



INGEGNERIA

Questo volume ha come obiettivi fondamentali la presentazione e la discussione critica delle principali metodologie e linee guida note in letteratura ed in campo tecnico per interventi innovativi di adeguamento sismico realizzati in Italia. Gli interventi presi in esame sono realizzati mediante la posa in opera di isolatori sismici, ovvero mediante l'inserimento di dispositivi a dissipazione di energia nella struttura da adeguare sismicamente. I temi trattati vengono contestualizzati mediante l'esame di una molteplicità di casi studio relativi ad interventi campione di rinforzo sismico di strutture esistenti. Si esaminano edifici con struttura portante in cemento armato, in acciaio ed in muratura, mettendo in risalto vantaggi e limitazioni delle soluzioni di protezione sismica adottate, sia dal punto di vista tecnico che sotto l'aspetto economico. La materia trattata include la presentazione di dispositivi di isolamento e dissipazione di tipo innovativo, attualmente in fase di studio e di sperimentazione.

Tecniche innovative di adeguamento sismico in Italia

Tecniche innovative di adeguamento sismico in Italia

Raccolta di casi studio e linee guida progettuali per interventi con isolamento sismico e dissipazione di energia

a cura di Fernando Fraternali,
Gianmario Benzoni, Giuseppe Rocchetta

RUBETTINO

ISBN 978-88-498-6107-5



9 788849 861075

€ 16,00

RUBETTINO

Collana Scientifica dell'Università di Salerno
Ingegneria

Tecniche innovative di adeguamento sismico in Italia

Raccolta di casi studio e linee guida progettuali per interventi
con isolamento sismico e dissipazione di energia

a cura di

Fernando Fraternali, Gianmario Benzoni, Giuseppe Rocchetta

con contributi di

Gianmario Benzoni, Luciano Feo, Fernando Fraternali
Federico Mazzolani, Vincenzo Piluso, Giuseppe Rocchetta

RUBZETTINO

I diritti di traduzione, di riproduzione, di memorizzazione elettronica e di adattamento totale e parziale con qualsiasi mezzo (compresi i microfilm e le copie fotostatiche) sono riservati per tutti paesi.

Nomi e marchi citati nel testo sono depositati o registrati dalle rispettive case produttrici. I curatori e l'editore hanno contattato gli aventi diritto delle immagini che compaiono nel testo per l'autorizzazione alla loro riproduzione.

*A Domenico Fraternali,
fonte di passione e ispirazione*

1.

Introduzione e Piano dell'opera

Gianmario Benzoni

Department of Structural Engineering – University of California, San Diego

Fernando Fraternali

Dipartimento di Ingegneria Civile – Università degli Studi di Salerno

Giuseppe Rocchetta

Dipartimento di Ingegneria Civile – Università degli Studi di Salerno

1.1 Introduzione

Già a partire dagli anni '60 del secolo scorso, tecnici e ricercatori in tutto il mondo hanno rivolto notevole attenzione allo sviluppo ed alla sperimentazione di tecniche innovative di controllo della risposta strutturale. Particolare attenzione hanno ricevuto le tematiche del controllo di spostamenti e accelerazioni di una struttura soggetta ad azioni sismiche e da vento, dal momento che tale tipo di controllo è stato riconosciuto come una tecnica utile e talvolta indispensabile per il contenimento dello stato di danneggiamento conseguente a sollecitazioni di notevole importanza.

Nella pratica ingegneristica moderna, il settore dell'ingegneria meccanica è stato il primo a promuovere l'impiego di dispositivi per la riduzione di vibrazioni e/o la dissipazione di energia di attrezzature e macchinari di varia natura. Solo successivamente si sono sviluppate le prime applicazioni di controllo strutturale nel settore dell'ingegneria civile, inizialmente in campo non sismico, attraverso l'impiego di dispositivi in gomma per la mitigazione degli effetti di vibrazioni di elementi strutturali e non. La tecnologia dell'isolamento sismico si è affermata e diffusa su scala vasta solo in tempi recenti, come si evidenzia nel seguito, Vi è da osservare, tuttavia, che le prime applicazioni dell'isolamento delle vibrazioni a strutture civili, rinvenibili già in opere dell'antichità non sempre agevolmente databili, mostrano mirabili anticipazioni di molteplici concetti alla base delle moderne tecnologie dell'isolamento sismico. Tali applicazioni embrionali dell'isolamento sismico in chiave moderna sono osservabili in zone geograficamente distanti tra di loro, ad esempio in antichissime costruzioni fondate su strati di materiali "sciolti" di sabbia e ghiaia, che svolgono la doppia funzione di livellamento e di separazione della costruzione

dalla “sorgente” dei movimenti tellurici [43]. Il primo brevetto per invenzione che introduce il concetto di disaccoppiamento tra il moto di una struttura e lo scuotimento del suolo in occasione di un evento sismico risale al 15 febbraio 1870 e vede come inventore il francese Jules Touaillon. Questo brevetto realizza il disaccoppiamento suolo-struttura mediante sfere portanti interposte tra la base della sovrastruttura e la fondazione (US Patent in San Francisco, num. 338240). Nel XX secolo, la prima applicazione di un sistema di isolamento alla base ha riguardato due edifici della Fudo Bank eretti rispettivamente a Jimeji e Shimonoseki, in Giappone, su progetto di R. Oka. Il progetto di Oka è datato 1928 e gli interventi di isolamento in esso contemplati sono stati completati nel 1934. In Italia la prima struttura costruita con isolamento alla base risulta essere il centro operativo dei Vigili del Fuoco di Napoli realizzato nel 1981 su progetto del prof. F. Mazzolani, che è illustrato in dettaglio nel Capitolo 3 di questo volume. Il viadotto di Somplago del 1976, rappresenta invece il primo esempio italiano di struttura da ponte protetta da dissipatori di energia.

