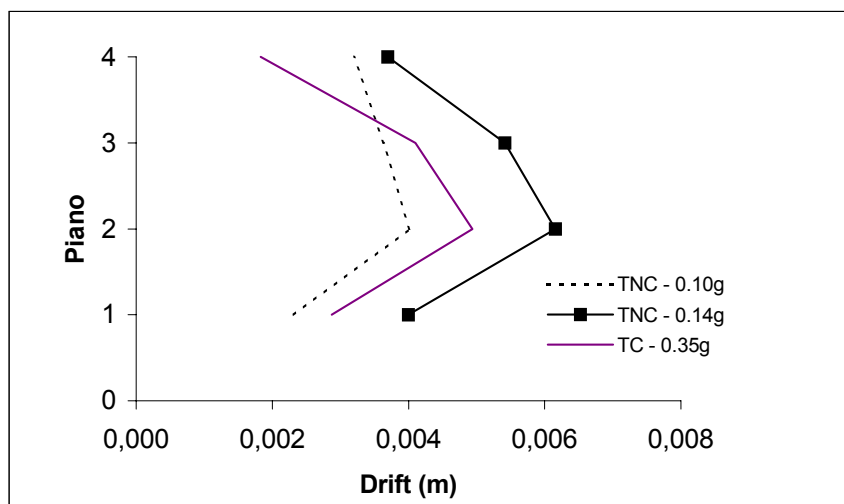


Fig. 7.41 - Monterosso: confronto drift di piano (El Centro).

Nel caso di accelerogrammi artificiali i risultati rimangono sostanzialmente invariati. La figura 7.42 mostra ad esempio il confronto in termini di spostamento nel caso di uno degli accelerogrammi artificiali, (denominato *SEG\_4R*); lo spostamento in sommità, in presenza di controventi, si riduce in misura leggermente minore ( $\cong 25\%$ ) anche se l'ordine di grandezza rimane inalterato.

La richiesta di duttilità ai singoli piani  $\mu_f$  è anche in questo caso vicina al valore richiesto in sede progettuale, ossia 4. Il valore massimo lungo l'altezza è pari a circa 3.5 mentre il valore medio lungo l'altezza è risultato pari a circa 3.0.

Risultati soddisfacenti sono stati ottenuti anche per i tagli che presentano ancora un aumento contenuto ai piani, e addirittura nessun incremento alla base, rispetto al caso non adeguato al collasso, (fig.7.43).

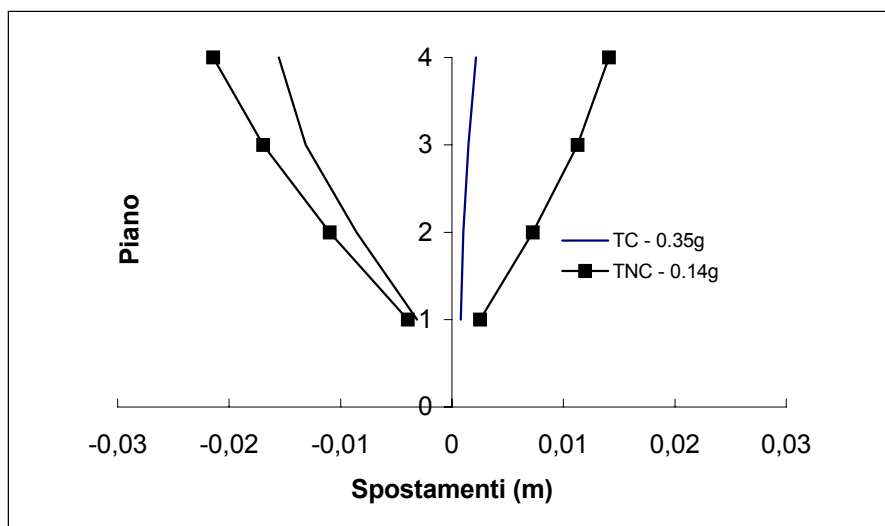


Fig. 7.42 – Monterosso: confronto spostamenti di piano (SEG\_4R).

Con riferimento alle diverse forme di energia presenti durante il moto, la figura 7.44 riporta, anche per il caso in questione, il loro andamento nel tempo.

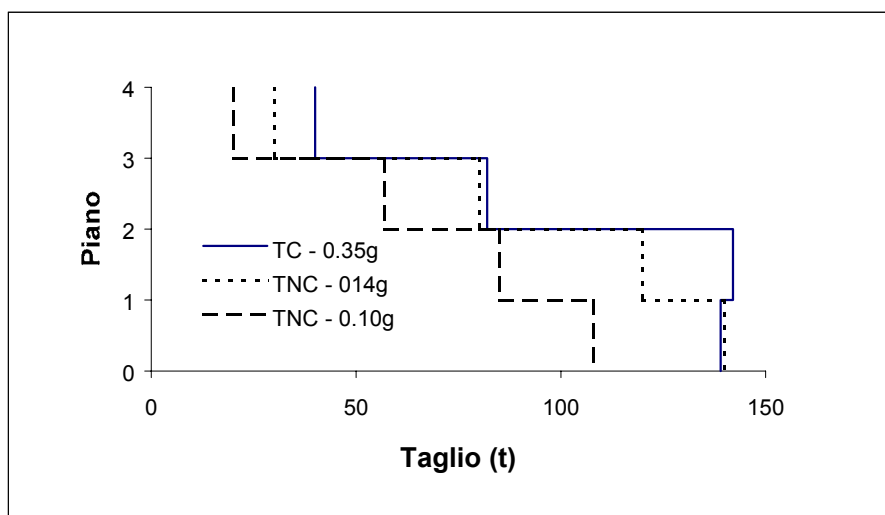


Fig. 7.43 – Monterosso: confronto taglio di piano (El Centro).

E' ancora evidente che la maggior quantità dell'energia è dissipata nei dispositivi che costituiscono il sistema di controllo. Elaborazioni effettuate sulle curve dell'energia hanno consentito di valutare l'indice EDI, così come definito nel

par. 7.4.1.2; il suo valore è risultato pari a circa 0.60, in accordo con le previsioni del progetto. Risulta così verificato che le caratteristiche del sistema di controllo selezionate sono da ritenersi ottimali, nel rispetto della metodologia progettuale proposta.

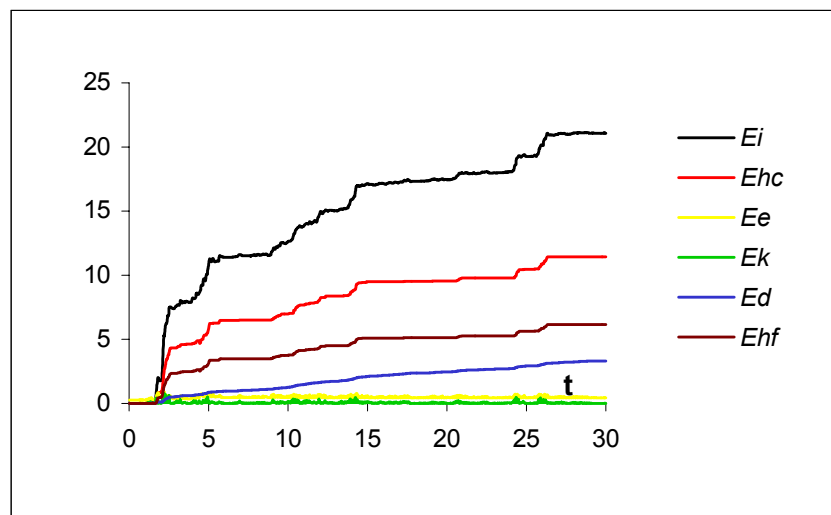


Fig 7.44 – Monterosso: Time-History energie (El Centro 0.35g).

## 7.5 Intervento di adeguamento con tecnologie tradizionali

La proposta di un intervento di adeguamento di tipo innovativo, i cui effetti sui due edifici di Catania, sono stati illustrati nel paragrafo precedente, necessita di un termine di paragone che permetta di giudicarne la convenienza d'uso.

Una proposta ragionevole è quella di indagare sugli effetti di un intervento che segua le linee guida tradizionali per l'adeguamento sismico di edifici in c.a; queste ultime suggeriscono in genere di introdurre una resistenza aggiuntiva, realizzando nuovi elementi strutturali collaboranti con quelli esistenti, (interni o esterni alla struttura esistente); tale operazione non comporta apprezzabili variazioni dello smorzamento strutturale.

