

Adeguamento sismico di un ospedale esistente mediante isolamento alla base

M. Ferraioli¹, R. Costanzo², A.M. Avossa³, F. Formato⁴ ■

Sommario

Il lavoro riguarda l'adeguamento sismico di una struttura ospedaliera esistente mediante la tecnica dell'isolamento alla base. L'edificio, situato nel complesso della città ospedaliera di Avellino, è composto da tre corpi di fabbrica staticamente indipendenti. Il progetto prevede la solidarizzazione degli impalcati del primo livello e

la realizzazione di un unico piano d'isolamento al di sotto del quale viene effettuato il taglio dei pilastri e l'inserimento dei dispositivi di isolamento. Il lavoro riporta nel dettaglio la valutazione della vulnerabilità delle strutture esistenti, il progetto di adeguamento sismico e, infine, la valutazione della risposta sismica sotto terremoti di elevata intensità.

1. Introduzione

Edifici progettati in assenza di azioni sismiche o in zone in passato considerate non sismiche si trovano oggi a operare in zone ad elevata sismicità anche con funzioni strategiche ai fini della protezione civile. L'approccio convenzionale per l'adeguamento sismico di tali strutture si basa sull'incremento della rigidezza e della resistenza laterale attraverso l'inserimento di sistemi strutturali integrativi quali pareti di taglio o controventi metallici. Tale approccio, se da un lato consente di ridurre la deformabilità della struttura, dall'altro determina in genere un incremento delle azioni spettrali per effetto della riduzione del periodo fondamentale di vibrazione. Di conseguenza, l'incremento della capacità della struttura comporta anche un aumento della domanda sismica, che può porre problemi di convergenza nel processo di progettazione degli interventi di adeguamento sismico dell'edificio, e rendere economicamente proibitiva tale soluzione progettuale. Infine, l'incremento della rigidezza laterale determina un aumento delle accelerazioni di piano che può essere non compatibile con la destinazione d'uso delle strutture ospedaliere. Al contrario, l'adeguamento sismico mediante isolamento alla base conferisce alla struttura una frequenza fondamentale molto più bassa di quella della corrispondente struttura a base fissa. Di conseguenza, il contenuto energetico dell'input sismico alle alte frequenze non può essere trasmesso alla struttura. La traslazione del periodo

fondamentale di vibrazione dell'edificio prodotta dall'isolamento sismico determina una riduzione delle accelerazioni della struttura. Inoltre, il primo modo di vibrazione è caratterizzato dalla sola deformazione del sistema d'isolamento, mentre i modi superiori (che producono la deformazione della sovrastruttura) non partecipano al moto complessivo, e ciò determina una notevole riduzione degli spostamenti d'interpiano (Kelly, 2001; Skinner et al., 1993). Infine, l'incremento dello smorzamento viscoso equivalente determina una riduzione della domanda di spostamento laterale per strutture con elevata deformabilità orizzontale, quali sono quelle isolate alla base. Tale approccio consente, quindi, di ridurre sensibilmente le azioni trasmesse alla sovrastruttura, e di limitare gli interventi locali di rinforzo richiesti alla struttura in elevazione.

L'oggetto del lavoro è l'adeguamento sismico mediante isolamento alla base di un edificio situato nella Città Ospedaliera di Avellino. Costruita dopo il terremoto Irpino-Lucano del 1980, la struttura portante, costituita da tre corpi di fabbrica in c.a., non è mai stata completata, e si trova oggi a operare in un contesto normativo che ha subito profonde variazioni per quanto riguarda le azioni di progetto, i metodi di analisi, i criteri di verifica.

Il principale deficit della struttura esistente risiede nella scarsa duttilità degli elementi strutturali e nella ridotta capacità resistente, connessa anche al confinamento non adeguato dei

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile, Seconda Università di Napoli - ✉ massimiliano.ferraioli@unina2.it

² Libero Professionista - ✉ raffaele.costanzo@gmail.com

³ Dipartimento di Ingegneria Civile, Seconda Università di Napoli - ✉ albertomaria.avossa@unina2.it

⁴ Libero Professionista - ✉ fformato@libero.it



Fig. 1
Vista delle strutture
preesistenti.



Fig. 2
Vista dell'edificio durante le
fasi dell'intervento.

nodi trave-colonna.

La presenza di un giunto sismico di dimensioni contenute (pari a circa 20 cm) non consente di procedere singolarmente all'isolamento sismico dei tre corpi di fabbrica preesistenti senza incorrere nel rischio di martellamento tra corpi contigui. Il progetto prevede, allora, la solidarizzazione degli impalcati del primo livello attraverso la creazione di un unico piano di isolamento e il successivo taglio dei pilastri posti immediatamente al di sotto di tale piano. Il sistema d'isolamento è costituito da dispositivi in gomma

armata ad elevato smorzamento e da dispositivi a scorrimento, posizionati in modo da incrementare la rigidità torsionale e da minimizzare l'eccentricità tra baricentro delle masse e baricentro delle rigidità. Lo studio consente di valutare l'efficacia dell'isolamento sismico e gli effetti benefici connessi alla riduzione della domanda sismica in termini sia di accelerazione, sia di spostamento d'interpiano. Tali valutazioni sono effettuate attraverso analisi dinamiche al passo, condotte adottando opportuni modelli costitutivi non lineari per i dispositivi d'isolamento.

2. Descrizione della struttura

La struttura esaminata è costituita da tre organismi strutturali staticamente indipendenti (nel seguito indicati come Corpo A, Corpo B e Corpo C) separati da un adeguato giunto sismico. Ciascun corpo di fabbrica presenta una struttura portante costituita da travi emergenti e pilastri in cemento armato. In particolare, con riferimento al corpo A le travi sono tutte 35 x 60, mentre i pilastri sono 50 x 70 al primo livello e 35 x 70 agli altri piani. Il corpo B presenta pilastri 35 x 70 e travi 45 x 60 al primo livello e 35 x 60 agli altri piani. Le fondazioni sono del tipo diretto a graticcio di travi rovesce e costituiscono un unico sistema strutturale che collega i vari corpi giuntati in elevazione. La sezione trasversale delle travi di fondazione è a T rovescia con altezza pari a 130 cm e spessore dell'ala pari a 40 cm. Lo spessore dell'anima della trave è pari a 110 cm per le travi a cavallo del giunto e a 60 cm per le altre travi. Le pareti esterne poste al piano interrato con la funzione di contenimento della spinta del terreno non sono collegate alle strutture in elevazione. Le scale sono del tipo a soletta rampante in cemento armato dello spessore di 21 cm. I solai sono del tipo misto latero-cementizio con travetti prefabbricati precom-

pressi posti ad interasse 50 cm e spessore complessivo 16+5 cm. Con riferimento al solaio tipo il valore caratteristico dei carichi permanenti portati è stato assunto pari a 5.80 kN/m². Tenuto conto della destinazione d'uso ospedaliera del fabbricato i sovraccarichi accidentali d'esercizio sono stati assunti pari a 3.00 kN/m². Si osservi che rispetto al progetto originario si sono verificate alcune variazioni dei carichi di progetto. In particolare, il sovraccarico accidentale originario era pari a 3.50 kN/m². Inoltre, nello stato di progetto attuale sul solaio di copertura sono previsti dei carichi aggiuntivi legati alla presenza del gruppo caldaia, del gruppo frigorifero e del gruppo di trattamento dell'aria. In particolare, il totale dei carichi permanenti è pari a: 12.85 kN/m² nella zona del gruppo caldaia (area 22 m²); 8.94 kN/m² nella zona del gruppo frigorifero (area 11.5 m²) e 6.75 kN/m² nella zona del gruppo trattamento aria (area 65.7 m²).

I tre corpi di fabbrica sono stati progettati all'inizio degli anni ottanta in accordo alla normativa sismica vigente (Legge n.64 del 2/2/1974; Legge Regionale n.9 del 7/1/1983; D.M. 19/6/1984). In particolare, il progetto è stato realizzato considerando le azioni sismiche previste per zona

sismica di II categoria ($s = 9$), ed effettuando l'analisi dinamica modale con spettro assegnato e le verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili. Con riferimento ai dettagli costruttivi le indagini in sito hanno evidenziato alcune discordanze riguardanti la quantità e la disposizione delle armature. In particolare, il passo delle staffe previsto per i pilastri (staffe $\phi 8$ con passo 15 cm e raffittimenti nelle zone critiche ogni 7.5 cm) non corrisponde con quello riscontrato in sito (staffe $\phi 8$ con passo 20 cm e raffittimenti nelle zone critiche ogni 10 cm). Anche con riferimento alle armature longitudinali dei pilastri i quantitativi previsti dal progetto (quasi ovunque $10\phi 14$ con percentuale volumetrica 0.6%) non corrispondono con i valori effettivamente presenti ($4\phi 20 + 6\phi 14$ con percentuale volumetrica 0.89%). Infine, l'armatura a flessione delle travi è costituita da $4\phi 14$ filanti disposti sia inferiormente sia superiormente, mentre l'armatura a taglio è costituita da staffe $\phi 8$ con passo 10 cm.

3. Valutazione della vulnerabilità sismica

3.1 Campagna di indagini e prove

La prima fase delle verifiche tecniche ha riguardato la valutazione della sicurezza della struttura nello stato di fatto. Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza, il livello di conoscenza conseguito, tenendo conto della documentazione reperita e in ottemperanza a quanto prescritto dalle "Norme Tecniche per le Costruzioni" NTC 2008 di cui al D.M. 14 gennaio 2008 è il livello LC3 (Conoscenza Accurata). La geometria della struttura è stata acquisita dai disegni originari completi integrati con un rilievo metrico "completo" effettuato ex-novo. I dettagli costruttivi sono stati desunti dai disegni costruttivi originari integrati attraverso una campagna di indagini pacometriche. Le caratteristiche meccaniche dei materiali, riportate nelle specifiche originali di progetto, sono state verificate attraverso estese prove in situ. In particolare, le norme prevedono che la misura delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo si ottenga prevalentemente mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove di compressione fino a rottura. È possibile tuttavia sostituire alcune prove distruttive, con un numero di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive. Nel caso in esame, essendo disponibili le specifiche originali di progetto, è sufficiente effettuare estese verifiche in situ per raggiungere il livello di conoscenza LC3 cui corrisponde un Fattore di Confidenza $FC = 1.00$. Occorre pertanto effettuare almeno due prove sul calcestruzzo per

ogni 300 m² di piano dell'edificio ed almeno due prove su campioni di armatura per ogni piano. Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive (non più del 50%) con un più ampio numero (almeno il triplo) di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive. Nel caso in esame sono state effettuate n.12 prove di schiacciamento su carote di calcestruzzo (6 sui pilastri e 6 sulle travi ai vari livelli), n.46 indagini combinate Sonreb di tipo non distruttivo opportunamente tarate sulle precedenti ed, infine, n.18 prove di trazione e piegamento sui campioni di acciaio prelevati in sito.

Il valore medio della resistenza a compressione cubica del calcestruzzo ottenuto dalle prove distruttive è pari a 39.86 MPa (valore minimo = 33.32, valore massimo = 50.58, deviazione standard = 4.967, coefficiente di variazione = 0.1246). Il valore medio desunto dalle prove Sonreb è pari 38.45MPa. In maniera cautelativa nelle analisi di vulnerabilità è stato adottato come resistenza media il valore 38.5 MPa. Si osserva che il valore della resistenza caratteristica del calcestruzzo riportato nel progetto originario è $R_{ck} = 25.0$ MPa.

Il valore medio della tensione di snervamento per l'acciaio ottenuto dalle prove di trazione e piegamento è $f_{ym} = 563.1$ MPa (minimo = 484.07, massimo = 559.61, deviazione standard = 23.22, coefficiente di variazione = 0.0441). In accordo alle prescrizioni normative (NTC 2008) le prove sugli acciai sono state impiegate solo ai fini dell'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione (barre ad aderenza migliorata tipo FeB44k).