Gli obiettivi fondamentali della protezione sismica delle strutture, quando questa sia realizzata mediante dispositivi passivi, sono orientati alla riduzione della domanda sismica, piuttosto che all’aumento della capacità portante della struttura: in particolare, i seguenti due obiettivi spesso, anche se non sempre, si escludono l’un l’altro: la riduzione dell’entità dell’energia sismica trasmessa alla struttura in elevazione e l’incremento della capacità di dissipazione di energia della struttura. Il primo approccio si realizza mediante l’impiego di dispositivi che siano in grado di offrire un’elevata capacità portante della struttura per i pesi propri e accidentali ed - allo stesso tempo - una marcata deformabilità sotto azioni di taglio. Quando tali dispositivi vengano applicati tra la struttura in elevazione e le fondazioni, l’approccio in discorso viene definito come isolamento alla base della struttura. La deformabilità localizzata introdotta dagli isolatori sismici comporta un vistoso aumento del periodo fondamentale della struttura, con conseguente riduzione del livello di accelerazione ai piani, del taglio alla base e degli spostamenti relativi tra i diversi piani della struttura (“interstory drifts” con notazione inglese). Questi notevoli benefici in termini di prestazione sismica vengono ottenuti al prezzo di aumentare marcatamente gli spostamenti globali della struttura, che andranno mitigati (contenuti) come indicato nel seguito. Il secondo approccio consiste invece nell’incremento delle risorse dissipative della struttura, raggiungibile attraverso l’impiego di particolari isolatori dotati di capacità dissipativa, oppure mediante dispositivi ad hoc (**dissipatori**). Va notato che i dissipatori sono spesso impiegati anche per mitigare i forti spostamenti laterali indotti da un intervento di isolamento sismico senza dissipazione. Entrambi gli approcci qui accennati si possono illustrare

mediante i seguenti grafici qualitativi in termini di accelerazione spettrale (A), spostamento spettrale (D) e periodo fondamentale di vibrazione (T), nei quali l'indice (1) si riferisce alle grandezze della struttura tradizionale (**a base fissa**) mentre l'indice (2) denota le grandezze proprie della struttura isolata. L'applicazione dell'isolamento rappresenta, in sintesi, una traslazione dalla condizione (1) alla (2). Va notato come l'incremento di capacità dissipativa (**incremento di smorzamento**) conduca, nel caso delle strutture isolate (2), ad una consistente riduzione dello spostamento spettrale D.

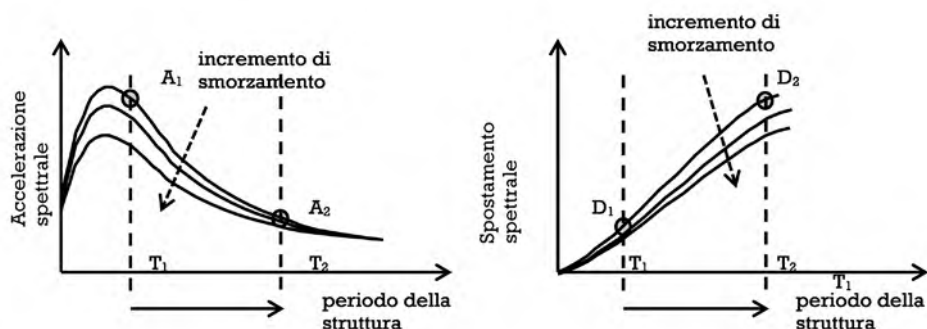


Fig. 1.1.1: in termini di accelerazione (A) e spostamento (D) spettrale

1.2 Casistica di dispositivi per isolamento sismico e dissipazione di energia

La normativa europea EN 15129 [30] definisce isolatore sismico un dispositivo che possieda la capacità di sostenere il peso proprio ed i carichi verticali accidentali di una sovrastruttura ed allo stesso tempo sia in grado di consentire rilevanti spostamenti laterali. Tale normativa individua due categorie di isolatori, ciascuna corrispondente ad una differente metodologia costruttiva: isolatori in materiale elastomerico, noti anche come isolatori in gomma, e isolatori a scorrimento o a rotolamento. Il prosieguo di questo paragrafo esamina alcune caratteristiche fondamentali di tali dispositivi, facendo uso di immagini illustrative di alcuni dispositivi campione estratti dal catalogo della FIP industriale SpA (<https://www.fipindustriale.it/>), che ha gentilmente consentito la riproduzione di tali immagini. Dispositivi del tutto analoghi sono distribuiti da numerose altre ditte produttrici di apparecchi di appoggio e dispositivi antisismici presenti sul mercato.

