



**Ing. Biagio Puzzolante**

Libero Professionista, Foggia (FG) - biagio.puzzolante@gmail.com

muratura

## Il comportamento sismico di Palazzo Recchi Franceschini

### Analysis Report

	<b>Definizione</b>	<b>Note</b>
<b>Tipo di modellazione</b>	FEM	
<b>Tipo elementi finiti prevalentemente usati</b>	Brick con forma tetraedrica	Utilizzati elementi truss per evitare possibili ribaltamenti delle pareti
<b>Numero elementi totale</b>		
<b>Massimo Aspect Ratio dei 2D e 3D</b>		
<b>Tipo di solutore per estrazione di auto valori</b>	Ritz	
<b>È utilizzato il controllo della sequenza di Sturm</b>	No	
<b>%massa partecipante estratta</b>	<b>- Str. Preintervento</b> Necessari 87 modi di vibrare per ottenere l'85% di massa partecipante <b>- Str. Postintervento</b> Necessari 77 modi di vibrare per ottenere l'85% di massa partecipante	La rotazione è nulla perché sono stati utilizzati elementi brick. Nei primi due modi di vibrare è stata interessata una percentuale compresa tra circa 39,8% e 45% di massa partecipante per entrambe le tipologie strutturali.
<b>Metodi di combinazione auto valori</b>	CQC	
<b>%massa partecipante 1° modo ai fini della Pushover</b>	<b>- Str. Preintervento</b> 1° modo, massa partecipante = 39,83% <b>- Str. Postintervento</b> 1° modo, massa partecipante = 45,46%	
<b>Nonlinearità del materiale</b>	Total strain crack model	$E = 150000$ [N/cm <sup>2</sup> ] $\nu = 0,2$ $\gamma_m = 0,018$ [N/cm <sup>2</sup> ] $h = 35$ [cm] <b>Trazione:</b> $f_t = 0,06$ [N/mm <sup>2</sup> ] $G_f = 0,0175$ [N/mm] <b>Compressione:</b> $F_c = 2.1$ [N/mm <sup>2</sup> ] $C = 0.28$ [N/mm]
<b>Schema iterativo dell'analisi non lineare statica</b>	Controllo in spostamento	Raggiunta la convergenza

Scopo della tesi è stato quello di valutare il comportamento sismico di un edificio storico in muratura, analizzando nel dettaglio le sue condizioni strutturali in due momenti storici differenti.

L'edificio analizzato è il Palazzo Recchi Franceschini situato nel comune di Castignano, provincia di Ascoli Piceno. Nello specifico sono state considerate ed analizzate le sue condizioni strutturali negli anni '50, dopo gli interventi effettuati a seguito del forte terremoto del '43 e nella sua situazione attuale (2012), dopo gli interventi di consolidamento strutturale del '97.

La modellazione strutturale è di fondamentale importanza nell'analisi sismica, perché grazie ad essa non solo si ottiene una geometria della strut-