I valori di progetto delle resistenze dei materiali si ottengono dalle resistenze medie divise per il Fattore di Confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali. In definitiva si adottano i seguenti valori di progetto per le resistenze dei materiali: Calcestruzzo: $f_{cd} = 181$ daN/cm²; Acciaio: $f_{yd} = 3826$ daN/cm². In accordo con quanto previsto dalle NTC 2008, la classificazione del suolo è stata effettuata attraverso indagini geologiche e geotecniche che consentono di definire il profilo stratigrafico e le proprietà meccaniche del terreno. Nello specifico sono stati eseguiti n.6 sondaggi, n.5 prove penetrometriche statiche SPT ed, infine, una prova tipo Down Hole finalizzata alla determinazione della velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità. Le prove eseguite hanno consentito di classificare il terreno come appartenente alla categoria B.

3.2 Analisi di pushover

Le analisi di vulnerabilità sismica sono state eseguite adottando come metodo di riferimento l'analisi di pushover, che è un'analisi statica monotona condotta in controllo di spostamento sottoponendo la struttura, oltre che ai carichi gravitazionali, a una distribuzione di forze orizzontali di ampiezza crescente fino al raggiungimento dei diversi stati limite. In particolare, nel caso specifico sono state considerate due distribuzioni: 1) distribuzione principale affine alla forma del modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata (Modale); 2) distribuzione secondaria proporzionale alle masse (Uniforme). Il comportamento inelastico della struttura è stato considerato attraverso un modello non lineare a plasticità concentrata.

La risposta non lineare delle cerniere plastiche è stata caratterizzata attraverso diagrammi momento curvatura che tengono conto degli effetti della pressoflessione deviata e del confinamento del nucleo in calcestruzzo in accordo alle prescrizioni normative. In particolare, la rotazione allo snervamento e la rotazione a collasso delle membrature in cemento armato sono state determinate in accordo con le indicazioni delle Norme tecniche per le costruzioni (2008) e della corrispondente Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 (Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008).

L'analisi di pushover è stata effettuata attraverso un modello agli elementi finiti implementato nel programma di calcolo CDSWin (2009). Date le loro caratteristiche di rigidità e di resistenza nel piano gli impalcati sono in grado di assolvere la funzione di diaframma rigido ai fini della ripartizione delle forze orizzontali, per cui essi sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano. Il modello agli elementi finiti non contiene le scale a soletta rampante la cui presenza è schematizzata semplicemente attraverso i carichi verticali trasmessi alle travi.

L'analisi di vulnerabilità è stata condotta considerando separatamente i tre corpi di fabbrica. Attesa l'elevata rigidità e resistenza del sistema di fondazione, le analisi globali sono state condotte nell'ipotesi di incastro al piede trascurando l'interazione struttura-fondazione.

L'obiettivo finale dell'analisi di pushover è definire la curva di capacità globale tagliante alla base - spostamento in sommità che rappresenta il punto di partenza per la valutazione degli spostamenti del nodo di controllo corrispondenti ai diversi stati limite previsti dalla normativa vigente. In particolare, le Norme Tecniche per le Costru-

zioni di cui al D.M. 14 Gennaio 2008 (NTC 2008) prevedono quattro livelli prestazionali: Stato Limite di Operatività (SLO), Stato Limite di Danno (SLD), Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di Collasso (SLC).

La capacità di spostamento relativa allo stato limite di danno SLD è individuata sulla curva di capacità espressa in termini di forza-spostamento dal punto in corrispondenza del quale si raggiunge il valore limite dello spostamento d'interpiano riportato nella Tabella C8.3 della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 ($d_r \leq 0.005 h$, essendo h l'altezza d'interpiano).

La capacità di spostamento relativa allo stato limite di operatività SLO è individuata sulla curva di capacità in termini di forza-spostamento in corrispondenza dei 2/3 dei limiti in precedenza indicati per lo SLD. Infine, la capacità di spostamento relativa allo stato limite ultimo SLV è individuata sulla curva di capacità espressa in termini di forza-spostamento in corrispondenza del raggiungimento della massima capacità a taglio o a flessione in un elemento strutturale.

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, le forze sono state applicate considerando anche un'eccentricità accidentale assunta pari al 5% della dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. In figura 3 si riportano le curve di capacità ottenute per i tre corpi di fabbrica al variare della distribuzione delle spinte, dell'eccentricità accidentale e della direzione di ingresso dell'azione sismica. In particolare, sulle ordinate è riportata l'accelerazione spettrale adimensionata rispetto all'accelerazione di gravità. Sulle ascisse è riportato lo spostamento laterale nel nodo di controllo rappresentato dal baricentro delle masse all'ultimo piano. Si osservi che la configurazione dei tre corpi di fabbrica è approssimativamente simmetrica rispetto alle due direzioni ortogonali in relazione alla distribuzione di rigidità e resistenze. Di conseguenza, le curve di pushover non cambiano molto al variare del verso del carico applicato.

3.3 Valutazione del rischio sismico

La valutazione degli spostamenti laterali della struttura per un prefissato livello d'intensità dell'azione sismica è stata condotta attraverso la procedura prescritta nei recenti documenti normativi (NTC 2008, EC8 2003) basata sull'impiego dell'analisi statica non lineare e sulla definizione di un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà. Un volta definiti gli sposta-

menti del sistema SDOF equivalente corrispondenti ai diversi stati limite, la procedura suddetta consente di determinare i valori delle accelerazione di picco al suolo PGA^C rappresentativi della capacità strutturale. Tali valori sono poi confrontati con i corrispondenti valori rappresentativi della domanda sismica PGA^D definiti in accordo alla normativa vigente. In particolare, per ciascuno stato limite la domanda sismica è espressa attraverso la componente orizzontale dello spettro di risposta elastico i cui parametri rappresentativi sono riportati in tabella 1.

Nelle tabelle 2, 3, 4 sono invece riportati i valori delle ordinate spettrali corrispondenti ai diversi stati limite per ciascun modo di vibrare, nonché i rapporti di massa modale per ciascuna direzione

principale. Nelle figure 4-6 è riportato in forma grafica il confronto tra domanda e capacità in termini di accelerazione di ancoraggio dello spettro corrispondente a ciascuno stato limite. I punti collocati al di sopra della retta bisettrice sono rappresentativi dei casi in cui la domanda sismica supera la capacità della struttura.

Il rapporto tra capacità e domanda in termini di accelerazione fornisce, infine, il coefficiente rappresentativo del rischio sismico per ciascuno stato limite (Tab.5):

$$\alpha_{SLO} = \frac{PGA_{SLO}^C}{PGA_{SLO}^D} \quad \alpha_{SLD} = \frac{PGA_{SLD}^C}{PGA_{SLD}^D} \quad (1)$$

$$\alpha_{SLV} = \frac{PGA_{SLV}^C}{PGA_{SLV}^D} \quad \alpha_{SLC} = \frac{PGA_{SLC}^C}{PGA_{SLC}^D};$$

Tabella 1 - Parametri degli spettri di risposta elastici della componente orizzontale

Parametro	SLO	SLD	SLV	SLC
Probabilità di eccedenza P_{VR}	0.81	0.63	0.10	0.05
Periodo di ritorno T_R (anni)	120	201	1898	2475
Accelerazione di picco al suolo a_g/g	0.109	0.139	0.318	0.345
Fattore di amplificazione dinamica F_o	2.346	2.350	2.470	2.489
Periodo di transizione T_C (sec)	0.336	0.350	0.398	0.406

Tabella 2 - Proprietà dinamiche del corpo di fabbrica A

Modo	Periodo (sec)	SLO Sa/g	SLD Sa/g	SLV Sa/g	SLC Sa/g	α_x (%)	α_y (%)
1	0.605	0.233	0.308	0.238	0.802	75.99	0.89
2	0.574	0.246	0.324	0.251	0.846	1.69	72.27
3	0.496	0.285	0.375	0.273	0.907	1.31	6.10
4	0.181	0.307	0.392	0.273	0.907	10.63	0.16
5	0.174	0.307	0.392	0.274	0.894	0.27	10.16

Tabella 3 - Proprietà dinamiche del corpo di fabbrica B

Modo	Periodo (sec)	SLO Sa/g	SLD Sa/g	SLV Sa/g	SLC Sa/g	α_x (%)	α_y (%)
1	0.555	0.254	0.335	0.259	0.874	0.04	72.66
2	0.530	0.266	0.351	0.272	0.907	71.16	0.08
3	0.467	0.302	0.392	0.273	0.907	5.42	0.07
4	0.170	0.307	0.392	0.276	0.882	0.00	11.52
5	0.165	0.307	0.392	0.278	0.866	10.65	0.00

Tabella 4 - Proprietà dinamiche del corpo di fabbrica C

Modo	Periodo (sec)	SLO Sa/g	SLD Sa/g	SLV Sa/g	SLC Sa/g	α_x (%)	α_y (%)
1	0.512	0.275	0.363	0.273	0.907	14.91	49.49
2	0.506	0.279	0.368	0.273	0.907	61.55	13.41
3	0.431	0.307	0.392	0.273	0.907	0.19	14.16
4	0.164	0.307	0.392	0.277	0.870	3.22	5.89
5	0.162	0.307	0.392	0.278	0.863	7.26	2.99

Tabella 5 - Indici di rischio ai diversi stati limite

	α_{SLO}	α_{SLD}	α_{SLV}	α_{SLC}
Corpo A	0.802	1.157	0.550	0.510
Corpo B	0.775	1.068	1.085	1.000
Corpo C	0.802	0.971	0.598	0.552

Fig. 3a
Curve di capacità del corpo A al variare della distribuzione delle spinte, della direzione di ingresso del sisma e dell'eccentricità accidentale.

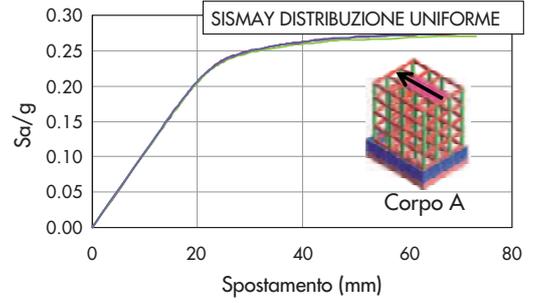
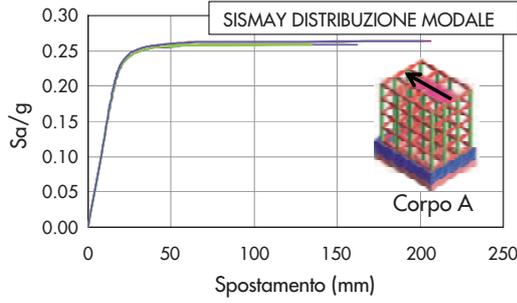
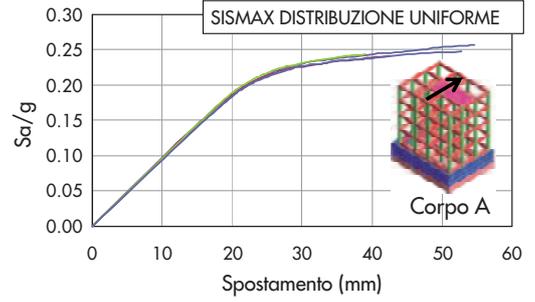
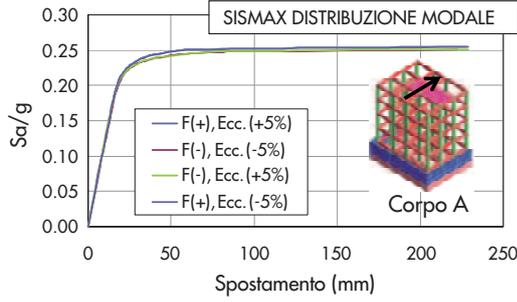


Fig. 3b
Curve di capacità del corpo B al variare della distribuzione delle spinte, della direzione di ingresso del sisma e dell'eccentricità accidentale.