Gli isolatori elastomerici sono generalmente costituiti da strati alterni di materiale elastomerico e di acciaio vulcanizzati tra loro. La presenza degli strati in acciaio garantisce la capacità portante nei confronti dei carichi verticali ed un marcato effetto di confinamento laterale degli strati di gomma. All'interno di questa famiglia di isolatori si distinguono dispositivi a basso smorzamento ("Low Damping Rubber Bearing" o LDRB, con notazione inglese), dispositivi ad alto smorzamento ("High Damping Rubber Bearing" o HDRB) (vedi Fig. 1.2.1, pannello di sinistra) e dispositivi in gomma che includano elementi in piombo centrali ("Lead Rubber Bearings" o LRB) [48] (vedi Fig. 1.2.1, pannello di destra). Mentre i dispositivi in gomma a basso smorzamento offrono uno smorzamento dell'ordine del 2-3%, i dispositivi ad elevata dissipazione HDRB raggiungono agevolmente valori di smorzamento del 10-20% sotto una deformazione di taglio del 100%. Sia i dispositivi LDRB che i dispositivi HDRB sono in grado di sopportare deformazioni taglianti fino al 300%. I dispositivi LRB, caratterizzati da inserti (o nuclei) in piombo, possono fornire smorzamenti effettivi fino al 30%. Per questi ultimi è evidente che la risposta isteretica dipende fortemente dall'ampiezza dello spostamento subito. Il diagramma qualitativo della Fig. 1.2.2 mostra cicli isteretici tipo delle tre categorie di isolatori in gomma sopra introdotte [78].



Isolatore in gomma



Isolatore in gomma-piombo

Fig. 1.2.1: Isolatori sismici in gomma e gomma-piombo (immagini riprodotte con permesso della FIP industriale SpA - <https://www.fipindustriale.it/index.php?area=106&menu=26>, accesso effettuato in data 31.05.2019)

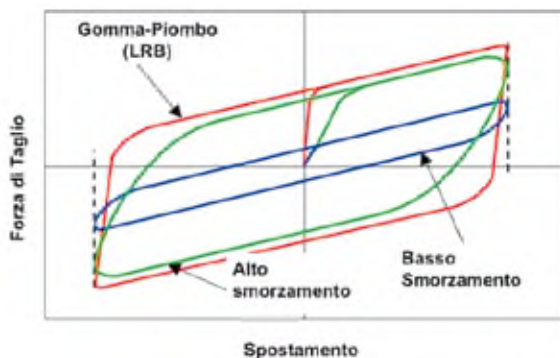


Fig. 1.2.2: Ciclo isteretico per tre categorie di isolatori in gomma

La seconda famiglia di isolatori, oggi molto diffusi in campo tecnico, fa riferimento agli isolatori a scorrimento, che possono offrire una significativa capacità di dissipazione di energia attraverso fenomeni di attrito attivi in corrispondenza delle superfici di scorrimento. A questa categoria appartengono le diverse tipologie di pendoli ad attrito raggruppati sotto il nome comune di Friction Pendulum^(TM). Si tratta di isolatori a scorrimento a superficie curva (vedi Fig. 1.2.3) che esibiscono un funzionamento del tipo a pendolo ed offrono dissipazione di energia attraverso l'attrito che si sviluppa tra le superfici di scorrimento, usualmente separate da una interfaccia realizzata con acciaio inox e materiali non lubrificati a basso attrito. I parametri del ciclo di risposta forza-spostamento dipendono dal raggio di curvatura della superficie concava (**effetto pendolo**) e dal coefficiente di attrito (**statico e dinamico**). Esistono configurazioni con un diverso numero di superfici scorrevoli (1, 2 o multiple), a volte citate in letteratura come pendolo singolo, doppio o triplo. I due meccanismi di funzionamento sopra evidenziati consentono di tracciare il ciclo teorico di funzionamento riportato nella Fig. 1.2.4, dove F_r e F_f denotano rispettivamente la componente di richiamo e la componente di attrito della forza di taglio F , mentre u denota lo spostamento di slittamento relativo del dispositivo [54],[55].

Come conseguenza del comportamento a pendolo, il periodo proprio della struttura isolata è funzione del raggio di curvatura della superficie concava di contatto, il che consente al progettista di regolare il comportamento dinamico della struttura isolata in funzione delle specifiche necessità di impiego.



Isolatore a pendolo a singola superficie di scorrimento curva



Isolatore a pendolo a doppia superficie di scorrimento curva

Fig. 1.2.3: Isolatori sismici a scorrimento (immagini riprodotte con permesso della FIP industriale SpA - <https://www.fipindustriale.it/index.php?area=106&menu=26>, accesso effettuato in data 31.05.2019)

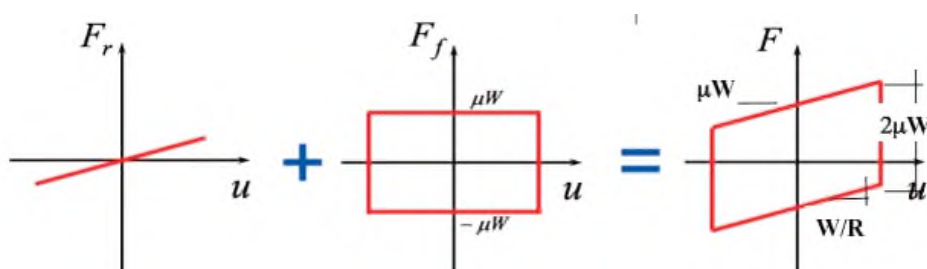
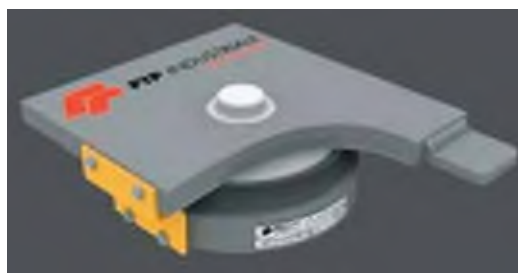


Fig. 1.2.4: Ciclo teorico di funzionamento di un isolatore a scorrimento

Sono anche molto diffusi in commercio apparecchi di appoggio a scorrimento non dissipativi, costituiti da un cuscinetto in PTFE racchiuso tra una piastra ed un disco in acciaio, comunemente detti *slitte*. Questi dispositivi sono sempre associati ad isolatori dissipativi e vengono inseriti laddove non sia richiesta dissipazione di energia, allo scopo di consentire rotazioni intorno ad un arbitrario asse orizzontale, per effetto della deformabilità del cuscinetto che forma il dispositivo. Quest'ultimo offre una debole resistenza alle deformazioni da scorrimento e rotazione ed una elevata rigidezza verticale. Il movimento orizzontale in una o più direzioni è consentito attraverso il mutuo scorrimento di due superfici piane in contatto, una in acciaio inox e l'altra in PTFE.