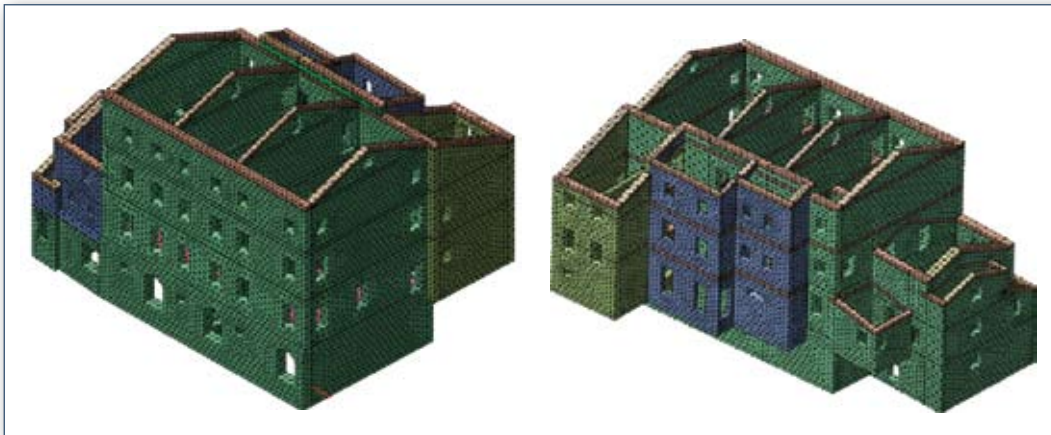
tura che meglio approssima la realtà, ma si riesce ad interpretare nel modo più verosimile possibile il comportamento di una struttura quando è sottoposta a carichi statici, o carichi inerziali causati da eventi sismici. Il software utilizzato per modellare ed effettuare le relative analisi è stato il Midas FEA. La modellazione strutturale può essere portata a vari livelli di precisione, seguendo diverse strade, però questo causa l'aumento delle difficoltà nella risoluzione del problema. Inoltre non è detto che modelli complessi possano migliorare i risultati, perché può capitare che risultati che si vorrebbero ottenere possono essere più significativi con un modello più semplice. Una modellazione numerica può riscontrare diversi errori e questo causa una

diversità tra il modello fisico ed il modello matematico. Per questo motivo è stata data molta importanza, al fine di evitare errori di analisi, la fase del rilievo, in modo da ottenere più informazioni possibili sull'edificio, sia dal punto di vista delle tipologie e caratteristiche meccaniche degli elementi strutturali e non (es. malte leganti, tipo di muratura, etc), sia dal punto di vista delle condizioni generali di degrado del manufatto (quadro fessurativo, ritiro, deterioramento, etc). Molto importanti sono state le fasi d'applicazione dei carichi e delle condizioni di vincolo. Questi fattori sono stati determinati ed assegnati rispettando il più possibile il modello reale, in modo da evitare errori nell'input e di conseguenza risultati finali incorretti.

Inoltre data la complessità delle geometrie dell'edificio, è stato impedito l'impiego di modellazioni semplificate a telai equivalenti o con setti schematizzati come macroelementi. Tale difficoltà, in particolare, è stata legata al fatto che erano presenti alcune aperture poste in maniera irregolare nell'edificio che non permettevano di individuare dei maschi murari (in particolar modo sul retro del palazzo). Per questo motivo è stata necessaria una modellazione numerica più raffinata, agli elementi finiti, in grado di rappresentare significativamente

le geometrie della struttura reale. Per la modellazione sono stati utilizzati elementi tridimensionali di tipo brick. Si ricorda che gli elementi brick hanno 3 gradi di libertà per ciascun nodo, corrispondenti alle tre traslazioni; non viene trasferita rigidità per gli altri gradi di libertà. L'elemento brick non ha rotazioni e quindi quando si analizzerà la struttura si valuteranno le rotazioni nella globalità. Ed è appunto questo il motivo per il quale è stato deciso di applicare tale elemento, in modo da analizzare il comportamento della struttura a livello globale. Per realizzare il modello tridimensionale sono state importate da un file CAD le piante dei vari impalcati della struttura nel Midas Fea. Le piante sono state leggermente approssimate (spessori dei setti murari, collegamenti, etc) in modo da semplificare la realizzazione del modello 3D.

Per una modellazione agli elementi finiti bisogna usare l'elemento più semplice in grado di risolvere il problema; mai usare elementi complicati se non li si conoscono perfettamente; impiegare la mesh più grossa possibile in grado di catturare il comportamento della struttura. Infatti è stata realizzata una mesh con primitive (elementi finiti) di forma tetraedrica (si può optare per triangoli e quadrilateri per domini 2D, esaedri e tetraedri per domini 3D).