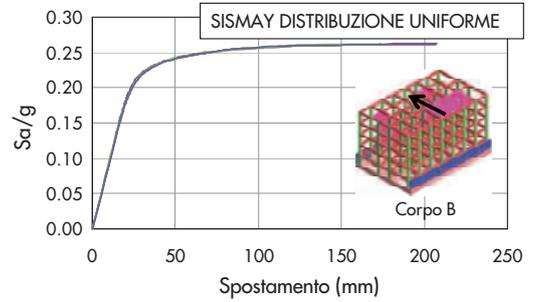
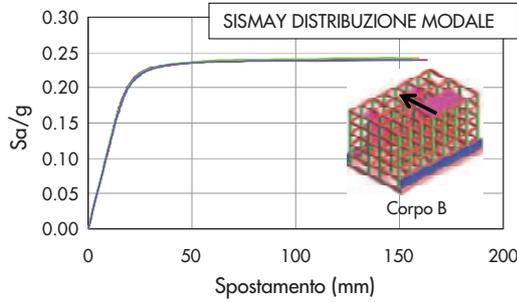
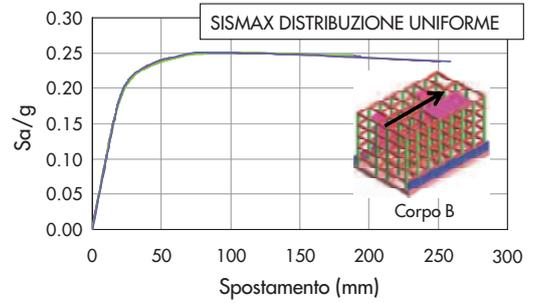
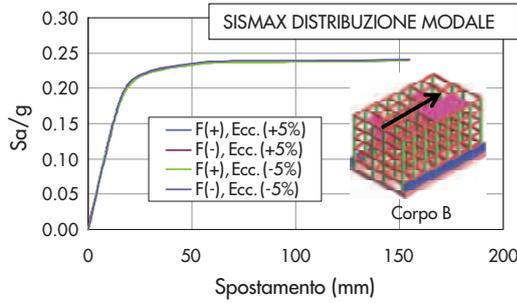
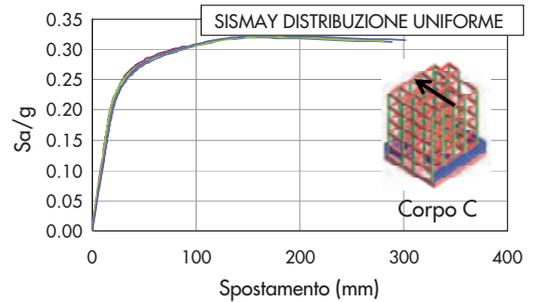
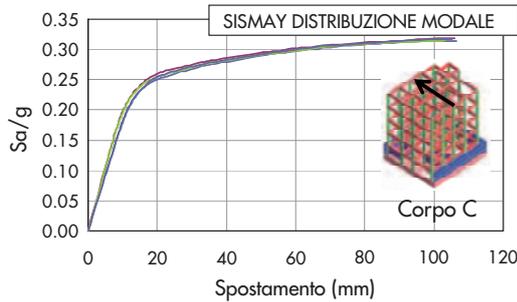
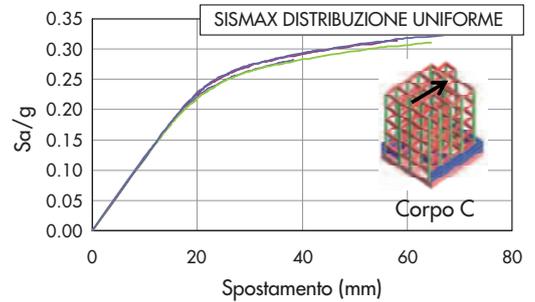
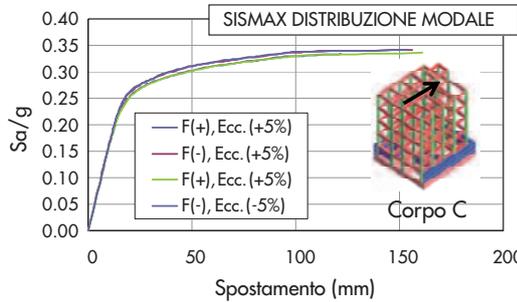


Fig. 3c
Curve di capacità del corpo C al variare della distribuzione delle spinte, della direzione di ingresso del sisma e dell'eccentricità accidentale.



I risultati ottenuti evidenziano che i corpi di fabbrica A e C presentano un indice di rischio allo stato limite SLV ed allo stato limite SLC minore dell'unità, ossia non soddisfano le verifiche previste allo stato limite ultimo. Il corpo di fabbrica B non soddisfa le verifiche previste allo stato limite SLO, che tuttavia sono di fondamentale importanza data la destinazione d'uso dell'edificio in oggetto. Si osservi che il D.M. 14/01/2008 prevede che le verifiche agli SLU per valutazione della sicurezza sulle costruzioni esistenti possano essere effettuate rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, rispetto alla condizione di collasso (SLC). Gli stati limite SLO e SLD vengono di solito raggiunti al secondo o al terzo livello con spostamenti sismici relativi tra i diversi piani distribuiti in maniera pressoché uniforme lungo l'altezza senza particolari criticità strutturali. Lo stato limite SLV per i corpi di fabbrica A e B è condizionato dal raggiungimento prematuro della rotazione ultima in una delle colonne del primo livello. Viceversa, il comportamento allo SLV per il corpo B è caratterizzato da un meccanismo duttile associato alla formazione di un gran numero di cerniere plastiche.

4. Adeguamento sismico mediante isolamento alla base

4.1 Progettazione del sistema d'isolamento

La struttura nella sua configurazione esistente evidenzia una notevole vulnerabilità alle azioni sismiche previste dalle "Norme Tecniche per le Costruzioni" NTC 2008 per gli edifici con funzioni strategiche per la protezione civile particolarmente allo SLU. L'adeguamento sismico potrebbe essere condotto mediante tecniche convenzionali, ad esempio incrementando la resistenza e la duttilità locale dei singoli elementi strutturali resistenti (travi, colonne e nodi) mediante placcatura e fasciatura con elementi metallici o con FRP, ovvero riducendo le sollecitazioni sismiche negli elementi preesistenti attraverso l'inserimento di componenti strutturali aggiuntivi (controventi metallici, pareti di taglio). Tali tecniche, basate sull'incremento della rigidità e della resistenza laterale, determinano una riduzione dei periodi propri di vibrazione e,

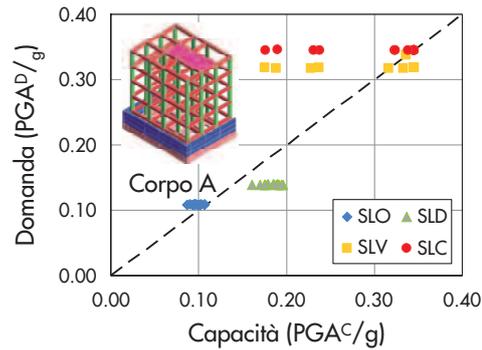


Fig. 4
Correlazione tra domanda e capacità - Corpo di fabbrica A.

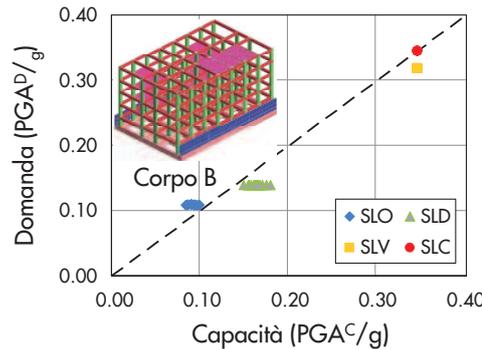


Fig. 5
Correlazione tra domanda e capacità - Corpo di fabbrica B.

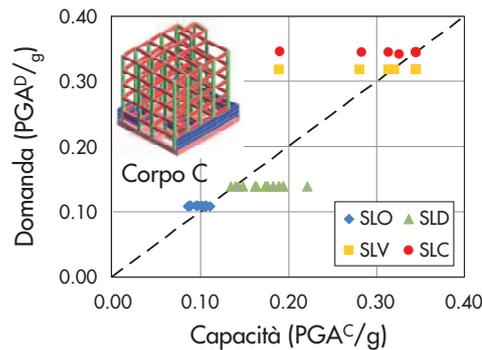
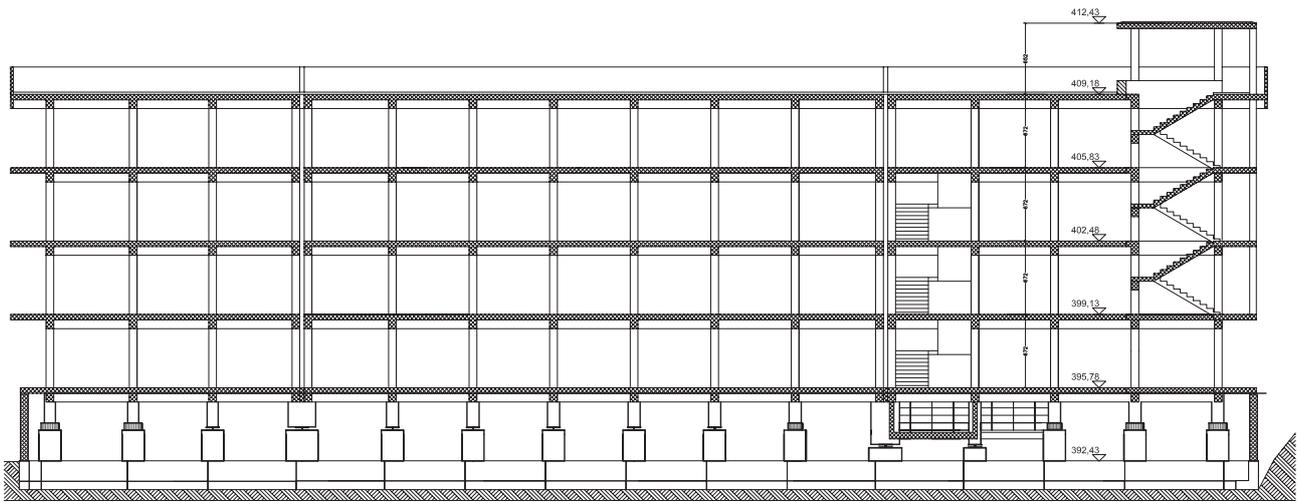
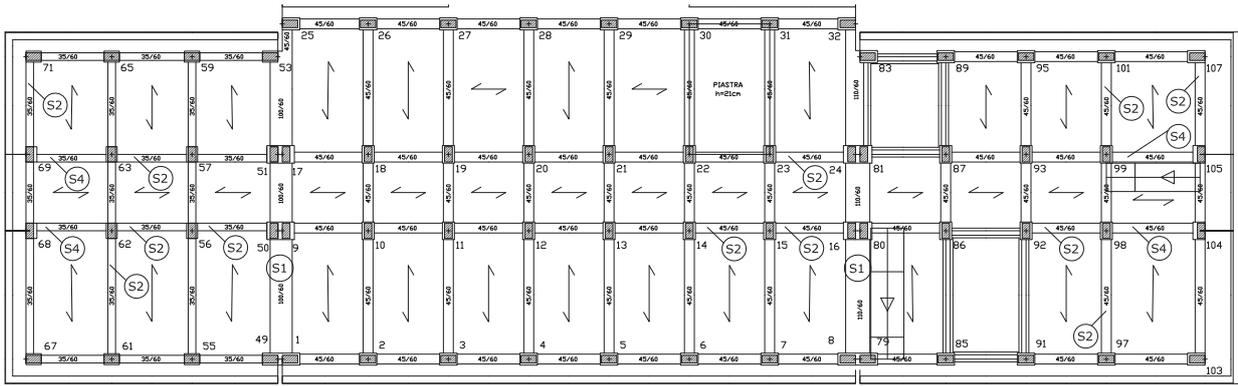


Fig. 6
Correlazione tra domanda e capacità - Corpo di fabbrica C.

quindi, un aumento delle ordinate spettrali e delle azioni sismiche di progetto. Applicate ai tre corpi di fabbrica che costituiscono l'ossatura strutturale resistente dell'edificio, tali tecniche determinano pertanto l'incremento non solo della capacità strutturale (rigidezza e resistenza) ma anche della domanda sismica (azioni di progetto). Di conseguenza, il loro utilizzo non garantisce l'incremento della sicurezza richiesto ai fini dell'adeguamento sismico della struttura. In alternativa, l'adeguamento sismico è stato realizzato riducendo la domanda sismica mediante l'impiego della tecnica dell'isolamento alla base. A tale scopo, i tre corpi di fabbrica sono stati trasformati in un unico organismo strutturale resistente attraverso la solidarizzazione degli impalcati del primo livello (Fig. 7). Al contrario gli altri impalcati dei tre corpi posti alla stessa quota non sono collegati, e la presenza di giunti sismici ne evita il martellamento. Nello stato di fatto la dimensione dei giunti