Slitta di tipo unidirezionale



Slitta di tipo multidirezionale

Fig. 1.2.5: Apparecchi di appoggio Vasoflon (immagini riprodotte con permesso della FIP industriale SpA - <https://www.fipindustriale.it/index.php?area=106&menu=30&page=145&lingua=4>, accesso effettuato in data 31.05.2019)

Per quanto riguarda i dissipatori di energia, le categorie più comunemente impiegate in campo tecnico includono i dissipatori viscosi, i dissipatori ad attrito, gli smorzatori visco-elastici e gli smorzatori plastici in materiali metallici. I dissipatori viscosi sono costituiti, nella maggior parte dei casi, da dispositivi cilindro/pistone nei quali la laminazione del fluido attraverso un idoneo circuito idraulico permette la dissipazione di energia (Fig. 1.2.6). Ulteriori dissipatori ricadenti in tale categoria sono costituiti da copolimeri o sostanze vetrose che dissipano energia attraverso la deformazione di taglio del materiale visco-elastico [11]. In entrambi i casi, la forza di smorzamento è proporzionale alla velocità esibita dal dispositivo. Negli smorzatori ad attrito, in particolare, la dissipazione di energia è fornita dall'attrito che si sviluppa tra i componenti che scivolano l'uno contro l'altro.



Fig. 1.2.6: Dissipatore viscoso (immagine riprodotta con permesso della FIP industriale SpA - https://www.edilportale.com/prodotti/fip-industriale/dissipatori-sismici/dissipatori-di-energia-isteretici-e-viscosi_4463.html, accesso effettuato in data 31.05.2019)

Gli smorzatori metallici fanno affidamento alla deformazione plastica del materiale per dissipare l'energia in ingresso. Un esempio notevole di quest'ultima tecnologia, molto diffusa nel caso delle strutture metalliche, è offerta dai controventi dissipativi ad instabilità impedita, comunemente denominati, con notazione inglese, BRB (**buckling-restrained braces**) [52],[53]. Un BRB è generalmente costituito da un'anima in acciaio in grado di esibire marcate deformazioni plastiche di tipo estensionale, inserita all'interno di un tubo anch'esso in acciaio, opportunamente riempito di calcestruzzo. L'anima in acciaio rimane separata dal calcestruzzo poiché viene preventivamente ricoperta da uno strato di materiale non aderente. L'anima è quindi in grado di scivolare rispetto al riempimento in calcestruzzo, che viene introdotto al fine di prevenire, in presenza di azioni di compressione, l'imbozzamento del dispositivo. La plasticizzazione dell'anima sotto azioni assiali consente un'elevata dissipazione di energia.



Fig. 1.2.7: Dispositivo BRB (immagine riprodotta con permesso della FIP industriale SpA - <https://www.fipindustriale.it/>, accesso effettuato in data 31.05.2019)

Ulteriori dissipatori di energia sono offerti da dispositivi che impiegano materiali innovativi quali, ad esempio, le leghe a memoria di forma (SMA) [22],[61], le unità di trasmissione degli shock (STUs) [15] reticoli pentamode alternati a lamierini metallici [1],[3],[35],[37] e connessioni travi-colonna "FREEDAM" ad attrito [35]. Le leghe a memoria di forma offrono un recupero completo della deformazione, anche dopo essere state sottoposte a notevoli tensioni, assicurando una significativa dissipazione di energia attraverso il cosiddetto fenomeno della superelasticità [61]. Le unità di trasmissione degli shock invece rispondono con azioni significative solo nel caso di eventi in cui si verificano grandi spostamenti in campo dinamico, come accade tipicamente nel caso di eventi sismici di significativa intensità. In occasione di caricamenti

quasi-statici (*lenti nel tempo*) e sotto azioni di minore intensità quali, ad esempio, *distorsioni termiche*, essi offrono invece una reazione di entità trascurabile (vedi, ad esempio, i dispositivi impiegati nei casi studio presentati ai paragrafi 3.1 e 3.4). I materiali reticolari di tipo “pentamode” alternati a strati in materiale rigido quali, ad esempio, *lamierini metallici* esibiscono moduli di elasticità a compressione ed a taglio regolabili in funzione dello schema di laminazione, delle dimensioni delle membrature e delle proprietà meccaniche dei materiali impiegati [1],[37]. Tali dispositivi possono essere fabbricati mediante ordinarie stampanti 3D, sfruttando il comportamento di tipo “metamateriale” del dispositivo, che origina essenzialmente dalla geometria dei reticoli pentamode e del sistema laminato nel suo insieme, piuttosto che dalle proprietà meccaniche del materiale componente [3],[37]. Per una descrizione di maggiore dettaglio di vari sistemi di isolamento e dissipazione di energia di tipo innovativo si rimanda il lettore al Capitolo 6.