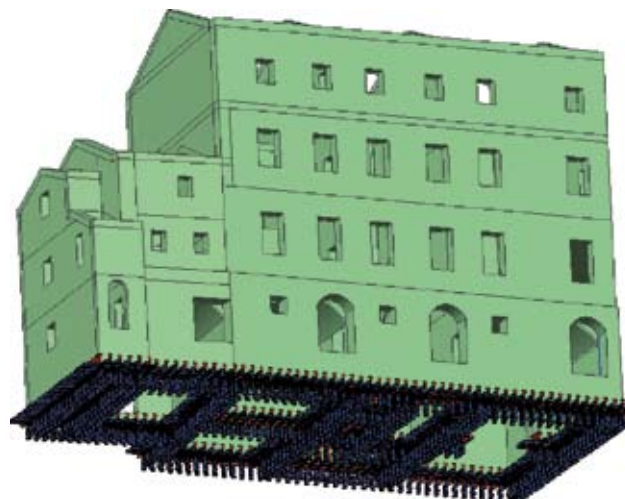
Modello 3D del Palazzo Recchi Franceschini, immagini prelevate dal Midas Fea

Molto importante da sapere è che gli elementi della mesh adiacenti tra loro devono avere almeno un nodo in comune, altrimenti se non ci fosse collegamento tra essi, potrebbero sorgere problemi di instabilità della struttura.

Poiché non si avevano grandi informazioni in merito alla struttura di fondazione ed alle caratteristiche del terreno sottostante, per simulare le fondazioni sono stati applicati vincoli di tipo incastro (constrain). Quest'ultimo è stato applicato alla base di tutti gli elementi verticali, in modo da impedire le traslazioni in tutte le direzioni dei soli punti incastrati; in questo modo la struttura risultava incastrata al terreno. (Nell'immagine di lato si notano gli incastrati applicati alla struttura).

Il modello è stato caricato mediante la funzione "Body Force" con valore in direzione verticale pari a -1 (si tratta del self weight). Successivamente la struttura è stata sottoposta a carichi verticali differenti in base alla struttura analizzata, perché alcuni solai in legno (appartenenti alla struttura degli anni

'50) sono stati sostituiti con altri in laterocemento dopo gli interventi del '97 e quindi i carichi erano ovviamente ben differenti.



Come detto in precedenza il Palazzo Recchi Franceschini è stato analizzato sia nella sua situazione pre-intervento del '97 e sia nella situazione post-intervento. Si nota dalle immagini sottostanti che le struttu-

re pre e post-intervento differiscono tra loro per alcuni dettagli strutturali, come la concentrazione di cordoli interpiano (fig. 1 e 2 evidenziati in arancione) e la presenza di alcuni elementi strutturali (fig. 3 e 4).