- ISOLATION DEVICE FIP SI-S 800/180
- SLIDING DEVICE FIP Vasoflon VM 200/700/700
- SLIDING DEVICE FIP Vasoflon VM 350/700/700
- ISOLATION DEVICE FIP SI-S 650/180
- SLIDING DEVICE FIP Vasoflon VM 350/700/700

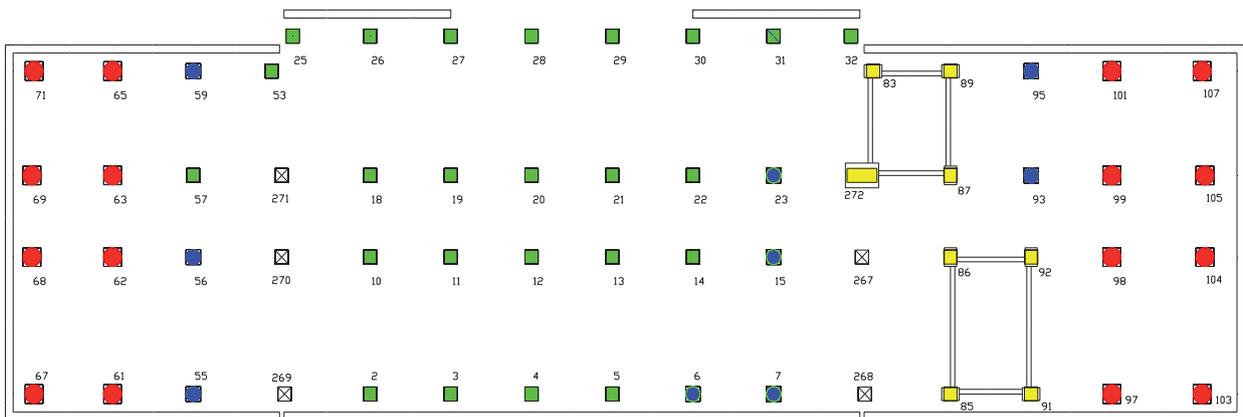


Fig. 7
Pianta e sezione
dell'edificio nello stato di
progetto.

Fig. 8
Posizionamento degli
isolatori elastomerici e dei
dispositivi a scorrimento.

sismici pari a 20 cm è maggiore della dimensione minima prevista dalla normativa vigente al momento della stesura del progetto originario (altezza massima dallo spiccato di fondazione $h = 16.45$ m, dimensione minima $h/100 = 16.45$ cm). Tale dimensione del giunto è sufficiente anche in accordo con il DM 2008 che prevede che la distanza tra due punti che si fronteggiano non possa essere inferiore $h/100$ moltiplicato per $a_g \cdot S/0.5g$. Nel caso in esame $a_g/g = 0.318$ allo stato limite SLV, per cui la dimensione

minima del giunto è pari a 10 cm. Nello stato di progetto l'isolamento sismico riduce la risposta sismica della struttura al solo contributo del primo modo di vibrazione per il quale gli spostamenti relativi tra gli impalcati contigui risultano essere praticamente trascurabili. Di conseguenza, le dimensioni dei giunti possono essere anche molto ridotte se paragonati ai giunti sismici di tipo tradizionale. L'edificio isolato alla base presenta una forma allungata in pianta che conferisce alla struttura nel suo complesso

elevate caratteristiche di irregolarità. Tale circostanza può determinare l'insorgere di notevoli effetti torsionali legati essenzialmente all'eccentricità tra il baricentro delle rigidezze del sistema d'isolamento e il baricentro delle masse della struttura in elevazione. Allo scopo di considerare tali effetti e tenere conto delle deformazioni aggiuntive dovute alla torsione, la normativa prescrive di considerare un'eccentricità accidentale pari a 0.05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Nel caso in esame tale eccentricità risulta essere piuttosto elevata ($e_a = 0.05 \times 53.58 = 2.68$ m). Allo scopo di ridurre gli effetti torsionali, il sistema d'isolamento è stato allora progettato in modo da minimizzare l'eccentricità tra il baricentro delle masse e il baricentro delle rigidezze, e da conferire alla struttura isolata un'adeguata rigidezza torsionale. Ciò consente di ridurre considerevolmente l'entità degli effetti torsionali. Tale risultato è stato ottenuto attraverso un'opportuna collocazione in pianta di isolatori elastomerici ad elevato smorzamento tipo FIP SI-S (n. 16 di diametro 800 mm, n. 9 di diametro 650 mm, spostamento allo SLU 35cm) e dispositivi a scorrimento tipo FIP VASOFLON (Fig. 8). Le mescole elastomeriche ad alto smorzamento sono caratterizzate da una sensibile variazione del modulo di taglio G_{din} al variare della deformazione di taglio γ dell'elastomero per deformazioni $\gamma < 0.5$. Ciò consente di evitare spostamenti eccessivi a fronte di eccitazioni dinamiche di bassa intensità, come quelle dovute al vento. Inoltre, le mescole elastomeriche della serie FIP SI sono caratterizzate da un valore elevato del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ . Tale coefficiente può essere caratterizzato attraverso prove cicliche quasi statiche ovvero dina-

miche, attraverso la ben nota relazione $\xi = 2 \cdot W_d / (K_e \cdot \Delta d^2)$ essendo W_d l'energia dissipata in un ciclo di carico, K_e la rigidezza secante calcolata tra i valori estremi di deformazione e Δd l'intervallo di variazione dello spostamento durante un ciclo di carico. Le prove di qualificazione condotte sui dispositivi forniscono un valore medio dello smorzamento viscoso equivalente pari al 16.25%. Tali valori sono stati confermati dalle prove di accettazione eseguite all'atto della posa in opera dei dispositivi. In particolare, il valore medio dello smorzamento equivalente misurato alla deformazione a taglio $\gamma = 1$ e al carico verticale di progetto pari a 16.75% per i dispositivi SI-S 650, e a 16.55% per i dispositivi SI-S 800.

I dispositivi d'isolamento sono collocati in prossimità della testa dei pilastri posti al piano interrato praticando un taglio di dimensioni adeguate. In particolare, l'interfaccia d'isolamento è posta tra le quote 1.40 m e 1.74 m valutate a partire dallo spiccato delle travi di fondazione. I dispositivi al di sotto del vano ascensore sono posti sotto la soletta di fondo fossa e si trovano, quindi, ad una quota più bassa rispetto agli altri isolatori. Sul perimetro esterno dell'edificio sono presenti pareti in cemento armato che svolgono la funzione di muri di sostegno. Già nello stato di fatto tali pareti sono strutturalmente sconnesse dal resto dell'edificio. Infatti, gli sbalzi laterali al piano terra che si trovano immediatamente al sopra di tali pareti sono separate da esse attraverso uno strato di polistirolo. Nello stato di progetto non sono previste scale di collegamento tra il piano interrato e la struttura in elevazione. Entrambe le scale sono poste al di sopra dell'interfaccia d'isolamento e sono collegate alla sola struttura in elevazione. Le caratteristiche geometriche e meccaniche degli isolatori impiegati

Tabella 6 - Caratteristiche geometriche e meccaniche degli isolatori

Modello	D (mm)	K_e (kN/mm)	K_v (kN/mm)	N (SLU) (kN)	S_1	S_2
SI-S 650/180	650	0.74	854	6260	17.5	3.50
SI-S 800/180	800	1.12	1506	13280	19.5	4.33

Tabella 7 - Caratteristiche dinamiche della struttura isolata

Modo	Periodo	ξ (%)	SLO Sa/g	SLD Sa/g	SLV Sa/g	SLC Sa/g	α_x (%)	α_y (%)
1	3.020	15	0.032	0.044	0.100	0.112	0.00	99.98
2	3.014	15	0.032	0.044	0.100	0.112	99.99	0.00
3	2.265	15	0.056	0.078	0.198	0.214	0.00	0.01
4	0.397	5	0.307	0.392	0.853	0.907	0.00	0.00
5	0.394	5	0.307	0.392	0.853	0.907	0.00	0.00
6	0.355	5	0.307	0.392	0.853	0.907	0.00	0.00

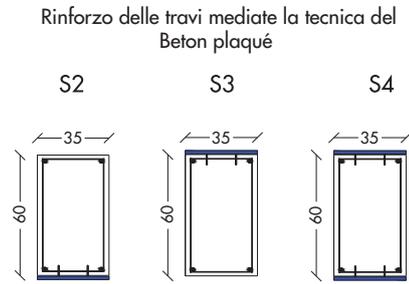
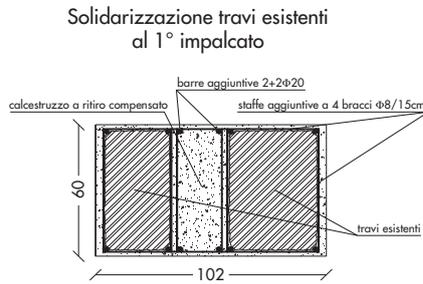
sono consegnate alla tabella 6. In particolare, sono riportati: il diametro, la rigidezza equivalente K_e , la rigidezza verticale K_v , i fattori di forma primario S_1 e secondario S_2 . In tabella 7 sono evidenziate le ordinate spettrali di progetto della struttura isolata ai diversi stati limite, nonché i rapporti di massa modale per ciascuna direzione d'ingresso del sisma.

4.2 Interventi locali di rinforzo

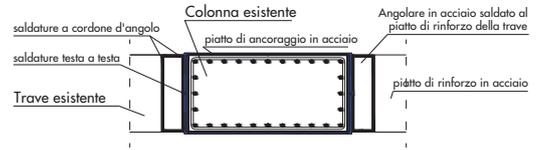
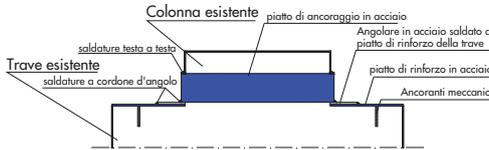
L'intervento di adeguamento trasforma i tre corpi di fabbrica esistenti in un'unica struttura isolata alla base. Il collegamento tra i diversi corpi di fabbrica in corrispondenza del primo

livello è garantito rendendo solidali gli impalcati dei tre corpi di fabbrica. Tale solidarizzazione è realizzata intervenendo in primo luogo sulle travi adiacenti al giunto in modo da realizzare un'unica sezione resistente (Fig. 9 - Intervento S1). In particolare, l'intervento prevede l'inserimento di staffe aggiuntive di collegamento tra le travi che si fronteggiano a cavallo del giunto e l'esecuzione di un getto integrativo di calcestruzzo a ritiro compensato. La solidarizzazione è integrata attraverso l'inserimento di un'armatura di cucitura costituita da una rete di barre $\phi 12$ disposte con passo 15 cm a cavallo dei giunti. Tale armatura è diffusa per una lun-

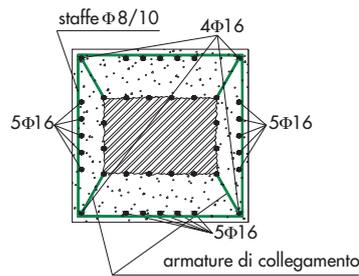
Fig. 9
Dettagli costruttivi degli
interventi di rinforzo.