1.3 Piano dell’opera

Al presente capitolo introduttivo fa seguito in questo volume un capitolo dedicato alla presentazione di linee guida per interventi di adeguamento sismico mediante dispositivi di dissipazione energetica e di isolamento sismico (Capitolo 2).

I successivi capitoli presentano una rassegna di casi studio sul tema della protezione sismica degli edifici, ciascuno dei quali esamina uno o più interventi campione di adeguamento sismico mediante impiego di isolatori sismici o di controventi BRB. Un paio di capitoli includono anche interventi con materiali compositi (Capitoli 3 e 3.10). L’attenzione del volume è rivolta alla protezione sismica di edifici esistenti, che siano stati progettati sulla base di prescrizioni tecniche e modellazioni strutturali non contemplate dalle norme sismiche vigenti. I casi studio analizzati evidenziano i vantaggi esibiti dalle soluzioni di protezione sismica adottate nei confronti degli scenari di rischio sismico delineati dalle attuali norme tecniche (NTC 2018 [90]). Sono discussi esempi relativi ad edifici con struttura portante in cemento armato, in acciaio ed in muratura.

Segue l’elenco dei casi studio analizzati, che formano paragrafi individuali del Capitolo 3 ed ai quali si rimanda il lettore per gli aspetti di dettaglio relativi alla descrizione della struttura in condizioni pre-intervento, alla progettazione degli interventi di adeguamento giudicati necessari, nonché all’analisi delle fasi della messa in opera di tali interventi e dei relativi dettagli costruttivi:

- Paragrafo 3.1 Caserma dei Vigili del fuoco di Napoli
- Paragrafo 3.2: Edificio in C.A. a Bagnoli (Napoli)
- Paragrafo 3.3: Edificio Storico con Struttura in Acciaio Deutsche Bank (Napoli)
- Paragrafo 3.4: Chiesa San Giovanni Battista a Carife (AV)
- Paragrafo 3.5: Palazzo Gagliardi-Sardi a L'Aquila
- Paragrafo 3.6: Scuola Elementare Quasimodo a Riposto (Catania)
- Paragrafo 3.7: Condominio Via Piave a L'Aquila
- Paragrafo 3.8: Edifici IACP a Solarino (Siracusa)
- Paragrafo 3.9: Citta Ospedaliera di Avellino
- Paragrafo 3.10: Edificio Scolastico ad Avezzano (L'Aquila)
- Paragrafo 3.11: Villa La Silvestrella a L'Aquila

Il Capitolo 4 presenta un esempio svolto di progettazione, analisi e discussione critica di diversi interventi di adeguamento da realizzare su un edificio esistente in cemento armato, datato negli anni 70' del secolo scorso. Vengono analizzate, in primo luogo, le criticità strutturali dell'edificio analizzato in condizioni pre-intervento, caratterizzandone la risposta strutturale mediante analisi dinamica modale, analisi pushover ed analisi dinamica non lineare con time-history. Successivamente vengono progettati ed analizzati in dettaglio diversi interventi di adeguamento sismico mediante isolatori e controventi dissipativi BRB.

Il volume è completato dal Capitolo 5, che presenta un'analisi comparativa dei costi di diverse tecniche di adeguamento sismico; dal Capitolo 6 dedicato ad una presentazione di alcuni dispositivi di isolamento e dissipazione di tipo innovativo, attualmente in fase di studio e sperimentazione, e da un capitolo finale dedicato a considerazioni conclusive (Capitolo 7).

Linee guida progettuali

Gianmario Benzoni

Department of Structural Engineering – University of California, San Diego

Fernando Fraternali

Dipartimento di Ingegneria Civile – Università degli Studi di Salerno

Giuseppe Rocchetta

Dipartimento di Ingegneria Civile – Università degli Studi di Salerno

Il presente capitolo è dedicato alla presentazione delle linee guida note in letteratura per interventi progettuali di adeguamento sismico mediante inserimento di isolatori (Cap. 2.1), elementi per la dissipazione di energia (Cap. 2.2), ovvero sistemi combinati con isolamento e dissipazione di energia (Cap. 2.3).

2.1 Interventi di adeguamento mediante isolamento sismico

È utile iniziare la trattazione del presente capitolo ricordando che lo scopo della progettazione con isolamento sismico degli edifici e delle infrastrutture ha due precise finalità: salvaguardare la sicurezza delle persone e limitare quanto più possibile i danni strutturali in caso di evento sismico. Per soddisfare questi obiettivi il sistema di isolamento deve essere sufficientemente stabile e capace di sostenere le forze e gli spostamenti richiesti dal terremoto di progetto e deve essere inoltre in grado di assicurare alla struttura posta al di sopra di esso una risposta dinamica in fase elastica.

La procedura di pre-dimensionamento di un sistema di isolamento si porta a termine agevolmente, anche attraverso semplici calcoli manuali, svolgendo le seguenti operazioni:

- a. Determinazione del periodo e del valore di smorzamento effettivo del sistema di isolamento. Sulla base della scelta di valori target di accelerazione e spostamento vengono identificati la rigidezza ed il fattore di smorzamento dell'intero sistema isolante.
- b. I valori complessivi di rigidezza e smorzamento vengono ripartiti tra i singoli isolatori;
- c. Scelta e progettazione di dettaglio dei dispositivi di isolamento.