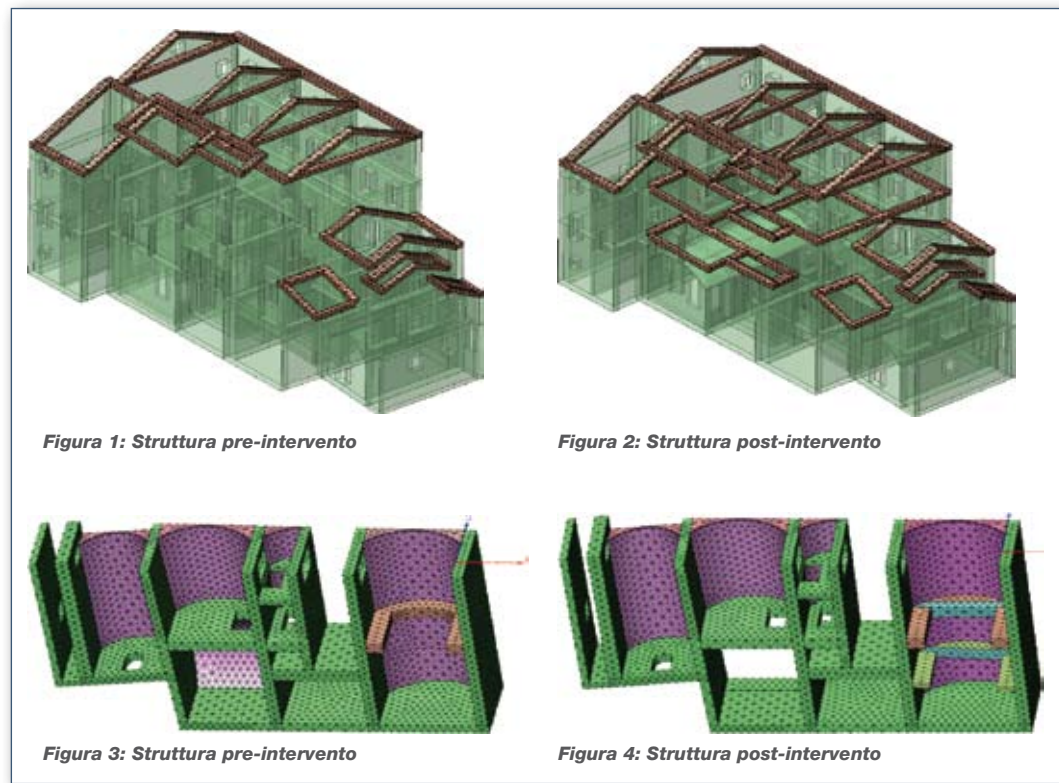


Figura 1: Struttura pre-intervento

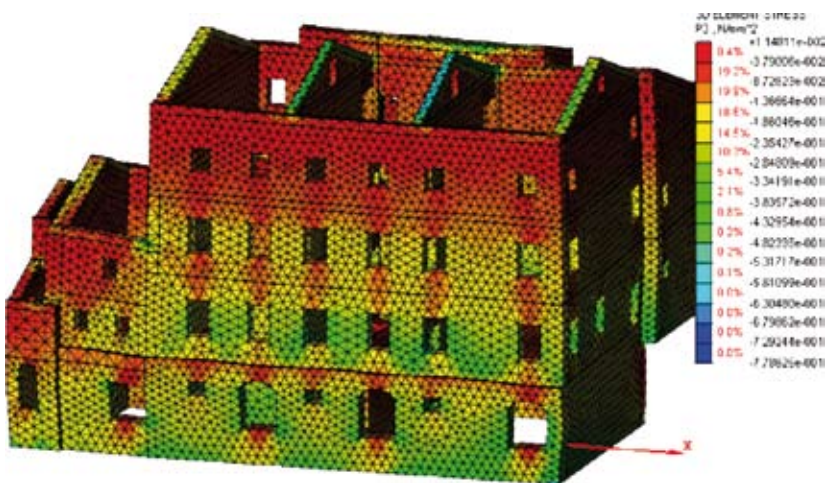
Figura 2: Struttura post-intervento

Figura 3: Struttura pre-intervento

Figura 4: Struttura post-intervento

Per entrambe le strutture è stata effettuata l'analisi statica equivalente, la dinamica modale e la statica non lineare (pushover analysis). I risultati ottenuti sono stati confrontati tra loro in modo da capire se gli ultimi lavori eseguiti nel '97 hanno migliorato o meno il comportamento strutturale (dal punto di vista della sicurezza) dell'edificio, rispetto alle sue condizioni negli anni '50. Come prima analisi è stato valutato il comportamento della struttura soggetto al solo peso proprio (figura di lato) e come previsto dalle varie ipotesi iniziali fatte durante il rilievo, la struttura ha reagito bene a tali sforzi, perché essendo costituita da

mattoni pieni, ha un'ottima resistenza a compressione. I valori delle tensioni medie ottenuti erano compresi tra 0.012 e 0.48 [N/mm<sup>2</sup>]. Dall'analisi modale si è evidenziato un notevole numero di forme modali secondarie, relative a movimenti localizzati di un numero ridotto di elementi strutturali. Dopo aver analizzato le masse partecipanti ai diversi modi di vibrare, è stato possibile individuare quelli più significativi nelle diverse direzioni principali dell'azione sismica, in rapporto agli assi principali del complesso edilizio. Per quanto riguarda il raggiungimento dell'85% di massa partecipante in entrambe le direzioni si è verificata una differenza di 10 modi; infatti la struttura degli anni '50 ha raggiunto l'85% di massa partecipante in entrambe le direzioni, all'87° modo di vibrare, mentre la struttura più recente lo ha raggiunto al 77° modo. Il motivo per il quale il raggiungimento dell'85% di massa partecipante ha richiesto molti modi di vibrare, era collegato al fatto che la struttura non possedeva piani rigidi, quindi le pareti seguivano un andamento indipendente. La struttura post-intervento ha impiegato meno modi per raggiungere l'85% e questo sicuramente è dipeso dai cambiamenti strutturali che l'edificio ha subito; infatti sono stati inseriti cordoli interpiano e di catene tiranti che hanno reso più rigida la struttura. Di seguito sono raffigurate alcune viste relative agli spostamenti ottenuti dai modi principali, sia per la struttura pre-intervento che per la struttura post-intervento.