Nei punti seguenti è data una breve descrizione delle tecnologie più interessanti, puntualizzandone vantaggi e svantaggi. Vengono poi illustrati i risultati che si ottengono per l'edificio IACP, nel caso di adeguamento sismico con pareti di taglio in c.a; contestualmente viene effettuato un confronto con gli effetti del sistema di controventi dissipativi precedentemente considerato.

Decanini e Oliveto nel 1997 esposero in maniera esauriente le diverse alternative per l'adeguamento di tipo tradizionale [Oliveto & Decanini 1999]. Essi distinsero i possibili interventi in 4 categorie significative:

1. Tamponature resistenti all'azione sismica.
2. Controventi tradizionali in acciaio.
3. Rinforzo della struttura esistente.
4. Struttura parallela a quella esistente:
  - strutture in acciaio;
  - pareti di taglio in c.a.

Riportiamo in breve le conclusioni a cui essi sono giunti.

#### *Tamponature resistenti all'azione sismica*

Questa è una tecnica spesso utilizzata nelle strutture esistenti in cemento armato, e prevede la sostituzione delle tamponature tradizionali in laterizi, con delle tamponature più adatte a resistere all'azione sismica. Come conseguenza dell'intervento, la struttura passa da un comportamento a telaio a un comportamento a struttura reticolare e il regime delle sollecitazioni non è più di tipo flessionale, ma diventa di tipo prevalentemente assiale.

Questo tipo di intervento è abbastanza indicato per strutture con non più di tre o quattro piani, e può comportare una variazione nell'architettura dell'edificio quando le tamponature da sostituire contengono delle aperture. L'uso di un intervento di questo tipo prevede il rinforzo degli elementi strutturali, e soprattutto dei nodi trave-pilastro, operazione non sempre agevole e sicuramente costosa.

#### *Controventi in acciaio*

Questa soluzione consiste nell'inserire nelle maglie della struttura dei controventi in acciaio, che possono essere di vario tipo. L'intervento ripropone però gli stessi svantaggi della soluzione precedente; esso appare particolarmente efficiente per strutture alte, sempre che nodi e pilastri della struttura siano adeguatamente rinforzati. Questa soluzione si presta però molto agevolmente ad essere modificata in modo che la funzione dei controventi sia anche dissipativa. In tal caso si parla di controventi dissipativi, soluzione innovativa già considerata nei precedenti paragrafi.

#### *Rinforzo della struttura esistente*

Questo tipo di intervento sulla struttura portante esistente, prevede il rinforzo di ogni elemento strutturale e delle loro connessioni con conseguente alterazione della maggior parte dei componenti strutturali. La consistenza del lavoro ed il conseguente costo dell'operazione hanno spesso reso impossibile l'applicazione di tale soluzione. In ogni caso la struttura non vede sostanzialmente modificata la sua rigidità.

### *Struttura resistente parallela alla struttura esistente*

Nel caso in cui la struttura esistente non è capace di offrire una significativa resistenza alle azioni orizzontali, può essere una soluzione valida quella di accoppiare alla struttura esistente una struttura capace di assorbire da sola le azioni orizzontali. Questa nuova struttura deve interagire in modo armonioso con quella esistente senza alterare l'aspetto architettonico di quest'ultima. La nuova struttura può essere in acciaio oppure in cemento armato.

Come struttura in acciaio si può realizzare una struttura esterna, ad esempio dei telai controventati tutti in acciaio, mentre la struttura in cemento armato può essere costituita da pareti costruite per l'intera altezza dell'edificio. In genere questo tipo di intervento non è adatto per essere applicato in maniera diffusa, per l'impatto che provocherebbe sull'edificio esistente e per la presenza di una consistente massa aggiuntiva; per questo motivo, in genere, le pareti in cemento armato vengono localizzate lungo il perimetro dell'edificio e lungo il perimetro dei vani ascensori o vani scala. Gli aspetti negativi di questa soluzione potrebbero essere concentrazioni di sollecitazioni in fondazione con conseguente necessità di rinforzo della stessa, inoltre è necessario risolvere il problema della perfetta interazione tra la nuova struttura e quella esistente affinché le forze sismiche siano perfettamente trasmesse dall'una all'altra.

La soluzione tradizionale di adeguamento scelta per gli edifici in questione è una soluzione con pareti di taglio in c.a., a sostituzione dei telai trasversali di bordo. La scelta è stata motivata innanzitutto dal fatto che i due edifici hanno limitate rigidezze e resistenze alle azioni orizzontali. Serve quindi un intervento che introduca una elevata resistenza alle azioni orizzontali, accompagnata però anche da una rigidezza sufficiente a limitare gli spostamenti per sismi di bassa intensità. C'è da aggiungere che l'impatto architettonico dell'intervento rimane assai limitato nell'ipotesi ragionevole che le aperture nelle due testate siano presenti in misura limitata. Infine la scelta di posizionare le pareti alle estremità trasversali permette limitare l'interruzione della funzionalità dell'edificio durante l'operazione di rinforzo.

#### **7.5.1 Progetto di un intervento di adeguamento con pareti di taglio**

A titolo di esempio, viene presentata una proposta di adeguamento sismico dell'edificio IACP mediante pareti di taglio in c.a., seguendo le disposizioni riportate al punto III.1.4.2 della proposta di normativa GNDT.

E' già stato puntualizzato nella premessa che una soluzione a pareti di taglio è utile nel caso in cui la struttura da adeguare non presenti resistenza alle azioni orizzontali. Le pareti dunque hanno la funzione di assorbire interamente le sollecitazioni orizzontali provocate dall'azione sismica. Una volta individuata l'azione di progetto essa può essere utilizzata per progettare la sezione e l'armatura delle pareti. Si trascura perciò la resistenza propria dell'edificio alle azioni

orizzontali, pur sapendo che essa è disponibile in qualche misura, a favore di sicurezza, e in accordo con una consuetudine assai diffusa in ambito progettuale.

Come per i controventi dissipativi lo spettro di progetto utilizzato si riferisce ad una zona di forte intensità sismica (F) per la quale l'accelerazione massima efficace prevista è pari a 0.35g (Punto I.3.2). Lo spettro di progetto è quello indicato in figura 7.45.

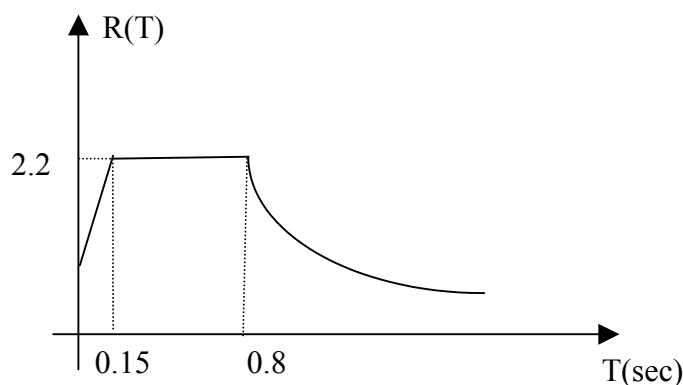


Fig. 7.45 - Spettro di progetto.

Per quanto riguarda il fattore di struttura  $K$ , definito al punto I.3.4.1 delle norme GNDT, il suo valore dipende dalla tipologia strutturale dell'edificio. Nel caso specifico la struttura è di tipo misto, cui si fa corrispondere un fattore di struttura  $K=3$ . Infine, potendosi senz'altro ipotizzare che il periodo proprio della struttura sia inferiore a  $T_0 = 0.8$  sec, essendo già il periodo dell'edificio tamponato pari a circa 0.8 sec e le pareti in c.a. più rigide delle tamponature, il fattore di amplificazione risulta essere 2.2.

Applicando l'analisi statica equivalente è possibile determinare le sollecitazioni nella struttura e progettare sezione ed armatura delle pareti, seguendo le indicazioni suggerite al punto III.1.4.2.2 delle norme proposte dal GNDT. Le prescrizioni minime sulla geometria e sull'armatura impongono di rispettare i seguenti limiti:

- Spessore della parete  $s > 30$  cm.
- Rapporto d'armatura  $\rho = A_f / (sL)$  compreso nel campo 0.0025-0.04 (dove  $A_f$  è l'area d'armatura totale, mentre  $L$  ed  $s$  sono lunghezza e spessore della parete).
- Passo delle barre  $p < 30$  cm.
- Diametro barre  $\phi < s/10$ .