Ancoraggio dei piattini di rinforzo delle travi mediante angolari e collari metallici (S2-S3-S4)



Rinforzo pilastri - S5



Rinforzo pilastri - S6

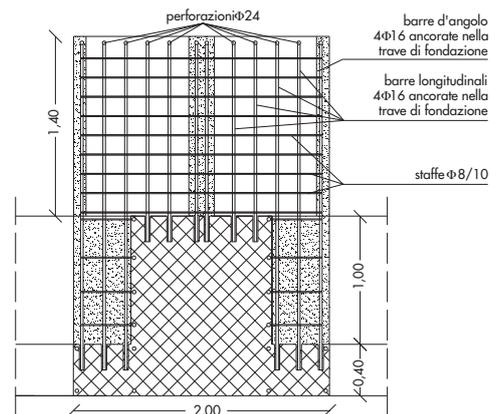
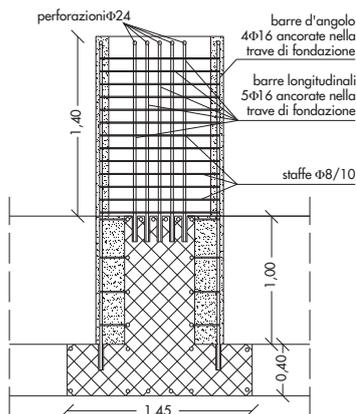
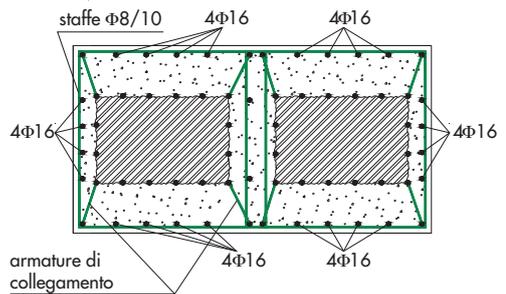




Fig. 10
 Dettagli costruttivi degli
 interventi di rinforzo (Foto).

ghezza pari a 2.0 m a partire dal giunto, ed è spinottata alla soletta preesistente dei due corpi di fabbrica adiacenti.

L'isolamento sismico consente di ridurre notevolmente l'entità delle sollecitazioni trasmesse agli elementi della struttura in elevazione. Di conseguenza, nello stato di progetto le colonne della sovrastruttura non richiedono interventi locali di rinforzo a taglio o a flessione.

Per quanto riguarda invece le travi in elevazione è richiesto il solo rinforzo a flessione per un numero molto limitato di membrature. Tale intervento è realizzato attraverso la tecnica del beton plaqu . In particolare, il rinforzo a flessione   costituito da piatti in acciaio tipo S355 di spessore 4mm collegati alle travi preesistenti attraverso connettori infissi a freddo ed incollaggio mediante resina epossidica (Figg. 9-10; Intervento S2). L'ancoraggio dei piatti in acciaio in corrispondenza dei nodi trave-colonna   garantito attraverso profili a L in acciaio saldati a colari ancorati alle colonne (Figg. 9-10; Interventi S2, S3, S4).

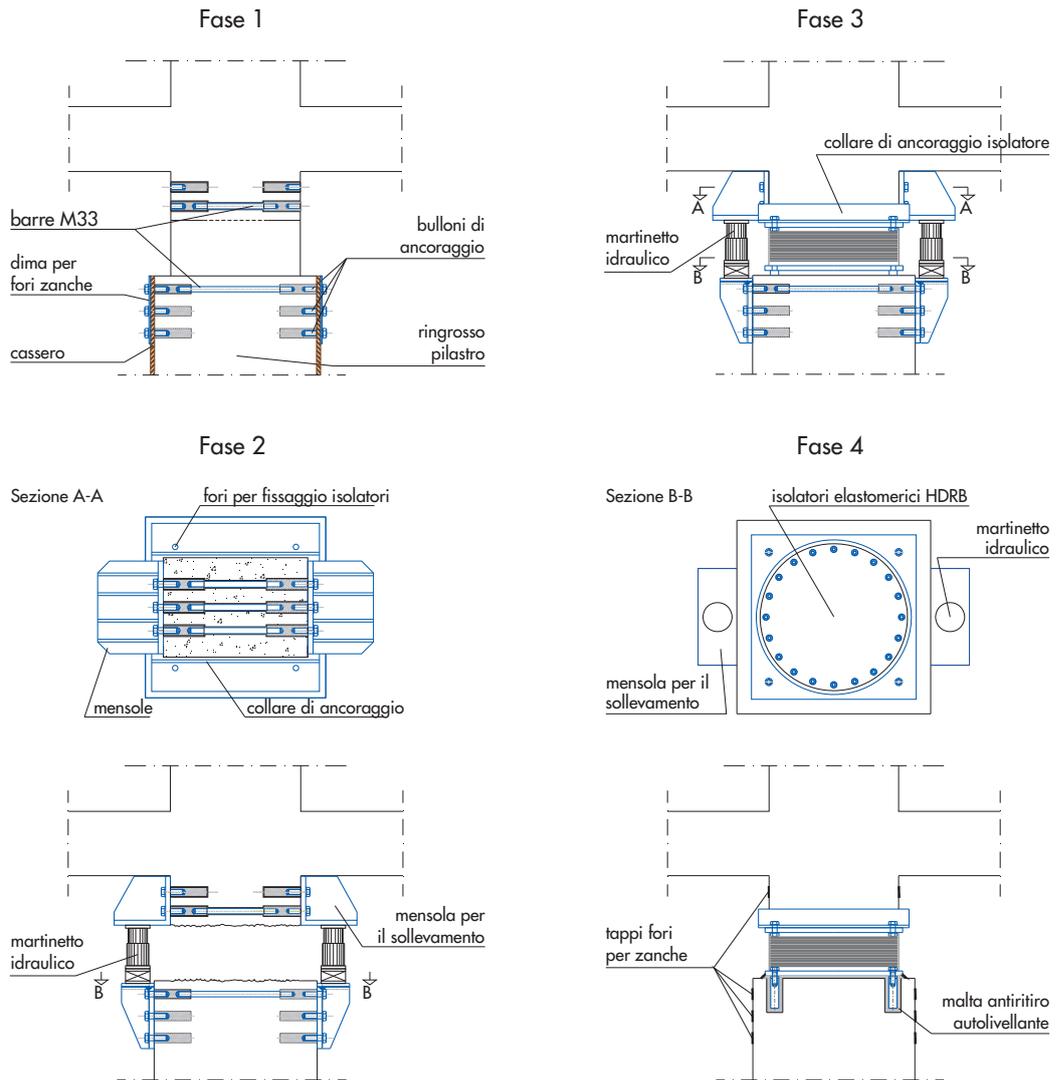
Si osservi, infine, che i pilastri su cui poggiano i dispositivi d'isolamento presentano una variazione dello schema strutturale resistente. In particolare, nello stato di fatto i pilastri sono membrature di una struttura intelaiata, mentre nello stato di progetto il comportamento   a pendolo inverso. Inoltre, lo spostamento laterale degli isolatori determina una notevole eccentricit  dello sforzo normale trasmesso dai dispositivi con il conseguente incremento delle sollecitazioni flessionali. Di conseguenza, le colonne del primo livello necessitano di interventi locali di rinforzo che vengono realizzati attraverso il ringrosso delle sezioni resistenti e l'aggiunta di barre di armatura (Figg. 9-10; Interventi S5 -S6).

4.3. Sistema di sollevamento ed installazione dei dispositivi di isolamento

La posa in opera dei dispositivi di isolamento richiede particolare cura ed attenzione per evitare che le differenze di carico sui vari elementi determinino rotture e/o fessurazioni. Nel caso specifico, trattandosi di un edificio esistente, si   deciso di posizionare i dispositivi immediatamente al di sotto del primo impalcato in modo da sfruttare la rigidit  del solaio nel proprio piano ed ottenere, quindi, un piano infinitamente rigido al di sopra dell'interfaccia di isolamento. Fanno eccezione i dispositivi posti al di sotto del vano scala e del vano ascensore che sono posti sotto la soletta di fondo fossa e, quindi, si trovano ad una quota pi  bassa.

Il taglio del pilastro   effettuato realizzando una struttura provvisoria in grado di trasferire il carico dalla sovrastruttura alla sottostruttura durante le fasi di posa in opera del dispositivo (Fig. 11). Tale struttura sar  poi riutilizzabile per i futuri interventi di sostituzione e manutenzione dei dispositivi. Questo aspetto ha suggerito di prevedere una struttura metallica provvisoria facilmente trasportabile e modulare, il cui impiego non condizioni la piena operativit  dell'edificio. Nello specifico si procede anzitutto operando dei carotaggi all'interno del pilastro esistente al disopra e al di sotto dell'interfaccia d'isolamento. In particolare, superiormente sono state predisposte due file di fori di cui una passante, inferiormente invece le file sono tre, di cui una passante. All'interno di tali fori sono apposti i tirafondi per il fissaggio delle mensole. Dopo aver predisposto le zanche ed eseguito il ringrosso, si fissano le mensole e, mediante una coppia di martinetti, si prende in carico il pilastro. Rimosso il copriferro e tagliate le barre di

Fig. 11
Fasi di installazione dei
dispositivi di isolamento.



- Fase 1.** Realizzazione dei fori e predisposizione di zanche per l'ancoraggio delle mensole del sistema di sollevamento;
- Fase 2.** Montaggio delle mensole, messa in carico dei martinetti idraulici di sollevamento e realizzazione del taglio;
- Fase 3.** Posizionamento del dispositivo di isolamento e predisposizione dei collari metallici di collegamento alle sezioni esistenti dei pilastri;
- Fase 4.** Solidarizzazione dei dispositivi ai collari ed alle sezioni del pilastro mediante getto di malta antiritiro autolivellante, e successiva rimozione del sistema di sollevamento.

armatura si esegue il taglio vero e proprio prendendo gradatamente in carico il peso del pilastro. In seguito, regolarizzate la superficie di taglio inferiore e fissato un collare metallico al moncone superiore, si posiziona l'isolatore e si effettua il fissaggio mediante bulloni e tirafondi (Figg.11, 12). Particolare attenzione deve essere posta alle fasi di sollevamento dei dispositivi posti a cavallo del giunto che deve essere effettuata in modo da garantire l'assenza di spostamenti verticali differenziali tra i pilastri adiacenti. Tali spostamenti sollecitano il collegamento trasversale creato per solidarizzare i corpi adiacenti e possono quindi determinare

l'insorgere di fenomeni fessurativi. Allo scopo di scongiurare la formazione di lesioni durante la fase di sollevamento per la posa in opera dei dispositivi ovvero per la loro sostituzione, tale fase operativa viene condotta monitorando gli spostamenti verticali.

In particolare, poiché il sollevamento dei pilastri accoppiati posti a cavallo del giunto è effettuato utilizzando due coppie di martinetti per ciascun pilastro, il valore del carico da adottare per ciascuna coppia di martinetti viene selezionato controllando attraverso opportuni trasduttori di spostamento che non insorgano spostamenti differenziali tra i due pilastri adiacenti.



Fig. 12
Fasi di installazione dei dispositivi di isolamento (Foto).

5. Risposta sismica della struttura isolata

5.1. Confronto tra analisi lineare e analisi non lineare

I recenti documenti normativi (Eurocodice 8, FEMA 356, FEMA 450, DM 2008) prevedono capitoli specifici dedicati alla modellazione e analisi delle strutture isolate alla base. Nel caso sia prevedibile il comportamento inelastico della struttura in elevazione, sono previsti in genere due metodi di riferimento: a) l'analisi dinamica non lineare al passo (RHA - Response History Analysis); b) l'analisi statica non lineare (Pushover). In particolare, FEMA 356 e UBC97 consentono l'impiego dell'analisi di pushover anche per la verifica sismica delle strutture isolate. Viceversa, EC8 e DM 2008 non prevedono la possibilità di utilizzare le procedure statiche non lineari in presenza di isolamento sismico. Inoltre, il DM 2008 consente l'impiego dell'analisi

dinamica lineare solo quando è possibile modellare elasticamente il comportamento del sistema d'isolamento, ossia quando sono rispettate una serie di condizioni che riguardano essenzialmente: 1) il rapporto tra rigidezza equivalente e rigidezza secante per uno spostamento laterale pari al 20% dello spostamento di riferimento (valore minimo 0.50); 2) lo smorzamento lineare equivalente del sistema d'isolamento (valore massimo pari al 30%); 3) le caratteristiche forza-spostamento del sistema isolamento che non devono essere dipendenti dalla velocità di deformazione (variazione massima del 10%). Nel caso in esame i dispositivi elastomerici impiegati nel progetto di adeguamento possono essere caratterizzati attraverso un modello visco-elastico lineare equivalente in accordo con le prescrizioni contenute nel DM 2008. Tuttavia, l'affidabilità dell'analisi dinamica lineare nel

caso di isolatori ad elevato smorzamento, e la selezione di opportuni segnali accelerometrici spettro-compatibili sono argomenti che sembrano meritare ulteriori approfondimenti.