**Struttura pre-intervento del '97**

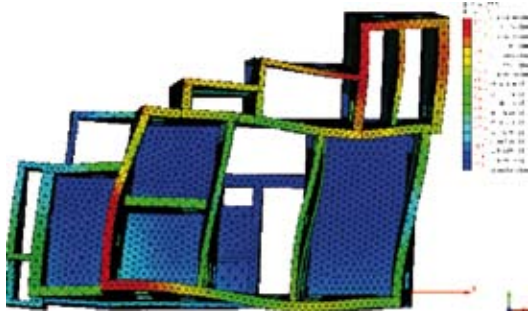


Figura 5: Rotazione globale (7° modo)

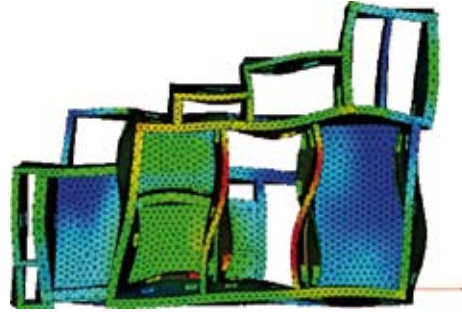


Figura 6: Traslazioni irregolari (23° modo)

**Struttura post-intervento del '97**

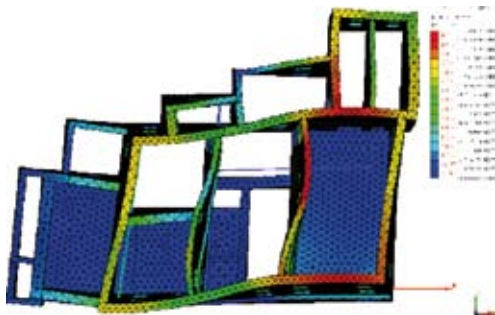


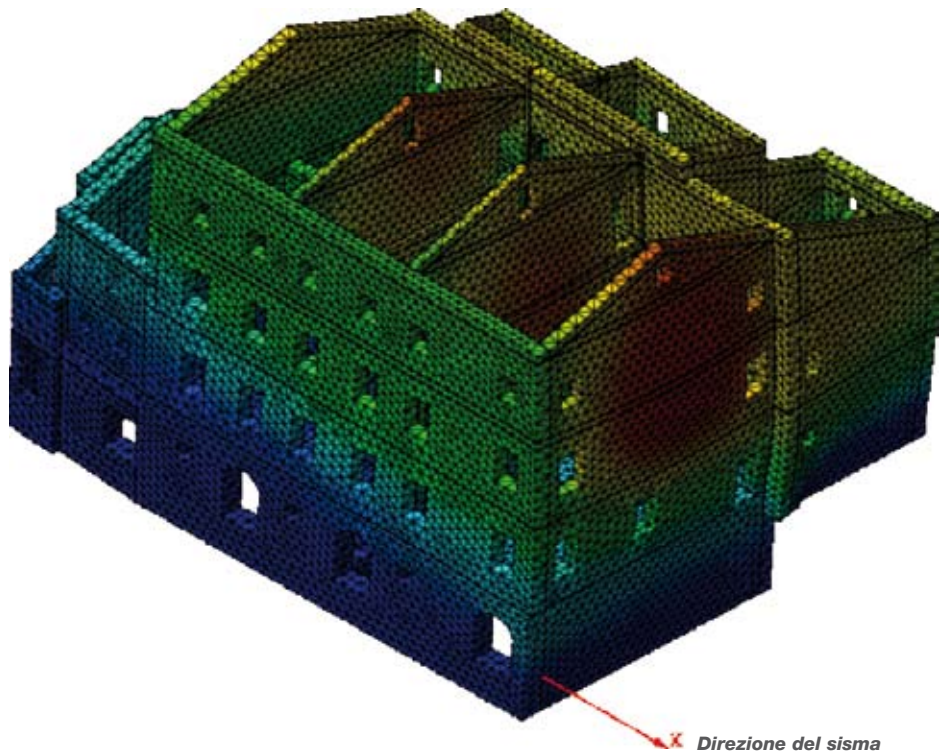
Figura 7: Rotazione globale (4° modo)