E' prescritta, inoltre, la presenza di un'armatura trasversale, con diametro minimo di 8 mm e disposta alla base della parete per un'altezza pari ad  $L$ .

Per ciò riguarda la disposizione in pianta, le pareti si suppongono disposte alle due estremità trasversali dell'edificio secondo uno schema identico a quello indicato nella figura 7.24.a. Le dimensioni scelte per le due pareti, nel rispetto delle limitazioni suddette, sono le seguenti:

- spessore  $s = 0.20$  m
- lunghezza  $L = 11.20$  m
- altezza  $h = 24$  m

Lo schema piano a cui si farà riferimento in seguito, per le analisi statiche e dinamiche è quello indicato nella figura 7.46.

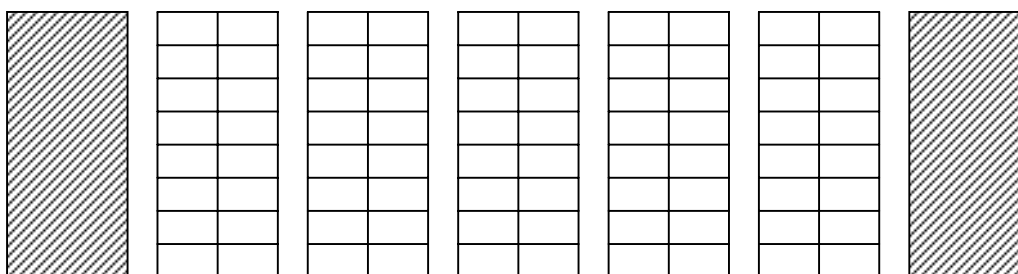


Fig. 7.46 - IACP: schema piano per l'edificio con pareti in c.a.

Tenuto conto di quanto esposto l'armatura prescelta è quella indicata nella figura 7.47, che riporta anche il diagramma di interazione M-N, (Momento, Sforzo assiale) relativo alla sezione.

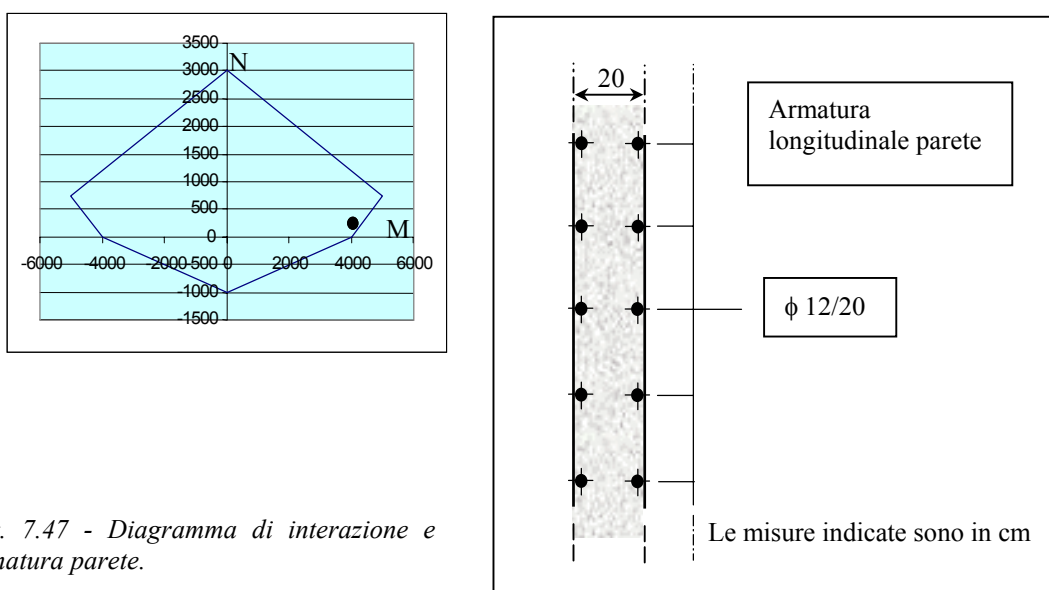


Fig. 7.47 - Diagramma di interazione e armatura parete.



Per la verifica a pressoflessione, si seguono le indicazioni riportate al punto III.1.4.2.2.3 (GNDT). Secondo il metodo agli stati limite è necessario rispettare la condizione di verifica seguente:

$$M_R(N) > M$$

dove  $M_r(N)$  è il momento resistente della sezione, espresso in funzione dello sforzo normale  $N$  e valutato tenendo conto della effettiva disposizione delle armature;  $M$  è la sollecitazione di flessione. Nel caso specifico lo sforzo normale  $N$  è pari al peso della parete stessa sommato al peso della quota parte dei solai che compete alla parete ( $N = 257t$ ).

Con riferimento alla distribuzione di forze statiche equivalenti precedentemente determinate, il momento flettente massimo al piede risulta pari a  $M=4067$  tm, mentre il momento ultimo è pari a 4400tm; il punto di coordinate  $M,N$  è tale da rispettare la condizione di verifica precedente.

In campo anelastico, la parete è stata modellata come un elemento dotato di cerniera alle base, il cui comportamento, di tipo elastoplastico perfetto, è dipendente dallo sforzo normale  $N$ ; tale dipendenza viene messa in conto utilizzando il diagramma d'interazione precedentemente considerato.

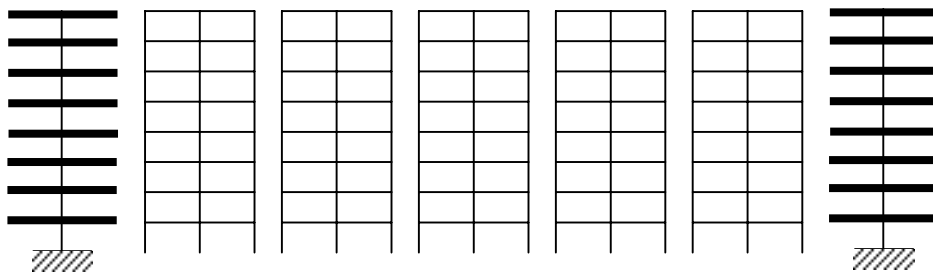


Fig. 7.48 – IACP: modello di calcolo per l'edificio con pareti in c.a.

Tale elemento presenta, per ovvie ragioni, anche deformabilità a taglio, in campo elastico, mentre non tiene conto di alcun meccanismo di plasticizzazione per taglio; il modello può considerarsi attendibile stante l'altezza della parete che implica prevalenza di comportamento flessionale. Il modello adottato per le analisi numeriche non lineari è quello illustrato schematicamente in figura 7.48.

### 7.5.2 Analisi della risposta sismica in presenza di pareti di taglio

Vengono di seguito riportati alcuni risultati delle analisi dinamiche al passo, con accelerogramma alla base, effettuate per il modello di figura 7.48, e

contestualmente viene anche effettuata un'analisi comparativa con i risultati ottenuti per l'adeguamento con controventi dissipativi, già illustrati nel paragrafo precedente.

La figura 7.49 riporta l'andamento degli spostamenti di piano per due livelli di accelerazione: bassa intensità (0.1g) ed alta intensità (0.35g); vengono inoltre riportate le risposte dell'edificio adeguato con controventi dissipativi, e dell'edificio non adeguato, al collasso. Si noti innanzitutto come la presenza di pareti di taglio riduca notevolmente la risposta ad un sisma di forte intensità. Rispetto al caso di controventi dissipativi, e per un picco di accelerazione pari a 0.35g, la riduzione è nettamente più pronunciata, (50% circa), e l'andamento è praticamente lineare.