Una volta completata la procedura di pre-dimensionamento, si passa alla fase successiva della progettazione e verifica del sistema di isolamento, che riguarda lo svolgimento di un'analisi non lineare dell'intera struttura ed una verifica di capacità. Chiaramente la procedura di progetto e verifica sopra esposta è di natura iterativa, richiedendo analisi diversificate a seconda del sistema di isolamento adottato, al fine di tener conto delle condizioni limite di risposta dei vari dispositivi. L'aspetto più delicato dell'analisi riguarda infatti la modellazione della risposta nominale dei dispositivi e la messa in conto della variabilità dei parametri fondamentali del loro comportamento. Le proprietà di rigidità e smorzamento dei dispositivi, da implementare nel software di calcolo, sono derivate da prove su prototipi. Un accurato dimensionamento di tali proprietà deve essere accompagnato da una scelta opportuna della distribuzione nello spazio dei dispositivi, sulla base di considerazioni legate all'eccentricità dell'azione sismica, ove presente; a fenomeni di ribaltamento; a fenomeni di sollevamento/trazione dei dispositivi, nonché ad un'analisi dei cambiamenti delle proprietà di risposta dei dispositivi che discendano da meccanismi di invecchiamento, fenomeni termici, ecc..

Nel caso dei **dispositivi elastomerici (LDRB, HDRB, LRB)** le caratteristiche di funzionamento non lineare sono generalmente modellate in maniera esplicita (*senza impiegare valori effettivi di rigidità e smorzamento*). Un modello bilineare, in particolare, si presta generalmente ad una buona rappresentazione dei cicli isteretici esibiti da tali dispositivi, come esemplificato in Fig. 2.1.1, dove viene confrontato il ciclo isteretico bilineare idealizzato con la risposta sperimentale [78].

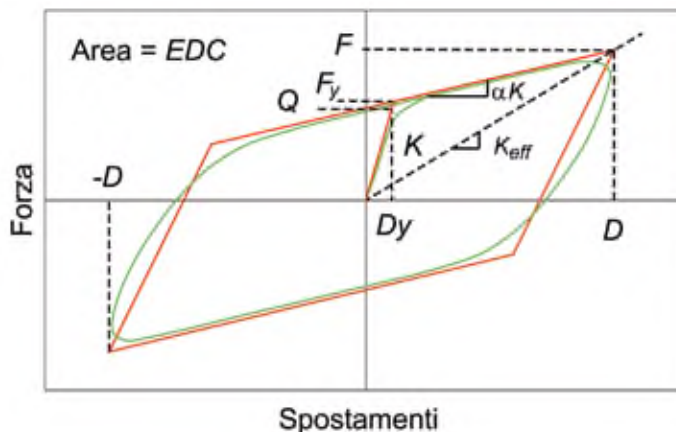


Fig. 2.1.1: Idealizzazione bilineare della risposta Forza-Spostamento di un isolatore elastomerico

Nell'ambito della idealizzazione bilineare valgono le seguenti formule:

$$K_{eff} = \frac{F}{D} = \alpha K + \frac{Q}{D}$$

$$F_y = Q + \alpha K D_y$$

$$\xi_{eff} = \frac{W_D}{2\pi K_{eff} D^2} \text{ con } W_D = 4Q(D - D_y) \rightarrow \xi_{eff} = \frac{2Q(D - D_y)}{\pi D(Q + \alpha K D)}$$

Il significato dei vari termini che appaiono in tali equazioni è facilmente desumibile dall'analisi della Fig. 2.1.1. È utile sottolineare che la quantità ξ_{eff} rappresenta il fattore di smorzamento effettivo dell'isolatore, mentre K_{eff} rappresenta la rigidezza effettiva in corrispondenza del picco di carico. I codici di calcolo disponibili in commercio consentono l'implementazione di un modello lineare identificato attraverso i *parametri effettivi* K_{eff} e ξ_{eff} , ovvero di modelli isteretici non lineari, quali, ad esempio, il modello bilineare in Fig. 2.1.1. Nella Fig. 2.1.2 è mostrata, a titolo di esempio, la maschera di input dei valori richiesti dal software SAP2000® (versione Research v.21) [74] per un elemento "link/Support" da impiegare nella modellazione di isolatori in gomma. Nel prosieguo del volume si farà riferimento a questo codice agli elementi finiti per lo svolgimento di simulazioni strutturali a servizio di interventi di adeguamento sismico di varia natura. Le considerazioni che si svolgeranno possono essere tuttavia estese senza eccessive difficoltà alla gran parte dei software strutturali disponibili in commercio.

Nel caso degli **isolatori in gomma-piombo (LRB)**, facendo riferimento alla Fig. 2.1.1 per il significato dei simboli, valgono le seguenti espressioni:

$$K = K_{el,r} + K_{el,l} = \frac{G_r A_r}{h_r} + \frac{G_l A_l}{h_l} \approx \frac{G_l A_l}{h_l}$$

$$Q_d = A_l \sigma_l + K_{el,r} d_y \approx A_l \sigma_l$$

$$\alpha K = K_{el,r} = \frac{G_r A_r}{h_r}$$

dove:

$K_{el,r}$ è la rigidezza elastica della gomma;

$K_{el,l}$ è la rigidezza elastica del piombo;

G_r è il modulo a taglio della gomma (~0.7MPa per deformazione a taglio del 50%-200%);

A_r, h_r sono, rispettivamente, l'area e l'altezza della gomma;

G_l è il modulo a taglio del piombo (~5.6 GPa);

A_l, h_l sono, rispettivamente, l'area e l'altezza della sezione del nucleo in piombo;

σ_l è lo sforzo di snervamento effettivo del piombo (~12MPa).