Nel presente lavoro la risposta dinamica è stata valutata attraverso analisi al passo di tipo sia lineare sia non lineare. Il legame costitutivo degli isolatori è caratterizzato attraverso il modello Bouc-Wen che fornisce la seguente espressione della forza laterale esplicata dal dispositivo d'isolamento (Fig. 13):

$$F(x, \dot{x}) = \alpha \cdot \frac{F_y}{D_y} \cdot x(t) + (1 - \alpha) \cdot F_y \cdot z(t) \quad (2)$$

essendo $x(t)$ lo spostamento laterale e $z(t)$ la variabile adimensionale che soddisfa la seguente equazione differenziale:

$$\begin{aligned} \dot{z}(t) \cdot D_y = & -\gamma \cdot |\dot{x}(t)| \cdot z(t) \cdot |z(t)|^{\eta-1} + \\ & -\beta \cdot \dot{x}(t) \cdot |z(t)|^{\eta} + \theta \cdot \dot{x}(t) \end{aligned} \quad (3)$$

Con ovvio significato degli altri simboli che figurano nelle equazioni 2-3, F_y e D_y rappresentano le coordinate del punto di intersezione della curva sperimentale forza-spostamento con la retta tangente nell'origine; $\alpha \cdot F_y/D_y$ esprime il valore della rigidità post-elastica del dispositivo; η regola il raccordo tra ramo elastico e ramo plastico; $[\theta/\gamma + \beta]1/\eta$ condiziona il valore limite della forza; θ e $\psi = \gamma/\beta$ regolano le pendenze delle curve di scarico e ricarico. I parametri che figurano nelle equazioni 2-3 possono essere caratterizzati sulla base dei risultati sperimentali (Ferraioli, 1998). In particolare, nel caso in esame sono disponibili i risultati relativi alle prove di qualificazione condotte sui dispositivi elastomerici impiegati per l'isolamento sismico dell'edificio. Com'è noto le caratteristiche meccaniche dei dispositivi di isolamento sono valutate attraverso prove condotte imponendo all'isolatore cicli completi di deformazioni alternate per differenti valori dell'ampiezza massima, del carico assiale, della velocità media di carico. In particolare, le curve sperimentali forza-spostamento dovrebbero essere costruite imponendo all'isolatore cicli completi di deformazioni alternate con ampiezza massima e velocità media di carico pari a quelle corrispondenti al terremoto di progetto. In pratica la frequenza di carico deve essere prescelta in funzione del periodo della struttura isolata in corrispondenza dello spostamento di progetto. In tale ambito le NTC 2008 prescrivono che le differenze dovute alla frequenza di prova siano valutate nell'ambito di una variazione della frequenza di almeno $\pm 30\%$. Nel caso in esame le prove dinamiche di qualificazione condotte alle

frequenze di 0.35, 0.50 e 0.65 Hz hanno evidenziato caratteristiche stabili essenzialmente indipendenti dalla velocità di prova nell'intervallo delle frequenze di interesse. Per quanto riguarda la modellazione della struttura in elevazione si osserva che l'obiettivo principale dell'isolamento sismico è quello di scongiurare le plasticizzazioni della sovrastruttura anche in presenza di terremoti di elevata intensità. Di conseguenza, se l'isolamento è efficace nel ridurre l'entità delle sollecitazioni trasmesse alla parte in elevazione e nell'evitare le plasticizzazioni degli elementi strutturali, il comportamento inelastico della sovrastruttura può essere trascurato. Tuttavia, allo scopo di valutare tale effetto l'analisi è stata condotta anche adottando un opportuno modello non lineare per la sovrastruttura. In particolare, la struttura in elevazione è stata modellata attraverso un modello a plasticità concentrata con cerniere plastiche a fibre (tipo PMM) implementato nel codice di calcolo SAP2000 (Fig. 14). Le cerniere plastiche sono state caratterizzate attraverso detto modello a fibre che riproduce l'interazione tra momento e sforzo normale e la variazione della curva momento-rotazione con il carico assiale. In tale ambito, il modello uniaassiale adottato per il calcestruzzo tiene conto dei parametri rappresentativi degli effetti di confinamento: geometria della sezione, resistenza del calcestruzzo, resistenza dell'acciaio, tipo e disposizione delle armature trasversali, rapporto volumetrico di armatura. Lo smorzamento elastico nelle analisi RHA è stato modellato alla Rayleigh con coefficienti definiti a partire dal rapporto di smorzamento modale del primo e del secondo modo di vibrazione assunto pari al 5%. Le analisi sono state condotte considerando una famiglia di 10 segnali accelerometrici naturali registrati su terreni di tipo B, selezionati in base a caratteristiche di spettrocompatibilità con lo spettro di risposta elastico allo stato limite di collasso (SLC). Gli accelerogrammi storici sono stati scalati in modo che il valore dell'accelerazione di picco al suolo coincida con la PGA allo stato limite di collasso che nel caso in esame vale 0.36 g (Tab. 8).

Con riferimento ai termini che figurano in Tabella 8, t_r rappresenta l'intervallo di tempo compreso tra il primo e l'ultimo superamento di una soglia di accelerazione (Bracketed Duration). In figura 15 sono riportati gli spettri di accelerazione e di spostamento per tutti i segnali considerati. In figura 16 sono riportati i profili di spostamento e di accelerazione ottenuti considerando un modello elastico per la struttura in elevazione ovvero un modello inelastico. Come si vede, le due curve sono perfettamente sovrapposte.

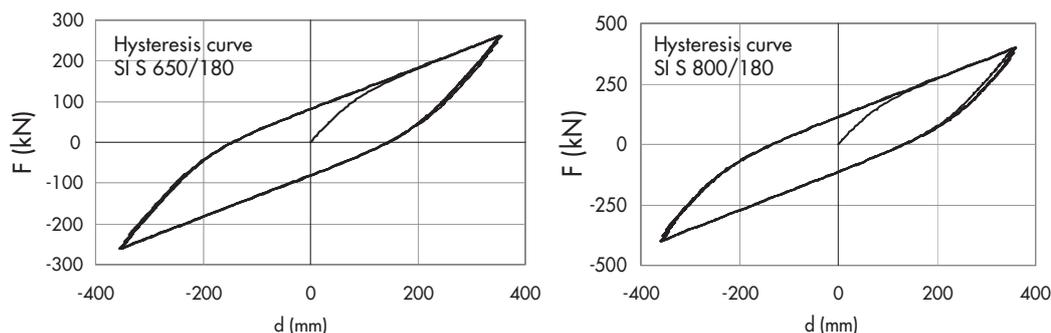
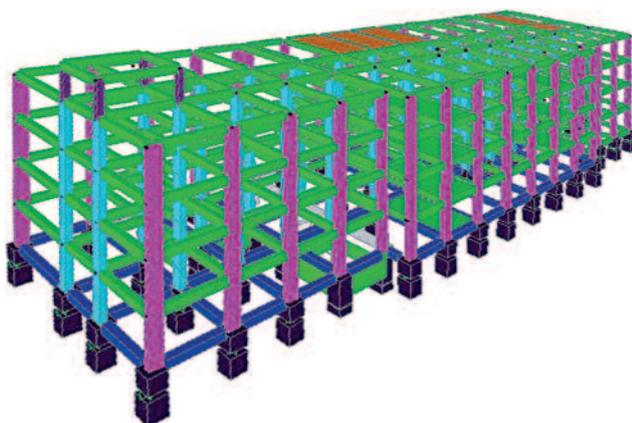
Fig. 13
Cicli d'isteresi dei dispositivi elastomerici.Fig. 14
Modello strutturale.

Tabella 8 - Caratteristiche degli accelerogrammi selezionati

N.	Cod.	Input	Data	Dir.	PGA/g	Magnitudo Body-wave
1	181X	Boshroyeh	16.09.78	EW	0.102	6.4
2	293X	Rionero in Vulture	23.11.80	EW	0.099	6.0
5	302Y	Lauria	23.11.80	NS	0.016	6.0
6	335Y	Korinthos	25.02.81	NS	0.120	5.7
7	353Y	Balikesir	05.07.83	NS	0.015	5.5
8	477X	Tehran	20.06.90	EW	0.033	6.2
9	477Y	Tehran	20.06.90	NS	0.029	6.2
10	480Y	Tonekabun	20.06.90	NS	0.088	6.2
11	499Y	Akhalkalaki	29.04.91	NS	0.007	6.2
12	536X	Tercan	13.03.92	EW	0.029	6.1

poste, il che significa che le plasticizzazioni nella parte in elevazione possono essere trascurate e la non linearità meccanica è legata esclusivamente al comportamento isteretico dei dispositivi di isolamento. Di conseguenza, le successive analisi non lineari sono state condotte adottando un modello elastico lineare per la struttura in elevazione. La struttura isolata presenta un numero ridotto di punti in cui può manifestarsi un comportamento non lineare sotto azioni di tipo sismico. In questo caso, in alternativa all'integrazione diretta delle equazioni di equilibrio dinamico, la risposta inelastica può essere valutata in maniera accurata attraverso un metodo approssimato ben noto in letteratura, la cosiddetta Analisi Non Lineare Veloce basata sull'impiego dei vettori di Ritz (FNA - Fast Nonlinear Analysis). Il comporta-

mento isteretico dei dispositivi di isolamento è modellato in maniera esplicita attraverso il modello Bouc-Wen descritto in precedenza. Di conseguenza, lo smorzamento viscoso equivalente impiegato per le FNA è assunto pari al 5%. I risultati ottenuti sono stati poi confrontati con quelli desunti dall'integrazione condotta attraverso l'analisi al passo di tipo lineare (Linear Dynamic Analysis - LDA) e non lineare (Response History Analysis - RHA).

Nelle figure 17-18 è riportato il confronto delle accelerazioni e degli spostamenti del piano di isolamento ottenuti con i diversi metodi di analisi. I risultati ottenuti evidenziano una perfetta correlazione tra FNA e RHA. Nel caso di strutture isolate l'analisi non lineare veloce è in grado di fornire soluzioni accurate con oneri computazionali sensibilmente ridotti. Al contrario,

Fig. 15
Spettri di risposta in termini di accelerazione e di spostamento.