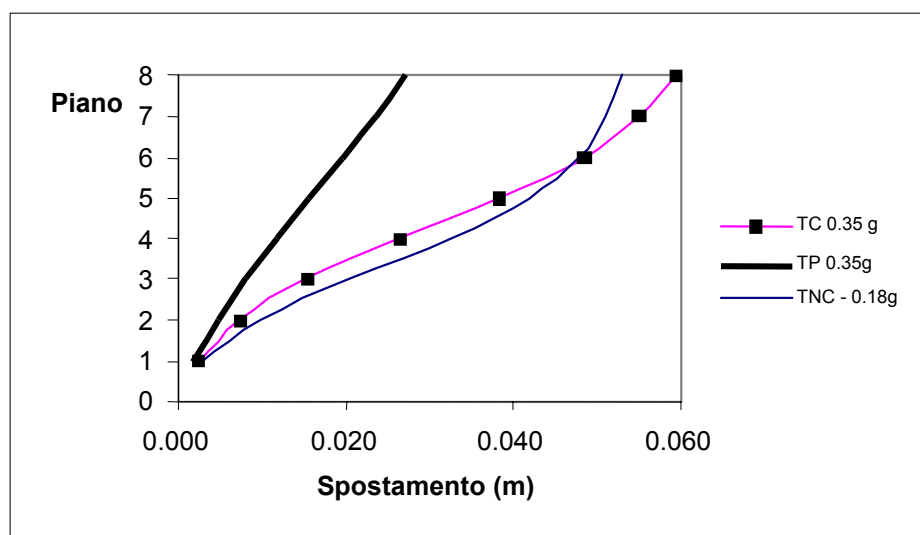


Fig. 7.49 – IACP: confronto spostamenti di piano (El Centro).

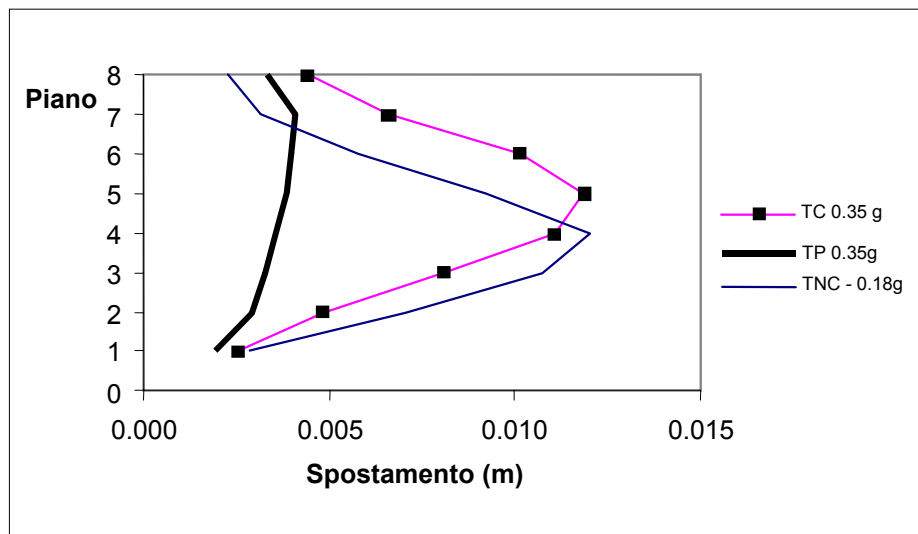


Fig. 7.50 - IACP : confronto drift di piano (El Centro).

Questi risultati sono evidenti anche dall'esame dei drift di piano, riportati in figura 7.50. La presenza di pareti induce uno spostamento relativo di piano praticamente costante lungo l'altezza come conseguenza dell'andamento lineare degli spostamenti di piano. I valori massimi, rispetto al caso non adeguato, si riducono del 70% circa.

Le pareti in c.a. si plasticizzano, ma solo in misura contenuta, sotto terremoto violento, e lo stesso vale per le membrature della restante parte dell'edificio; ne risulta un fattore di struttura globale pari circa a 2. Al contrario il funzionamento dei controventi dissipativi prevede l'attivazione delle caratteristiche anelastiche dell'edificio, che contribuiscono così in maniera determinante al controllo della risposta sismica; si richiede infatti che la struttura principale raggiunga una fattore di struttura pari a 4.

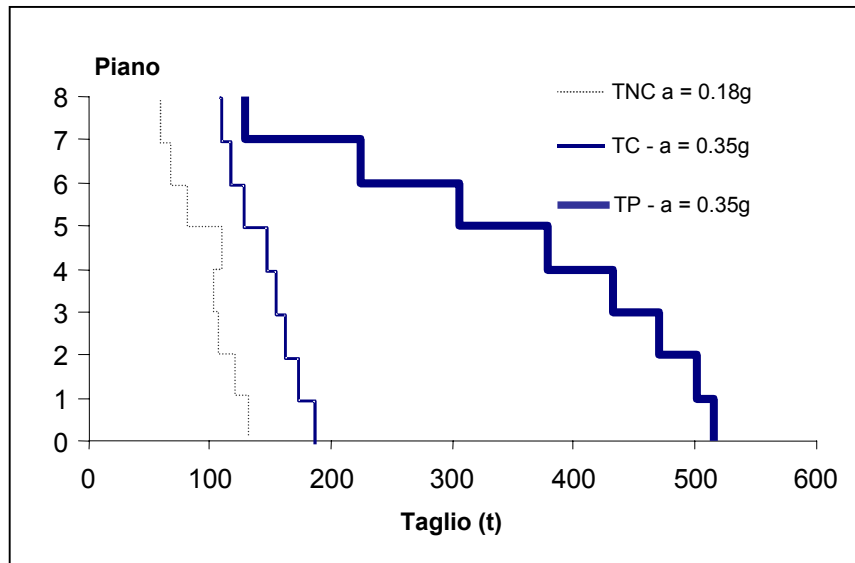


Fig. 7.51 - Confronto taglio di piano (El Centro).

I vantaggi appena evidenziati nell'utilizzo delle pareti di taglio vengono meno se si analizza la risposta in termini di tagli di piano, (fig.7.51)

Si osservi come i valori siano costantemente maggiori nel caso di adeguamento con pareti in c.a. e come tale aumento vari da un minimo del 50% ai piani superiori fino ad un massimo del 300% circa alla base. Ciò implica la necessità di un notevole intervento di rinforzo in fondazione; infatti le fondazioni esistenti, costituite da 6 pali del diametro di 60cm con lunghezza variabile da 18 a 20m, sono assolutamente insufficienti a portare il taglio di 258t richiesto per ogni parete. I costi di una tale operazione di rinforzo, sommati ai costi per la costruzione delle pareti e per le operazioni di collegamento con la struttura esistente, appaiono senza dubbio assai più elevati di quelli necessari per l'intervento di adeguamento con controventi dissipativi esaminato precedentemente.

## 7.6 Conclusioni

E' stato analizzato il comportamento sismico di due edifici in cemento armato siti nella città di Catania. Essi sono stati progettati e costruiti negli anni 70, in assenza di normativa sismica e tenendo conto dei soli carichi verticali. Per la loro conformazione geometrica e per i materiali utilizzati essi sono, peraltro, fortemente rappresentativi di edifici coevi, largamente diffusi nell'area di Catania, per i quali si renderebbero necessari interventi di adeguamento sismico. Nell'ambito del progetto Catania, si è deciso di effettuare casi studio di adeguamento per gli edifici suddetti, utilizzando sia tecniche tradizionali che innovative. Queste ultime, in particolare,

sono state identificate con sistemi di controventamento dissipativo dotati di smorzatori isteretici. Per le tecniche tradizionali si è fatto invece riferimento all'utilizzo di pareti di taglio in cemento armato, progettate secondo le correnti indicazioni normative.

Dopo avere identificato mediante analisi statiche equivalenti in campo non lineare e analisi modali un modello semplificato dei due edifici, in presenza ed in assenza di tamponature, è stato progettato l'adeguamento sismico degli stessi, a mezzo di un sistema di controventamento dissipativo ottimale, nel rispetto di una metodologia progettuale proposta dagli scriventi. Analisi dinamiche non lineari, con accelerogrammi imposti alla base, hanno mostrato chiaramente l'efficacia del sistema di controllo passivo progettato. Sotto l'imposizione del picco di accelerazione massimo previsto, (0.35g), la presenza del sistema dissipativo permette agli edifici di stare al di sotto del proprio limite di collasso, contenendo, contemporaneamente, anche l'inevitabile aumento del taglio alla base rispetto al caso non adeguato.

I risultati così ottenuti sono stati confrontati con una soluzione di adeguamento di tipo tradizionale, costituita da pareti di taglio in cemento armato. Queste ultime sono state progettate secondo le indicazioni della proposta di normativa GNDT. Il confronto ha evidenziato la grande efficacia delle pareti di taglio nel contenere gli spostamenti di piano e i relativi drift, con riduzioni anche del 50% rispetto alla soluzione con controventi dissipativi. L'apparente vantaggio della soluzione con pareti viene però meno se si esamina la risposta in termini di tagli di piano e soprattutto di taglio in fondazione. Quest'ultimo assume, infatti, in presenza di un picco di accelerazione pari a quello massimo di progetto, valori che sono ben oltre tre volte maggiori dei corrispondenti per il caso senza adeguamento; ne consegue la necessità di un importante intervento di adeguamento delle fondazioni.