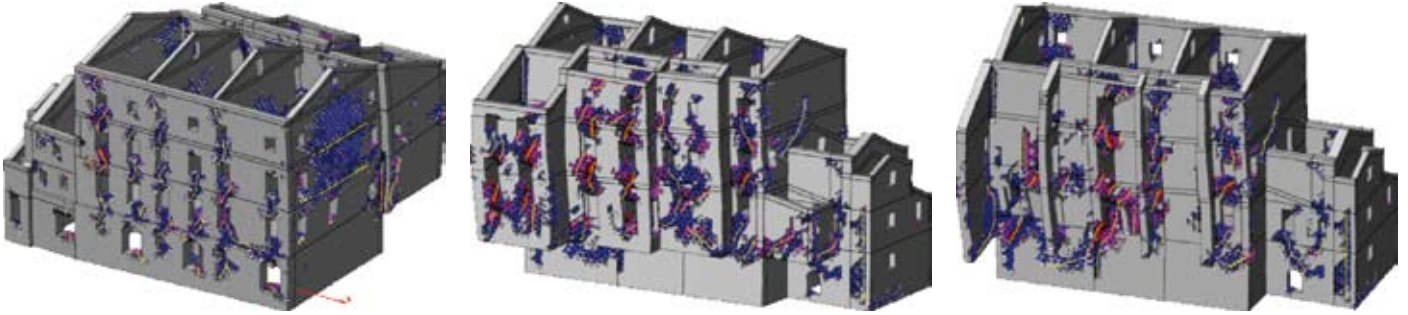
Figura 8: Struttura resa più rigida (19° modo)

Ultima analisi effettuata è stata l'analisi statica non lineare (pushover analysis). Il pushover è una metodologia che consente di indagare il comportamento della struttura sotto sisma oltre il limite elastico e sino allo stato limite ultimo. I valori corrispondenti alle caratteristiche dei materiali implementati nel modello sono stati decrementati del fattore di confidenza  $FC = 1.2$ . Il legame costitutivo, rappresentato dalle caratteristiche della muratura in esame, è stato determinato per mezzo del total strain crack model. L'analisi pushover prevede che il sisma debba essere applicato in tutte le direzioni; di seguito si possono notare le due strutture messe a confronto con il sisma in una direzione.