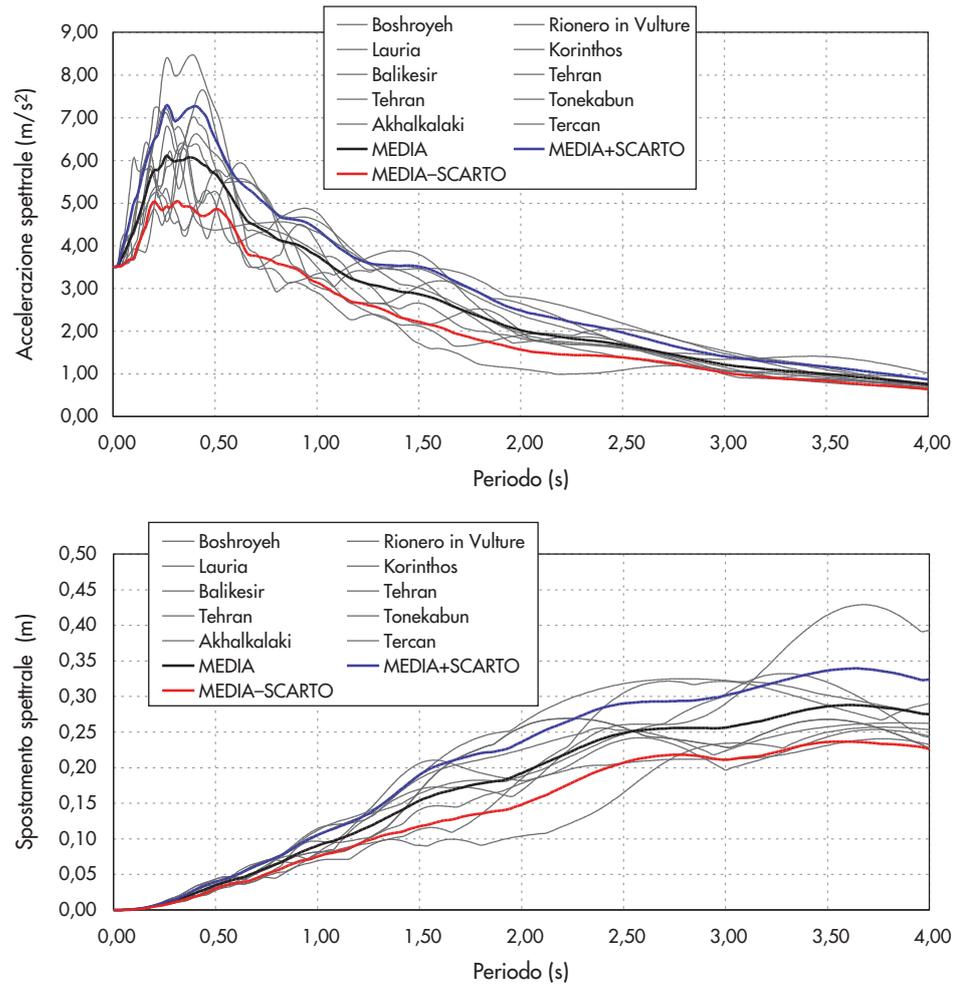
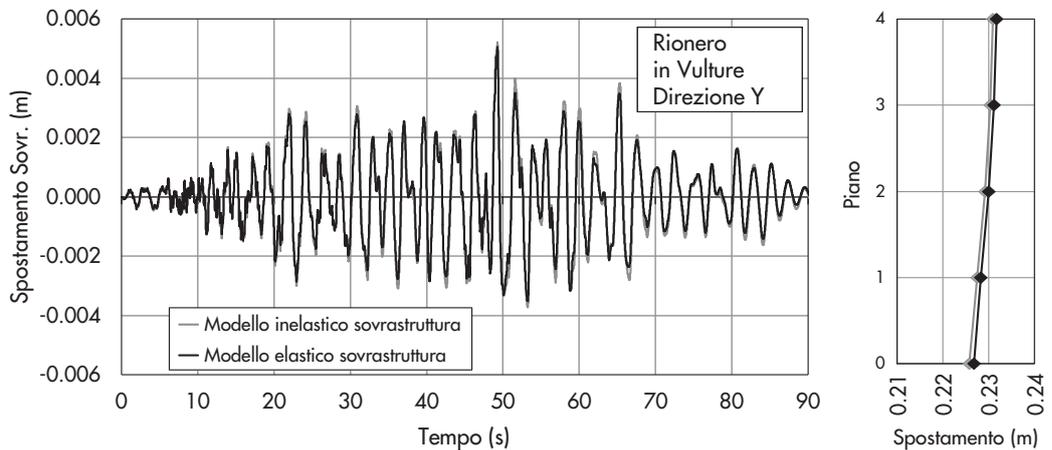


Fig. 16
Risposta sismica in termini di spostamento relativo testa-piede della sovrastruttura. Profilo di spostamento lungo l'altezza. Confronto tra modello elastico e modello inelastico.



l'analisi lineare condotta adottando un modello viscoelastico equivalente per gli isolatori fornisce soluzioni che possono risultare non accurate. In figura 19 il confronto tra analisi lineare e non lineare è effettuato prendendo come riferimento la risposta della struttura in elevazione e, in particolare, l'andamento lungo l'altezza del valore di picco del drift (spostamento d'interpiano/altezza) ottenuto dall'analisi dinamica al passo. Come si vede, l'analisi dinamica lineare tende a

sottostimare il valore del drift con un errore relativo ai valori medi sui segnali considerati che raggiunge anche il 31%. Si osservi, infine che tale risultato è ottenuto con isolatori che presentano modeste caratteristiche di non linearità e un rapporto di smorzamento relativamente contenuto ($\xi = 15\%$) se paragonato al valore limite dello smorzamento per il quale è possibile l'impiego dell'analisi dinamica lineare ($\xi = 30\%$). Per quanto riguarda infine la sensibilità all'input

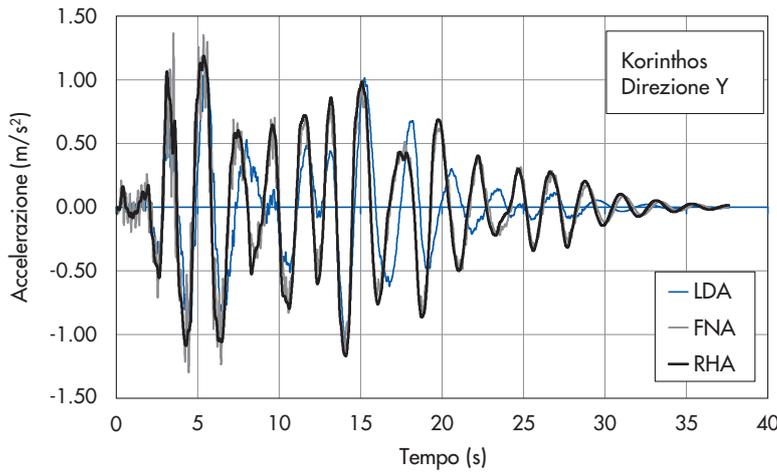


Fig. 17
Risposta sismica in termini di accelerazione assoluta in sommità. Confronto tra i diversi metodi di analisi dinamica.

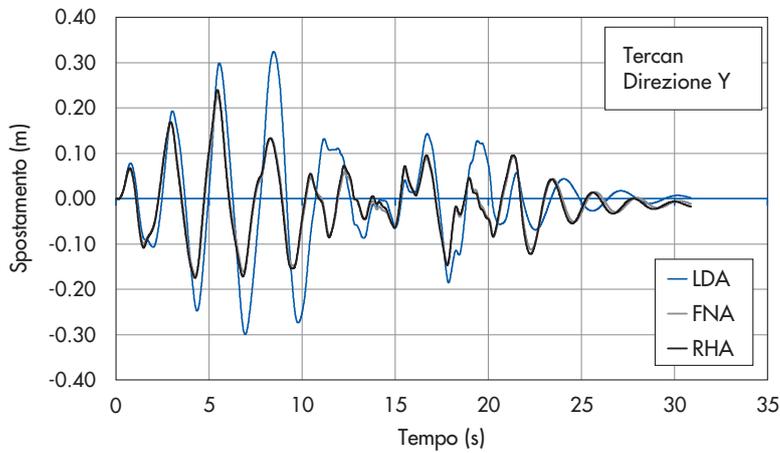


Fig. 18
Risposta sismica in termini di spostamento in sommità. Confronto tra i diversi metodi di analisi dinamica.

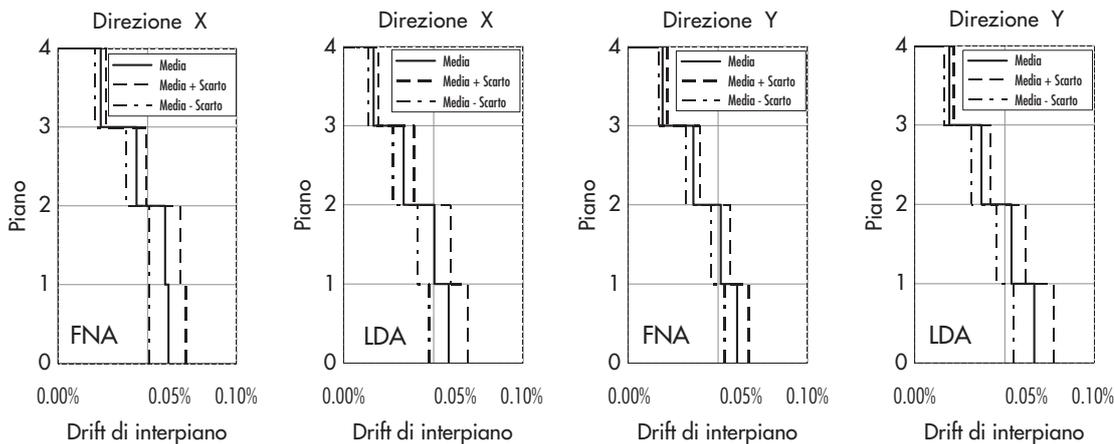


Fig. 19
Profilo dei drift d'interpiano.

sismico, si osservi che il coefficiente di variazione assume valore massimo pari a 0.183 per l'analisi LDA in direzione Y e valore minimo pari a 0.106 per l'analisi FNA in direzione X.

5.2 Eccentricità accidentale ed effetti torsionali

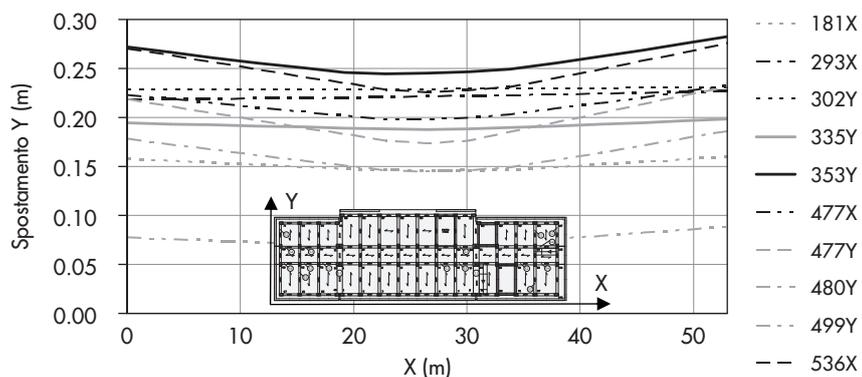
La nuova struttura isolata alla base presenta una buona corrispondenza tra il baricentro delle masse ed il baricentro delle rigidità (eccentricità lungo x pari a 72 cm; eccentricità lungo y

pari a 20 cm). Tuttavia, la forma allungata in pianta conferisce all'edificio elevate caratteristiche di irregolarità che determinano notevoli effetti torsionali. Allo scopo di considerare tali effetti, e tenere conto delle deformazioni aggiuntive dovute alla torsione, alcune normative prevedono un fattore amplificativo da applicare per il calcolo dello spostamento di progetto. In alternativa, per tenere conto della variabilità spaziale del moto nonché di eventuali

incertezze nella localizzazione delle masse, il DM 2008 prevede che gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa possano essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo. Per i soli edifici, in assenza di più accurate determinazioni, l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0.05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti. Nel caso in esame tale prescrizione pone alcuni problemi applicativi. Infatti, la struttura, originariamente composta da tre corpi di fabbrica, è stata solidarizzata in corrispondenza del primo impalcato per realizzare un unico piano di isolamento, mentre risulta ancora giuntata per i successivi piani in elevazione. Di conseguenza ciascun livello superiore al primo è composto di tre impalcati alla stessa quota separati da un giunto sismico. In questo caso, i programmi di calcolo impiegati in ambito professionale applicano a ciascun impalcato un momento torcente corrispondente a 0.05 volte la dimensione com-

pletiva del piano d'isolamento (53.58 m), determinando, quindi, una notevole sovrastima degli effetti torsionali sugli impalcati in elevazione. Ad esempio per sisma in direzione Y viene considerata un'eccentricità accidentale pari a 2.68 m (0.05×53.58 m) anche per gli impalcati in elevazione che presentano invece una minore dimensione in pianta (10.75 m per il corpo A; 26.05 m per il corpo B; 15.68 m per il corpo C). La principale causa degli effetti torsionali per le strutture isolate è l'eccentricità tra il baricentro delle rigidezze del sistema d'isolamento e il baricentro delle masse della struttura in elevazione. Gli effetti torsionali sono stati allora valutati considerando un'eccentricità accidentale ottenuta spostando il centro di massa di ogni piano in ogni direzione considerata di una distanza pari a $\pm 5\%$ della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. In figura 20 è riportato, per ciascun segnale accelerometrico, l'inviluppo degli spostamenti laterali del piano d'isolamento per sisma in direzione ortogonale al lato lungo dell'edificio. I risultati sono stati ottenuti attraverso l'Analisi Dinamica Non lineare Veloce (FNA). Come si vede, gli effetti torsionali legati all'eccentricità accidentale determinano un incremento considerevole degli spostamenti laterali alle estremità dell'edificio.