L'intervento di adeguamento con pareti di taglio, così come è stato concepito, nel rispetto delle norme sismiche, appare più oneroso della soluzione con controventi dissipativi; questi ultimi, infatti, inducendo sollecitazioni alla base assai prossime a quelle che si avrebbero per l'edificio non adeguato, consentono di non intervenire affatto, o di intervenire solo limitatamente, in fondazione mentre gli altri interventi necessari di rinforzo sono localizzati ai soli attacchi fra i controventi dissipativi e le membrature. Per una verifica accurata di tale affermazione è necessaria però una più dettagliata analisi dei costi delle singole operazioni di adeguamento che non è stata per il momento effettuata.

## BIBLIOGRAFIA

- Ciampi,V., (1991): "Use of energy dissipating devices, based on yielding of steel, for earthquake protection of structures", *Proc. of the Intern. Meeting on Earthquake Protection of Buildings*, pp. 41/D-52/D, Ancona, Italy.
- Ciampi,V., Arcangeli,M., Ferlito, R., (1991): "Dissipative bracings for seismic protection of buildings", *Proc. of the Intern. Meeting on Earthquake Protection of Buildings*, pp. 87/D-100D, Ancona, Italy.
- Ciampi,V., Paolone,A., De Angelis,M., (1992): "On the seismic design of dissipative bracings", *Proc. 10th W.C.E.E.*, Madrid, Spain
- Filiatrault,A., Cherry,L. (1990): "Seismic design spectra for friction damped structures", *J.Struct.Div., ASCE*, **166**, ST5, 1338-1355.
- Ciampi,V., De Angelis,M., Paolacci,F., (1995): "Design of yielding or friction-based dissipative bracing for seismic protection of buildings", *Engineering Structures*, **17** 5, 381-391.
- Krawinkler,H., Seneviratna,G.D.P.K., (1998): "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation", *Engineering Structures*, **20** 452-464.
- Decanini,L., Gavarini,C., Bertoldi,S.H., (1993): "Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche. Un modello semplificato. Confronto sperimentale e numerico", *6° Convegno Nazionale ANIDIS: L'ingegneria Sismica in Italia*, Perugia, 13-14 Ottobre. **2**, pp 815-824
- Decanini,L., Gavarini, C., F.Mollaioli, (1994): "Strengthening of frame buildings with infill masonry", *Proc. of the Italian-French Symposium on Strengthening and Repair of structures in seismic areas*, 17-19 October 1994, Nice, France, pp. 175-184.
- Priolo,E, (1999): "2-D spectral element simulations of destructive ground shaking in Catania(Italy)", *Journal of seismology*, (in stampa)
- Romanelli,F., Vaccari,F, Panza,G.F., (1998): "Ground motions scenario in the Catania area for a Magnitude 7.0 earthquake on the Hyblean Fault", *Journal of seismology*, (in stampa)
- Bruno,S., L.Decanini, F.Mollaioli, (2000): "Seismic performance of pre-code concrete buildings", *XII W.C.E.E.*, Auckland, New Zeland
- Spacone,E., Ciampi,V., Filippou,F., (1992): "A beam element for seismic damage analysis". *Report no UCB/EERC -9207*, University of California, Berkeley.
- Ciampi,V., De Angelis,M., Paolacci,F., (1994): "Dissipative bracings for seismic protection of multistorey frames". *Proc. X E.C.E.E.*, Vienna, Austria.
- M.Arcangeli, V.Ciampi, F.Paolacci, S.Perno, S.Pranzo, (1996): "Shaking table tests of a two story frame equipped with dissipative bracings", *Proc. of the XI W.C.E.E.*, Acapulco.
- Ciampi,V., Paolacci,F., Perno,S., (1996): "Dynamic tests of a dissipative bracing system for seismic control of framed structures", *Proc of fisrt Symp. of E.R.E.S.*, pp.301-310, Tessaloniki, Greece,
- V.Ciampi,F.Paolacci,S.Perno, G.Decanio,S.Spadoni, (1997): "Earthquake simulator testing of an energy dissipation system for seismic control of buildings", *International Post-SMiRT Conference Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Vibrations of Structures* Taormina , Italy, August 25-27
- F.Paolacci,V.Ciampi, M.De Angelis, (1998): "Optimal design of viscoelastic bracing systems for earthquake protection of buildings", *Proceeding of the Eleventh European Conference on Earthquake Engineering*, Paris, 6-11 September
- GNDT, (1985): Normative tecniche per le costruzioni in zone sismiche, Documento sottoposto ad inchiesta pubblica, *Ingegneria sismica*, Anno II, **1**, pp. 9-109

Oliveto, G, Decanini,L., (1999): “ Repair and retrofit of a six storey reinforced concrete building damaged by the earthquake in South-East Sicily on the 13<sup>th</sup> December 1990”, *E.R.E.S*, **1**





## 8. ANALISI COMPARATIVE E CONCLUSIONI

*(E. Cosenza)*

### 8.1 Premessa

L'attività di ricerca svolta ha avuto come obiettivo fondamentale l'approfondimento e l'estensione delle attuali conoscenze sulla valutazione della vulnerabilità sismica delle strutture esistenti in cemento armato, mediante lo studio della risposta effettiva e dei possibili meccanismi di collasso, considerando anche l'influenza delle tamponature inevitabilmente presenti. L'indagine è rivolta agli edifici realizzati in assenza di applicazione di adeguate normative sismiche edificati nell'area di Catania.

A tal fine il primo passo è consistito nell'individuazione di alcuni edifici esistenti a Catania che possono essere ritenuti rappresentativi di una vasta tipologia. La scelta si è basata su uno screening effettuato sul posto sia mediante sopralluoghi che effettuando ricerche negli archivi del Genio Civile e dello IACP. In conclusione sono stati identificati due edifici denominati "Monterosso" e "IACP", di cui sono stati reperiti ed esaminati gli elaborati progettuali.

L'analisi di dettaglio della vulnerabilità di tali edifici, ritenuti significativi di larga parte del patrimonio edilizio catanese, è stata condotta simultaneamente da quattro gruppi di ricerca, in particolare: Unità di ricerca di Catania (coordinatore Oliveto, con Caliò e Marletta), Napoli Federico II (coordinatore Cosenza, con Manfredi, Polese, Verderame), Roma La Sapienza, I unità (coordinatore Decanini, con Mollaioli) e Roma La Sapienza, II unità (coordinatore Ciampi, con Paolacci).

I singoli gruppi hanno volutamente operato indipendentemente, disponendo come base comune unicamente dei dati progettuali degli edifici. Ciò ha consentito di operare con modellazioni ed approcci concettuali del tutto indipendenti, pervenendo dunque a conclusioni ancora indipendenti. Ciò è interessante tanto per il fine strettamente operativo, e cioè il giudizio sulla sicurezza di due complessi strutturali tipici dell'edilizia di Catania, quanto per il fine più squisitamente scientifico; con riferimento all'ultimo punto è stato infatti possibile fornire una sorta di stato dell'arte sui metodi di calcolo esistenti ed effettivamente utilizzati per lo studio di edifici in cemento armato, in campo elastico ed in campo non lineare, in campo statico ed in campo dinamico, potendosi così distinguere i problemi in cui la conoscenza strutturale è ormai matura dai problemi in cui il dibattito scientifico è ancora da considerarsi aperto.

In pratica tutti i gruppi hanno analizzato l'edificio definito "Monterosso", mentre le sole due unità di Roma hanno studiato l'edificio denominato "IACP". Nel seguito si riassumono e si confrontano i risultati ottenuti dalle diverse unità. Si premettono brevi richiami sugli edifici analizzati e sull'input sismico adottato.

## 8.2 Gli edifici studiati ed il problema dell'input sismico

I due edifici analizzati, rappresentativi di due tra le tipologie strutturali più diffuse nell'area di Catania, fanno parte di due complessi edilizi risalenti alla fine degli anni '70, e pertanto costruiti in assenza di normativa sismica. Gli edifici sono descritti in maggior dettaglio nel capitolo 3; per comodità di lettura si riportano alcune caratteristiche nel seguito.

I fabbricati, di quattro e otto piani, sono entrambi costituiti da strutture intelaiate in cemento armato. Le murature di tamponamento sono presumibilmente costituite da una doppia fila di laterizi forati con interposta camera d'aria con una possibile, anche se non nota, variazione di tipologia nei due telai trasversali di estremità.