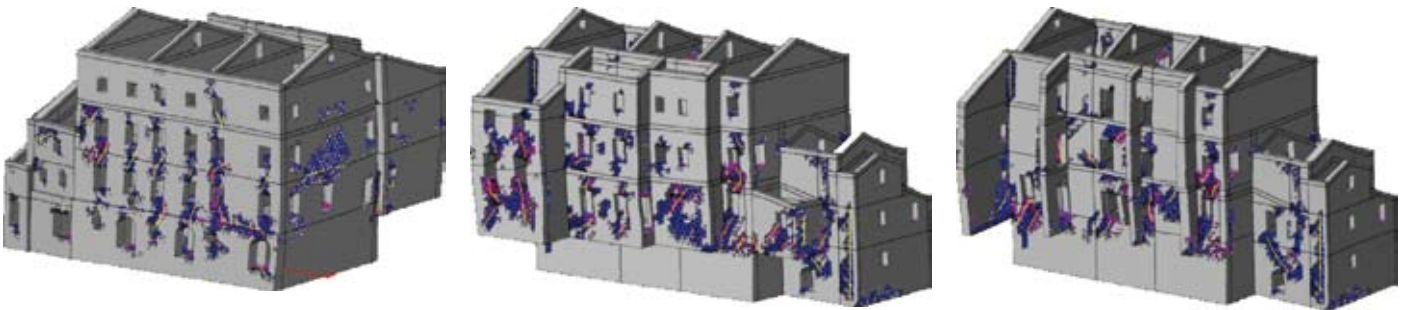
Il raggiungimento dello stato limite ultimo della struttura è stato individuato non automaticamente dal programma di calcolo, ma attraverso un'attenta osservazione della diffusione e della disposizione delle plasticizzazioni nelle strutture. Per quanto riguarda gli spostamenti massimi, si è ottenuto 7.13 [mm] per la struttura pre-intervento e 4.93 [mm] per la struttura post-intervento. Di seguito sono messe a confronto le plasticizzazioni ottenute in entrambe le strutture, con accelerazione in direzione x di 0.288g.



### Struttura pre-intervento del '97



### Struttura post-intervento del '97



No	Step	Node:37472
1	STAGE 1, S	0.000264
2	STAGE 2, S	0.000300
3	STAGE 2, S	0.000332
4	STAGE 2, S	0.000364
5	STAGE 2, S	0.000395
6	STAGE 2, S	0.000426
7	STAGE 2, S	0.000457
8	STAGE 2, S	0.000489
9	STAGE 2, S	0.000520
10	STAGE 2, S	0.000551
11	STAGE 2, S	0.000583
12	STAGE 2, S	0.000614
13	STAGE 2, S	0.000645
14	STAGE 2, S	0.000677
15	STAGE 2, S	0.000708
16	STAGE 2, S	0.000740
17	STAGE 2, S	0.000771
18	STAGE 2, S	0.000802
19	STAGE 2, S	0.000834
20	STAGE 2, S	0.000865
21	STAGE 2, S	0.000897
22	STAGE 2, S	0.000928
23	STAGE 2, S	0.000960
24	STAGE 2, S	0.000991
25	STAGE 2, S	0.001023
26	STAGE 2, S	0.001054
27	STAGE 2, S	0.001086
28	STAGE 2, S	0.001117
29	STAGE 2, S	0.001149
30	STAGE 2, S	0.001181
31	STAGE 2, S	0.001212
32	STAGE 2, S	0.001244
33	STAGE 2, S	0.001276

**Extract Result**

Output Data  
 Analysis: Pushover X(Construction Stage)  
 Ref. Step: STAGE 1, STEP 1(LF 1.000,)  
 Data: DX(V)

Step : Data

- STAGE 1, STEP 1(LF 1.000,): DX(V)
- STAGE 2, STEP 1(LF 0.008,): DX(V)
- STAGE 2, STEP 1(LF 0.017,): DX(V)
- STAGE 2, STEP 1(LF 0.025,): DX(V)
- STAGE 2, STEP 1(LF 0.033,): DX(V)
- STAGE 2, STEP 1(LF 0.042,): DX(V)
- STAGE 2, STEP 1(LF 0.050,): DX(V)
- STAGE 2, STEP 1(LF 0.058,): DX(V)