Fig. 20
Inviluppo degli spostamenti laterali del piano di isolamento.



5.3 Verifiche di martellamento

Come detto l'eccentricità accidentale è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti. Nel caso in esame, tale ipotesi è sicuramente non conservativa nei confronti delle verifiche di martellamento tra gli impalcati contigui che sono più stringenti in presenza di coppie torcenti di segno opposto. Per valutare tale effetto sono state considerate eccentricità accidentali di segno opposto sugli impalcati contigui per ciascuna direzione di ingresso del sisma. Il giunto sismico tra gli impalcati in elevazione posti alla

stessa quota è stato caratterizzato attraverso un legame non lineare di tipo "gap" che rimane aperto e non trasferisce alcuna azione se lo spostamento relativo dei punti di estremità non supera la dimensione del giunto, viceversa presenta un comportamento elastico lineare. L'inserimento di questo tipo di link all'interno del modello strutturale consente di controllare gli effetti del martellamento istante per istante.

I risultati dell'analisi FNA condotte sugli accelerogrammi selezionati (Figg. 21, 22, 23, 24) evidenziano che per entrambe le direzioni d'in-

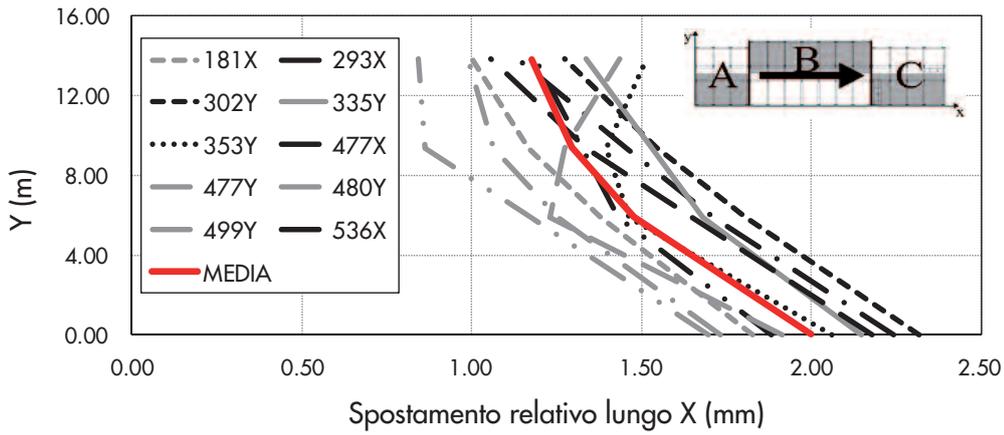


Fig. 21
Involuppo degli spostamenti relativi massimi tra i corpi A e B. Sisma in direzione X.

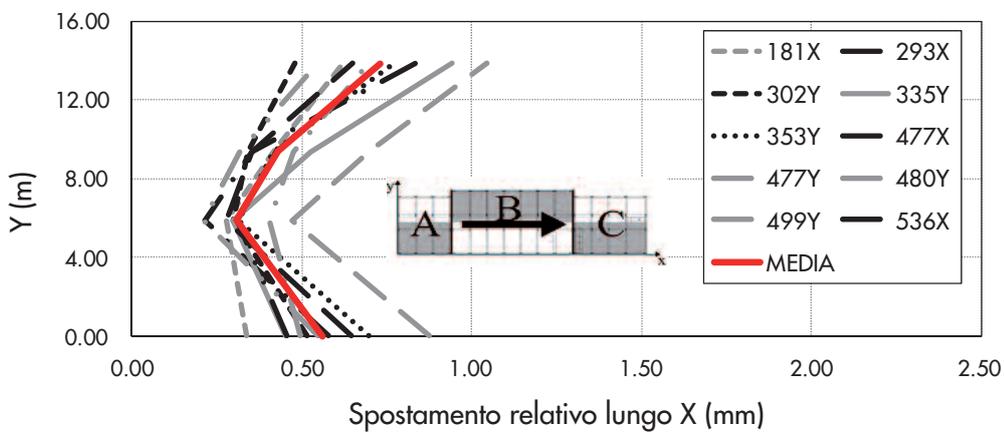


Fig. 22
Involuppo degli spostamenti relativi massimi tra i corpi B e C. Sisma in direzione X.

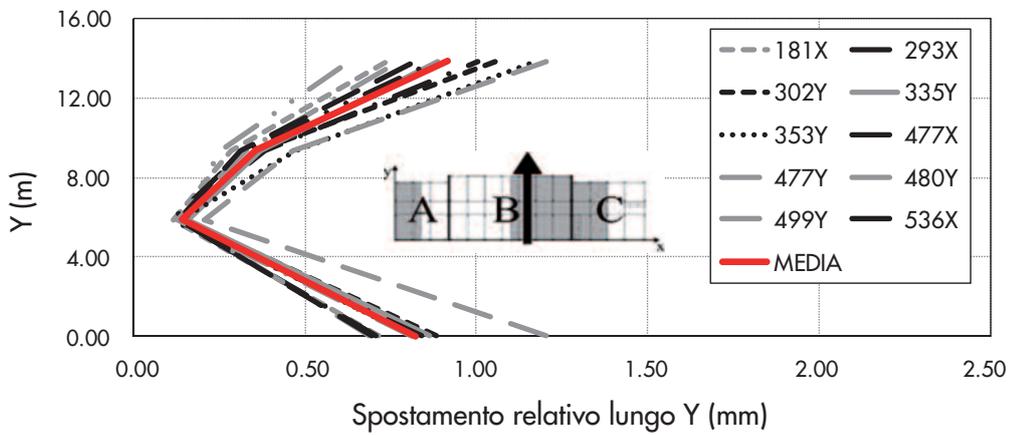


Fig. 23
Involuppo degli spostamenti relativi massimi tra i corpi A e B. Sisma in direzione Y.

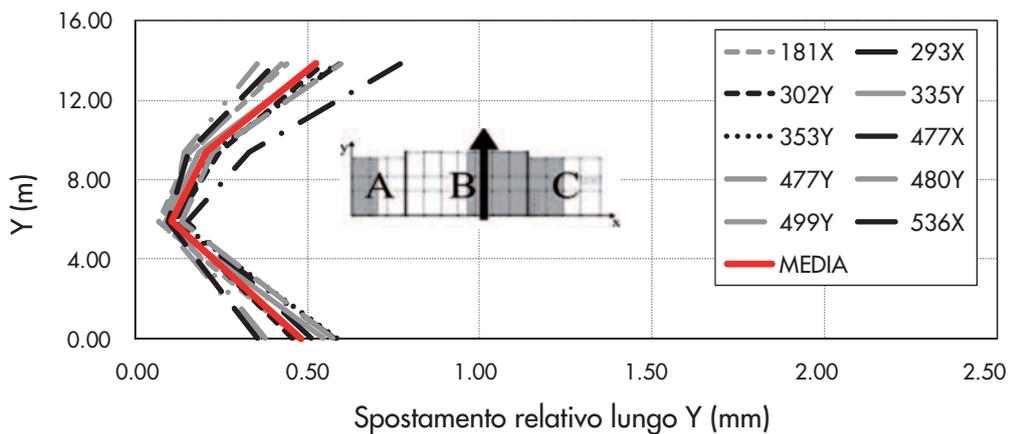


Fig. 24
Involuppo degli spostamenti relativi massimi tra i corpi B e C. Sisma in direzione Y.

gresso del sisma gli spostamenti relativi in corrispondenza dei giunti sono dell'ordine del millimetro e, quindi, sensibilmente inferiori rispetto alla dimensione dei giunti stessi nello stato di progetto (valore minimo prescritto pari a 3 cm, dimensione effettiva pari a 10 cm). L'esiguità degli spostamenti relativi tra gli impalcati contigui testimonia l'efficacia del sistema d'isolamento che

6. Conclusioni

L'oggetto del lavoro è l'adeguamento sismico mediante la tecnica dell'isolamento alla base di un edificio situato nella Città Ospedaliera di Avellino. Il progetto prevede la solidarizzazione degli impalcati del primo livello attraverso la creazione di un unico impalcato, e la realizzazione del piano di isolamento mediante il taglio dei pilastri. Il sistema d'isolamento è costituito da dispositivi in gomma armata ad elevato smorzamento e da dispositivi a scorrimento, disposti in modo da annullare l'eccentricità tra baricentro delle masse e baricentro delle rigidezze e da massimizzare la rigidezza torsionale in modo da ridurre gli effetti torsionali connessi all'irregolarità in pianta.

Lo studio descrive nel dettaglio la valutazione della vulnerabilità sismica dei corpi di fabbrica

elimina il contributo dei modi di vibrazione della sovrastruttura, e riduce la risposta sismica al solo contributo del primo modo di vibrazione per il quale gli spostamenti degli impalcati contigui sono perfettamente in fase. Gli spostamenti relativi sono quindi dovuti unicamente agli effetti torsionali prodotti dall'eccentricità tra il baricentro delle masse ed il baricentro delle rigidezze.

esistenti e il progetto di adeguamento sismico mediante isolamento alla base. L'efficacia del sistema d'isolamento è stata valutata attraverso gli effetti benefici connessi alla riduzione della domanda sismica in termini sia di accelerazione sia di spostamento d'interpiano. Tali effetti sono stati caratterizzati attraverso analisi dinamiche al passo condotte adottando un opportuno modello non lineare per i dispositivi d'isolamento e per la parte in elevazione. I risultati ottenuti hanno evidenziato che, anche in presenza di dispositivi con moderato smorzamento ($\xi=1.5\%$), l'analisi dinamica lineare condotta con un modello viscoelastico equivalente può fornire soluzioni non accurate per quanto riguarda sia lo spostamenti assoluto degli isolatori, sia gli spostamenti d'interpiano della sovrastruttura.

Ringraziamenti

Gli autori intendono ringraziare l'Ing. Giovambattista Aquilino Musto (Direttore dei Lavori), l'Ing. Sergio Casa-

rella (Responsabile Unico del Procedimento) e l'Ing. Vincenzo Botticelli (Direttore tecnico impresa MUCAFER) per il supporto durante le attività di cantiere.

Bibliografia

- Avossa A.M., Malangone P. (2010) - Remarks on the response of base-isolated structures with LRB-HD device, *Proceedings of 14th European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Macedonia, Paper n. 736.
- CDSWin (2010) S.T.S. Software Tecnico Scientifico S.r.l., Catania.
- CEN (2003) - Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance, European Committee for Standardization.
- FEMA 356 (2000) - Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", *American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- FEMA 450 (2003) - NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, *American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- Kelly T.E. (2001) - Base Isolation of Structures: Design Guidelines, Holmes Consulting Group Ltd., Wellington, New Zealand.
- Leger P., Wilson E.L., Clough R.W. (1986) - The Use of Load Dependent Vectors for Dynamic and Earthquake Analyses, *Report UCB/EERC-86/04*. Berkeley University.
- Ferraioli M. (1998) - Definizione di un modello isteretico

- per isolatori sismici di tipo elastomerico, *Ingegneria Sismica*, XV (3), 82-90, Patron Editore, Bologna.
- Malangone P., Ferraioli M. (1998) - A modal procedure for seismic analysis of non-linear base-isolated multistorey structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.27 (4), pp.397-412.
- Norme tecniche per le costruzioni (2008). D.M. 14.01.08, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana N. 9 del 04.02.08.
- Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni, di cui al D.M. 14 gennaio 2008, Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617. (GU n. 47 del 26-2-2009)
- Ryan K.L., Chopra A.K. (2003) - Estimation of seismic demands on isolators in asymmetric buildings using non-linear analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 33 (3), pp.395-418.
- Skinner R.I., Robinson W.H., McVerry G.H. (1993) - An Introduction to Seismic Isolation, John Wiley & Sons Ltd, Chichester, West Sussex, UK.
- Tena-Colunga A., Gomez-Soberon L. (2002) - Torsional response of base-isolated structures due to asymmetries in the superstructure, *Engineering Structures*, Vol. 24 (12), pp. 1587-1599.
- UBC-1997 (1997) - Uniform Building Code. International Conference of Building Officials, Whittier, California, U.S.A., (Latest Edition: International Building Code-IBC-2000).