L'edificio di 4 piani, denominato "Monterosso", presenta una pianta rettangolare allungata con un asse di simmetria nella direzione trasversale; lo sviluppo in elevazione è di tre piani fuori terra e un piano seminterrato. Le dimensioni in pianta sono di 40x10 m, mentre l'altezza è di circa 12 m. I primi tre piani presentano una pianta simile tra loro mentre l'ultimo piano è di superficie nettamente più piccola essendo adibito a sola chiusura del vano scala.

L'edificio denominato "IACP" presenta dimensioni regolari in pianta (11x22 m), con otto piani fuori terra per un'altezza totale di 24 m, e fondazioni a travi rovesce poggianti su pali. La configurazione strutturale è caratterizzata da tre telai longitudinali e tre telai trasversali. L'ossatura portante è costituita da pilastri a sezione rettangolare, di forma notevolmente allungata, e da travi a sezione rettangolare di tipo alto nei telai trasversali, e a spessore nei telai longitudinali. I solai sono di tipo latero-cementizio, di spessore pari a (160+40) mm, tutti egualmente orientati e poggianti sui telai longitudinali.

Per entrambi gli edifici le dimensioni geometriche degli elementi, la percentuale di armatura, le masse strutturali e i carichi sono ottenuti dai disegni progettuali originali. La resistenza del calcestruzzo e dell'acciaio sono assunte eguali a quelle dichiarate.

Per quanto riguarda l'input sismico, è interessante osservare che diversi gruppi di ricerca Italiani, inseriti nell'ambito del Progetto Catania, hanno fornito accelerogrammi sintetici in diverse zone di Catania, generando la rottura della faglia ibleo-maltese. Il confronto fra le caratteristiche di tali accelerogrammi è descritto in dettaglio nel capitolo 2; si sottolinea che gli accelerogrammi generati dai tre gruppi (Napoli Università, Zollo; Trieste Università, Romanelli; Trieste Osservatorio Geofisico Sperimentale, Priolo) presentano differenze sostanziali fra loro. In comune vi è senz'altro la brevità degli input, in termini di durata effettiva. Tutti i gruppi interessati all'analisi degli edifici in cemento armato hanno considerato l'accelerogramma SEG-4R generato da Priolo, mentre sono stati liberi di scegliere altri input significativi. In particolare l'Unità di Catania ha scelto input relativi agli eventi di Catania, Sicilia Orientale 1990, El Centro 1940 ed El Centro 1979; l'Unità di Napoli ha considerato l'input di Montenegro, 1979; l'Unità di Roma – Decanini ha scelto El Centro 1940, Calitri 1980, Tolmezzo 1976 ed ha considerato anche l'input

sintetico S4\_4 generato da Romanelli; infine l'Unità di Roma – Ciampi ha considerato l'input di El Centro.

Si osservi dunque che fra gli input considerati vi è lo storico evento di El Centro 1940, che è alla base di molti studi normativi; vi sono poi eventi particolarmente significativi per l'Italia, come Tolmezzo 1976 e Calitri 1980. Importante è anche sottolineare che l'evento di Catania, Sicilia Orientale 1990 utilizzato dall'Unità di Catania e quello di Montenegro 1979 utilizzato dall'Unità di Napoli sono significativi di terremoti di breve intensità e notevole picco di accelerazione. Dunque il campo complessivo indagato risulta completo e significativo.

### **8.3 Lo schema statico degli edifici**

Le diverse unità operative hanno operato in maniera indipendente a partire dai grafici progettuali, in modo da evidenziare le differenze nelle schematizzazioni adottate che sono significative di diversi approcci, tutti realistici, in fase operativa. Di seguito sono brevemente riassunte le soluzioni adottate per i singoli edifici.

#### EDIFICIO DI 4 PIANI “MONTEROSSO”

**Unità di Catania:** La struttura portante è caratterizzata, oltre che dai telai che presentano un collegamento tra i pilastri costituito da travi, anche da telai trasversali costituiti dai pilastri isolati e da travi di collegamento fittizie che simulano la trasmissione delle azioni dovuta al comportamento flessionale dei solaio; in corrispondenza del telaio della scala vi è una trave inclinata che simula l'effetto della soletta rampante. Si tratta della schematizzazione più resistente e più rigida in quanto si tiene in conto di tutti i possibili elementi di collegamento.

**Unità di Napoli:** La struttura portante è caratterizzata dai soli telai che presentano un collegamento tra i pilastri costituito da travi. Si tratta della schematizzazione più conservativa in quanto si trascura il contributo dei pilastri isolati e dei solai.

**Unità di Roma, Decanini e Roma, Ciampi:** La struttura portante è simile a quella utilizzata da Oliveto, senza considerare la soletta rampante delle scale.

#### EDIFICIO DI 8 PIANI “IACP”

**Unità di Roma:** La struttura portante è costituita da tutti i telai piani riscontrabili in carpenteria.

## 8.4 I modelli numerici adottati

Di seguito sono presentati i modelli di analisi adottati dalle diverse unità operative:

**Unità di Catania:** Nelle analisi è utilizzato un modello numerico del tipo a plasticità concentrata contenuto nel programma DRAIN-3DX. Le caratteristiche delle cerniere plastiche riproducono la presenza dello sforzo assiale nelle colonne corrispondente alla condizione di equilibrio statico. La duttilità globale o locale dell'elemento viene definita convenzionalmente. Per l'analisi di push-over è stata considerata la distribuzione di forze associata al modo fondamentale di vibrazione della direzione considerata. L'analisi dinamica lineare è stata effettuata con il programma SAP 2000.

**Unità di Napoli:** Nelle analisi di push-over si è impiegato un modello numerico per il calcolo dei telai in c.a., del tipo a fibre con diffusione di plasticità e fessurazione. Viene considerato esplicitamente il legame di aderenza acciaio-calcestruzzo. E' possibile riprodurre i principali fenomeni meccanici che influenzano il comportamento non lineare dei telai piani in c.a., quali la fessurazione, la diffusione della plasticizzazione, la *fixed end rotation*, la presenza/variazione dello sforzo assiale nelle colonne, l'effetto del taglio nonché l'effetto P- $\Delta$ . Non viene considerata la possibile rottura dei pannelli nodali. La natura del modello permette di definire la duttilità di sezione, di elemento e globale a partire dai legami costitutivi. Nell'analisi di push-over è stata considerata la distribuzione di forze associata al modo fondamentale di vibrazione della direzione considerata. L'effetto delle tamponature non è stato introdotto. L'analisi dinamica lineare è stata condotta impiegando con il SAP-90. L'analisi dinamica non lineare è stata considerando il programma DRAIN-2DX, tarando opportunamente i vincoli alle estremità delle aste in modo da riprodurre gli effetti degli scorrimenti nodali e la fessurazione degli elementi evidenziate dal modello raffinato di analisi statica.

**Unità di Roma:** Per entrambe le unità di Roma, la modellazione numerica delle strutture è stata effettuata mediante il codice di calcolo per l'analisi non lineare ANSR. Il comportamento delle travi e dei pilastri è stato schematizzato utilizzando elementi a plasticità concentrata, individuata in cernere di estremità di tipo elastoplastico incrudente, con interazione momento flettente e sforzo normale. L'analisi di push-over è stata effettuata applicando una distribuzione di carichi laterali triangolare.

## 8.5 Proprietà dinamiche dell'edificio

La determinazione delle grandezze dinamiche dell'edificio, quali i periodi di vibrazione e le masse eccitate, è stata effettuata mediante analisi modale sul relativo modello tridimensionale. Ciò ha confermato, nelle analisi di tutte le unità, la validità del modello piano a treno di telai che praticamente possiede periodo proprio coincidente con il primo modo del modello tridimensionale.

Si osserva innanzitutto che le stime delle masse condotte indipendentemente dai gruppi di ricerca ha condotto a risultati sostanzialmente coincidenti (massa totale con variazione nell'intervallo 1133-1195 kNs<sup>2</sup>/m).

In Tab. 8.1 sono riportate le diverse stime in relazione al primo periodo relativo alla direzione trasversale (dimensione minore in pianta), delle diverse unità operative (i risultati delle due unità di Roma coincidono):

Tab. 8.1: Periodi propri di vibrazione in direzione trasversale.