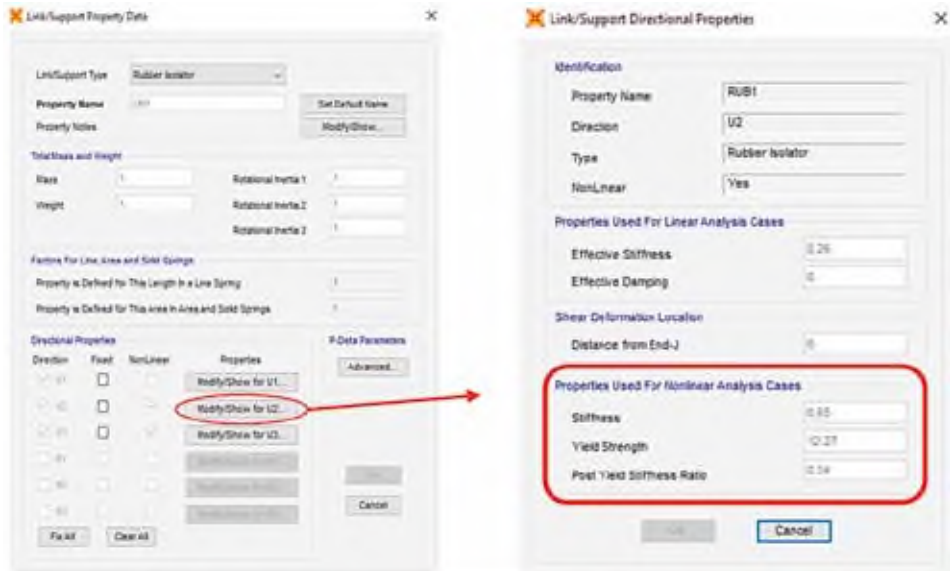


Fig. 2.1.2: Parametri di input in Sap2000 per l'isolatore in gomma

I parametri del legame costitutivo bilineare dei ***dispositivi a scorrimento a superficie curva*** (del tipo "***friction pendulum***") dipendono dal raggio di curvatura e dal coefficiente di attrito, come indicato nella Fig. 2.1.3, dove W rappresenta l'azione assiale applicata al dispositivo, u lo spostamento relativo tra la piastra superiore ed inferiore del dispositivo, μ il coefficiente di attrito nominale dell'interfaccia di scorrimento e R il raggio di curvatura della superficie curva.

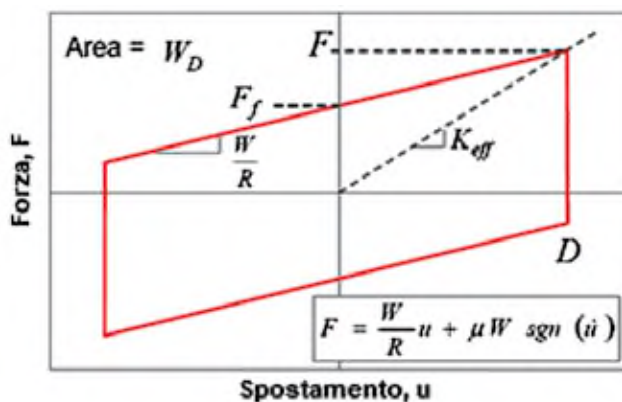


Fig. 2.1.3: Idealizzazione bilineare per un dispositivo ad attrito a superficie curva

Dalla Fig. 2.1.3 si evince che la componente attrittiva F_f della forza di taglio è ottenuta come segue:

$$F_f = \mu W \operatorname{sgn}(\dot{u})$$

mentre la componente di richiamo (*effetto pendolo*) si calcola attraverso la relazione:

$$F_r = \frac{W}{R} u$$

Va notato che, a causa della reale geometria del dispositivo, come raggio di curvatura va assunto il raggio di curvatura effettivo R_{eff} , che può differire significativamente dal raggio di curvatura R della superficie concava (vedi Fig. 2.1.4) [55].

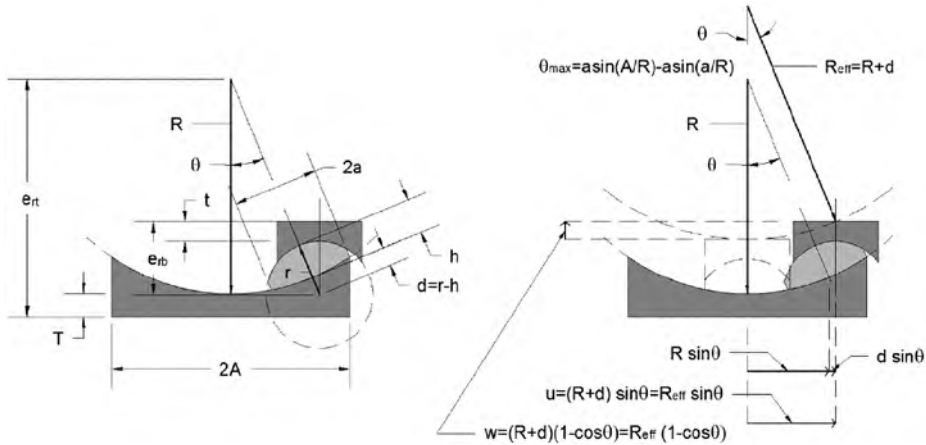


Fig. 2.1.4: Geometria deformata e cinematica di un dispositivo ad attrito con superficie curva singola