Select All      Unselect All

Order  
 Step     Node    Global Rectangular

Total Summation

Nodal Result Extraction  
 User-Defined

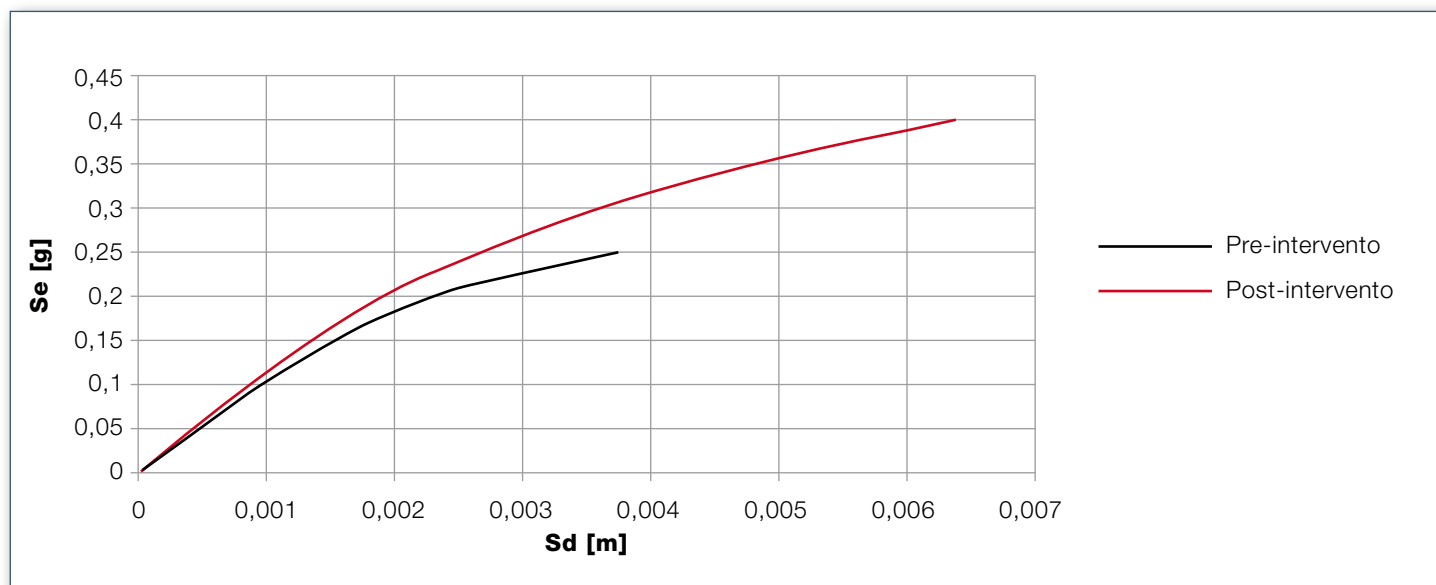
Sort X(R) Dir    Y(T) Dir    Z Dir     Ascending

Maximum  
 Minimum  
 Absolute Maximum     Only Active Node/Element

Come si può ben notare dal quadro fessurativo ottenuto, la struttura post-intervento reagisce meglio al sisma rispetto alla struttura pre-intervento. Dai risultati ottenuti dal Midas Fea, è stato possibile determinare le curve di capacità, copiando gli spostamenti ottenuti in un foglio di calcolo. Le analisi sono state effettuate con un personal computer Dell con processore Intel Core i7, RAM 8 Gb, e scheda video da 1 Gb. I tempi di attesa sono stati di circa 9/10 ore per analisi.

Di seguito sono stati riportati i confronti dei risultati ottenuti sia dalle curve di capacità che dalle verifiche effettuate:

**Confronto curve di capacità ottenute**



**Confronto verifiche agli spostamenti**

	PUSHOVER X				PUSHOVER Y			
	g	du	dmax	du/dmax	g	du	dmax	du/dmax
	[m/sq]	[mm]	[mm]	[%]	[m/sq]	[mm]	[mm]	[%]
Pre-intervento	0.250	3.751	12.788	29	0.288	4.211	13.001	32
Post-intervento	0.400	6.410	10.647	60	0.400	5.916	10.851	55

**Confronto Verifiche alla resistenza (PGA)**

	DIREZIONE X			DIREZIONE Y		
	PGAdlv	PGAclv	PGAclv / PGAdlv	PGAdlv	PGAclv	PGAclv / PGAdlv
	[g]	[g]	[%]	[g]	[g]	[%]
Pre-intervento	0.254	0.137	54	0.138	54	54
Post-intervento	0.254	0.155	89	0.254	0.128	80