EDIFICIO DI 4 PIANI	Non tamponato	Tamponato	Non tamponato con scala
	T [s]	T [s]	T [s]
Unità Catania	0.47	-	0.40
Unità Napoli (analisi non fessurata)	0.57	-	-
Unità Napoli (analisi fessurata)	0.97	-	-
Unità Roma	0.58	0.42	-
EDIFICIO DI 8 PIANI	Non tamponato	Tamponato	Non tamponato con scala
	T [s]	T [s]	T [s]
Unità Roma	1.76	0.86	-

Con riferimento all'edificio Monterosso, studiato da tutte le Unità, si osserva che i differenti modelli forniscono risultati nel campo 0.47s – 0.58 s, con differenze accettabili. Le differenze diventano invece molto decise se si considera il modello studiato dall'Unità di Catania con la presenza di travi a ginocchio per simulare la soletta delle scale (0.40 s) o il modello completamente fessurato studiato dall'Unità di Napoli (0.97 s). Dunque si può affermare che le caratteristiche di deformabilità dell'edificio dipendono notevolmente dalla modellazione che si adotta.

## 8.6 Definizione della capacità deformativa

La definizione della capacità portante della struttura è correlata alla definizione della capacità deformativa ultima. Su tale definizione le diverse Unità hanno agito in maniera sostanzialmente diversa.

In pratica l'utilizzo di programmi tipo ANSR o DRAIN non consente la definizione locale di capacità deformative ultime, per cui le valutazioni sono sostanzialmente effettuate a posteriori; nel modello utilizzato dall'unità di Napoli si perviene direttamente al valore ultimo. Nel seguito si sintetizzano i risultati delle diverse unità.

**L'Unità di Catania**, che ha utilizzato il programma DRAIN-3DX, ha limitato la capacità deformativa secondo un limite convenzionale dell'interstorey-drift pari a

0.6%. E' stato anche effettuato un calcolo della duttilità disponibile negli elementi, ottenuta come curvatura ultima moltiplicata per la lunghezza della cerniera plastica, quest'ultima valutata con formule di letteratura, ottenendo risultati confrontabili con il limite convenzionale dell'interstorey-drift sopra citato.

**L'Unità di Napoli** ha valutato la capacità deformativa massima dall'analisi di push-over, che è stata condotta numericamente con un programma di calcolo che può definirsi di tipo "raffinato", brevemente descritto nel par. 8.4. Non essendovi problemi di taglio e non essendo stata modellata la possibile rottura dei pannelli nodali, la capacità deformativa globale è in definitiva limitata dalla deformazione ultima del calcestruzzo dei pilastri; si perviene a valori dell'interstorey-drift massimo pari a circa 0.8% nell'ipotesi di deformazione ultima del calcestruzzo pari a 0.05% e di circa 1.42% nell'ipotesi di deformazione ultima del calcestruzzo pari a 0.10%.

**L'Unità di Roma, Ciampi** ha calcolato la duttilità rotazionale delle sezioni, partendo dalla valutazione della lunghezza di cerniera plastica e dalle curvature ultime; si è così pervenuto a duttilità nell'intervallo 15-17 per le travi; considerando poi un meccanismo di collasso con travi plasticizzate, si è valutata una duttilità di piano massima dell'ordine di 4-5, corrispondente in definitiva a spostamenti relativi di piano massimi dell'ordine di 0.2%.

In definitiva i risultati ottenuti dalle diverse Unità di ricerca sono profondamente diversi, ottenendo valori dell'interstorey-drift ottenuti dalle diverse unità di ricerca, nell'intervallo 0.2%-1.42%.

## 8.7 Analisi di push-over

Tutte le unità hanno sviluppato analisi di push-over, con le modalità di seguito esposte.

**Unità di Catania:** Per l'analisi di push-over è stata considerata la distribuzione di forze associata al modo fondamentale di vibrazione della direzione considerata. Si è considerato il modello a plasticità concentrata già descritto.

**Unità di Napoli:** Nell'analisi di push-over è stata considerata la distribuzione di forze associata al modo fondamentale di vibrazione della direzione considerata. Il programma sviluppato consente una valutazione raffinata della richiesta locale di duttilità, come descritto nel par. 8.4. E' stata considerata una fascia di comportamento del calcestruzzo compresso che governa la crisi dovuta a schiacciamento dei pilastri variando la  $\epsilon_u$  tra 0.5% e 1.0%.

**Unità di Roma, Decanini:** L'analisi di push-over è stata effettuata applicando una distribuzione di carichi laterali triangolare. Si è tenuto anche in conto dell'effetto delle tamponature.

**Unità di Roma, Ciampi:** Analogamente all'altra unità di Roma, l'analisi di push-over è stata effettuata applicando una distribuzione di carichi laterali triangolare. Si è tenuto anche in conto dell'effetto delle tamponature.

Tutte le unità concordano sulla efficacia dell'analisi di push-over nei casi in esame. Infatti il modo flessionale è prevalente. L'unità di Catania ha mostrato che le distribuzioni di forze nelle due direzioni, longitudinale e trasversale, e la distribuzione secondo la normativa italiana sono sostanzialmente coincidenti. L'unità di Napoli ha anche mostrato che considerando una distribuzione di forze uniforme si ottengono risultati diversi ma non in maniera sostanziale; in particolare si ha un aumento di resistenza ed una diminuzione di duttilità.

I risultati ottenuti, riassunti in Tab. 8.2, sono espressi attraverso alcuni parametri di immediata interpretazione fisica e largamente utilizzati in letteratura tecnica: il tagliante al piede  $V_b$  ed il coefficiente sismico  $C_b$  pari al rapporto fra il tagliante al piede ed il peso dell'edificio. I risultati sono riferiti alla direzione meno resistente; per quanto concerne l'unità di Napoli, i due risultati sono relativi alle diverse ipotesi sulla capacità deformativa al collasso già citate in precedenza.

Tab. 8.2: Risultati dell'analisi di push-over (valori riferiti al carico ultimo).

EDIFICIO DI 4 PIANI Monterosso	Non tamponato		Tamponato	
	$C_b$	$V_b$ [kN]	$C_b$	$V_b$ [kN]
Unità Catania	0.127	1400	-	-
Unità Napoli	0.063÷0.070	760÷840	-	-
Unità Roma, Ciampi	0.081	960	0.12	1400
Unità Roma, Decanini	0.076	900	0.12	1400
EDIFICIO DI 8 PIANI	Non tamponato		Tamponato	
	$C_b$	$V_b$ [kN]	$C_b$	$V_b$ [kN]
Unità Roma, Ciampi	0.026	470	0.056	1030
Unità Roma, Decanini	0.026	470	0.056	1030

Dal confronto emergono risultati sostanzialmente fra le diverse unità; la sola unità di Catania presenta risultati più elevati, da ritenersi in corrispondenza dell'ipotesi di presenza nel modello della trave a ginocchio delle scale.

## 8.8 Analisi spettrale

La verifica sismica degli edifici campione è stata condotta dall'unità di Napoli e dall'unità di Roma, Decanini. effettuando un confronto spettrale in base ai suggerimenti dell'ATC 40 e del SEAOC BlueBook.

La verifica si articola nella definizione delle proprietà meccaniche dell'oscillatore equivalente alla struttura partendo dalle curve di push-over ottenute dall'analisi non lineari. Nella Tab. 8.3 sono riassunti i risultati ottenuti dalla unità di Napoli per l'edificio di 4 piani il periodo  $T_{eq}$ , la resistenza  $V_{eq}$ , la massa  $M_{eq}$  e la duttilità equivalente  $\mu_\delta$  impiegando il criterio di bilinearizzazione suggerito da Fajfar.

Nella Tab. 8.4 sono invece riportati i risultati ottenuti dall'unità di Roma, Decanini e si riferiscono all'intervallo di periodi  $T_i$  (periodo iniziale),  $T_{eff}$  (periodo ottenuto con la rigidezza secante, valutata congiungendo l'origine con il punto di collasso) e il coefficiente  $C_b$  già riportato nella Tab. 8.2 e duttilità calcolata dall'unità (cfr. cap. 6).

Tab. 8.3: Caratteristiche del sistema SDOF equivalente; Unità di Napoli.

EDIFICIO 4 PIANI	Non tamponato			
	$T_{eq}$ [s]	$V_{eq}$ [kN]	$M_{eq}$	$\mu_\delta$
Unità Napoli	0.86	590	709	4.42

Tab. 8.4: Caratteristiche del sistema SDOF equivalente; Unità di Roma, Decanini.

EDIFICIO 4 PIANI	Non tamponato				Tamponato			
	$T_i$ [s]	$T_{eff}$ [s]	$C_b$	$\mu_\delta$	$T_i$ [s]	$T_{eff}$ [s]	$C_b$	$\mu_\delta$
Unità Roma, Decanini	0.58	0.69	0.076	1.4	0.42	0.58	0.12	1.9

Si osservi che le due unità di ricerca pervengono a stime della duttilità decisamente diverse.

I risultati relativi all'edificio non tamponato sono stati confrontati con gli spettri inelastici ottenuti dalle registrazioni sintetiche di Priolo. In Fig. 8.1 è riportato il campo delle azioni e delle resistenze possibili al variare delle differenti ipotesi di modellazione delle due unità.



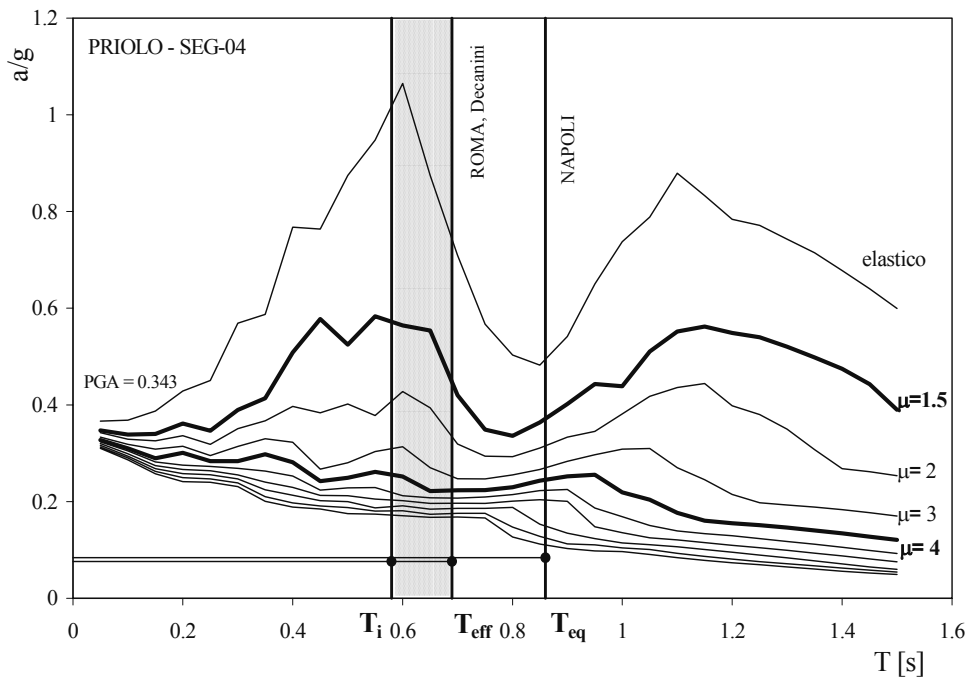


Fig. 8.1 - Risultati dell'analisi spettrale per l'edificio "Monterosso".

E' possibile osservare che la capacità mostrata dalla struttura è inferiore alle azioni previste. Tale risultato è molto netto secondo le analisi dell'unità di Roma, meno evidente secondo le analisi dell'unità di Napoli.

### 8.9 Analisi dinamiche

Tutte le unità di ricerca hanno sviluppato analisi dinamiche non lineari sugli stessi edifici campione. Gli input sismici considerati sono stati brevemente richiamati nel par. 8.2. Si osservi che le unità di Catania e di Napoli hanno considerato le registrazioni senza modifiche. Entrambe le unità di Roma hanno effettuato molteplici analisi, scalando gli accelerogrammi considerati fino a pervenire al collasso della struttura.

Le analisi condotte da Catania mostrano che l'edificio Monterosso non può sopportare nessuno dei terremoti considerati, tranne la registrazione della zona industriale di Catania, terremoto della Sicilia Orientale del 1990.

L'analisi svolta dall'unità di Napoli mostra che l'edificio Monterosso non può sopportare la registrazione sintetica di Priolo; tale affermazione è categorica nell'ipotesi di capacità deformativa del calcestruzzo al 0.5%, mentre è meno netta nel caso di capacità deformativa del calcestruzzo all'1%. Per quanto concerne il terremoto di Montenegro 1979, la struttura è in grado di sopportare l'evento.

Con riferimento alle valutazioni effettuate dalle unità di Roma, risulta che l'edificio collassa per tutte le registrazioni considerate. Se si scala la registrazione sintetica di Priolo, si perviene ai valori massimi sopportabili, in termini di PGA, riportate in Tab. 8.5; l'accelerogramma dovrebbe essere scalato dell'ordine di cinque volte per essere compatibile. Accelerazioni PGA al collasso analoghe si trovano per le altre registrazioni considerate.

Stesso discorso vale per l'edificio IACP che presenta le PGA riportate in Tab. 8.6. Per tale edificio il risultato è meno netto in corrispondenza della registrazione sintetica di Romanelli, che comporta accelerazioni PGA al collasso dell'ordine di 0.15g nel caso nudo e 0.3g nel caso tamponato; ciò è spiegato dalla diversa forma spettrale dell'input, che non penalizza la zona di periodi della struttura in esame.

Tab. 8.5: PGA al collasso (accelerogramma SEG\_04 scalato); edificio Monterosso.

	Telaio nudo	Telaio tamponato
PGA [g]	0.07	0.13

Tab. 8.6: PGA al collasso (accelerogramma SEG\_04 scalato); edificio IACP.

	Telaio nudo	Telaio tamponato
PGA [g]	0.1	0.15

Le analisi svolte dall'Unità di Roma, Ciampi, hanno chiaramente mostrato l'efficacia di interventi di adeguamento sismico mediante controllo sismico passivo e mediante l'inserimento di pareti a taglio. L'analisi numerica mostra che è possibile resistere a picchi di PGA dell'ordine di 0.35 g; l'analisi ha tuttavia mostrato che l'inserimento di pareti a taglio comporta importanti lavori in fondazioni, mentre l'inserimento di controventi passivi comporta interventi strutturali decisamente minori.

## 8.10 Conclusioni

Le analisi svolte da quattro gruppi di ricerca indipendenti su edifici in cemento armato esistenti a Catania, progettati e realizzati in assenza di norme sismiche, confermano l'estrema vulnerabilità di tali strutture.

In particolare può affermarsi che le strutture analizzate non possono resistere agli eventi sismici previsti delle simulazioni condotte dai gruppi di ricerca sismologici nell'ambito del Progetto Catania: a fronte di PGA previste nell'ordine di 0.3-0.4 g, vi è una resistenza sismica dell'ordine di 0.1 g. Analoga conclusione si giunge analizzando eventi storici.

Tuttavia si deve rilevare che il comportamento strutturale è molto influenzato dall'input sismico; infatti gli edifici mostrano un comportamento decisamente migliore per le registrazioni che hanno una forma spettrale con il massimo lontano dal periodo proprio della struttura; ciò accade per l'edificio Monterosso analizzato per la registrazione del terremoto della Sicilia Orientale 1990 (unità di Catania) e per la registrazione di Montenegro 1979 (unità di Napoli); entrambe le registrazioni hanno picchi di accelerazione elevati ma breve durata. Pertanto la corretta valutazione di accelerogrammi sintetici, in termini di contenuto in frequenza, da considerare per l'analisi di vulnerabilità degli edifici in cemento armato, è un problema di fondamentale importanza.

Dal punto di vista della valutazione della resistenza sismica, in termini di taglio alla base, si rileva che assumono notevole importanza alcuni elementi resistenti che in genere sono considerati secondari (tamponature, scale, fasce di solaio collaboranti) e la cui modellazione non è particolarmente sviluppata in letteratura. La stima della capacità sismica in termini di taglio alla base porta comunque tutte le unità a risultati paragonabili.

Diversa è la situazione per quanto concerne la valutazione della capacità deformativa al collasso delle strutture e più in generale la valutazione della deformabilità globale delle strutture in cemento armato. In tal caso le diverse unità di ricerca ottengono risultati sostanzialmente diversi, in termini di periodo proprio, di interstorey-drift e di duttilità. A parere dello scrivente solo una modellazione raffinata di tutti i meccanismi locali che descrivono il comportamento degli elementi in cemento armato può fornire indicazioni affidabili.