Per la progettazione risulta importante ricordare che, in concomitanza con la forza di richiamo, due momenti, M_{rt} e M_{rb} , agiscono rispettivamente alla sommità ed alla base dell'isolatore. Questi momenti sono originati dall'eccentricità della forza di contatto rispetto al centro della piastra superiore ed inferiore del dispositivo. Dall'equilibrio rotazionale del dispositivo, si ottengono le seguenti espressioni:

$$M_{rt} = F_r \cdot e_{rt} = F_r \cdot (r + t)$$

$$M_{rb} = F_r \cdot e_{rb} = F_r \cdot (R + T)$$

nelle quali e_{rt} ed e_{rb} denotano i bracci delle forze F_r dalla piastra superiore e dalla piastra inferiore, rispettivamente (vedi Fig. 2.1.4). Sebbene i momenti alla sommità dell'isolatore possano talvolta essere trascurati, i momenti alla base dell'isolatore possono risultare invece particolarmente elevati ed i loro effetti possono essere significativi, in particolar modo sulla struttura posta, eventualmente, al di sotto del sistema d'isolamento.

L'interfaccia software (SAP2000) per l'uso di elementi tipo friction pendulum è riportata in seguito:

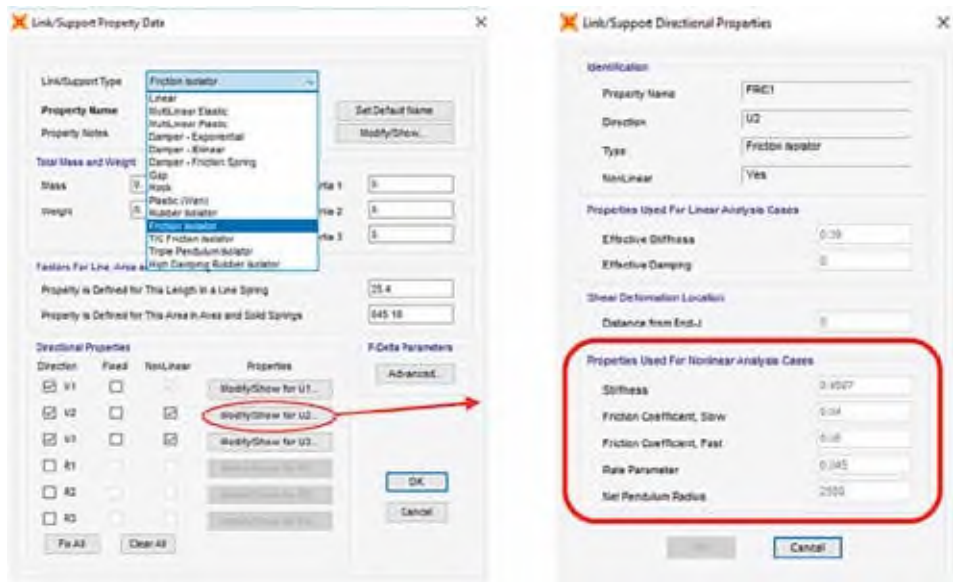


Fig. 2.1.5: Parametri di input in Sap2000 per l'isolatore friction pendulum

La limitata flessibilità del codice SAP2000 nella modellazione dei friction pendulum consente di imporre la variazione di coefficiente d'attrito in funzione della velocità solo attraverso un valore di soglia minimo del coefficiente di attrito, un valore di soglia massimo ed una costante empirica esponenziale (a), la cui unità di misura è quella dell'inverso di una velocità [65]:

$$\mu = \mu_{max} - (\mu_{max} - \mu_{min}) \cdot \exp(-a|\dot{u}|)$$

Una più corretta modellazione del funzionamento del dispositivo richiederebbe tuttavia di modellare anche la dipendenza del coefficiente d'attrito dai valori di pressione e temperatura che si sviluppano lungo la superficie di

scorrimento durante il moto del dispositivo, che è particolarmente significativa nel caso di moti bidirezionali. Risultati sperimentali in merito a tali leggi di correlazione sono stati proposti in letteratura [54]. Per tener conto dei fenomeni in discorso attraverso il codice SAP 2000 risulta necessario ripetere l'analisi numerica con valori limite del coefficiente di attrito opportunamente modificati.

2.2 Interventi di adeguamento con dispositivi per la dissipazione di energia

Un intervento con dissipazione di energia che si sta rapidamente diffondendo in campo tecnico riguarda l'impiego di telai dissipativi inglobanti ***elementi BRB (buckling-restrained braces)***, per i quali il fenomeno di instabilità può rappresentare un evento critico. Infatti, se tale fenomeno non viene impedito durante le escursioni in campo plastico delle bielle compresse, la dissipazione di energia risulterebbe limitata alle sole aste lavoranti a trazione.

La formula di Eulero che esprime il carico critico:

$$P_{eu} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{l_0^2}$$

mostra chiaramente che il valore di tale carico dipende prevalentemente dalla lunghezza dell'elemento strutturale. Per incrementare P_{eu} si può agire sulla sezione, sul modulo elastico e/o sulla lunghezza dell'elemento di controvento. Opportune soluzioni costruttive, quali – ad esempio- quella frequente che impiega aste di controvento metalliche immerse in un riempimento in calcestruzzo, sono state proposte in commercio per evitare l'insorgere dell'instabilità dei controventi BRB.

La lunghezza della parte dissipativa del BRB è legata al valore massimo di spostamento richiesto e quindi alla deformabilità della struttura. Nel caso di limitate richieste di deformazione, l'elemento dissipativo può essere separato dalla parte di controvento destinata a rimanere in campo elastico.

Allo scopo di pervenire ad un primo dimensionamento di larga massima dei controventi BRB, da effettuare in campo elastico, il modello strutturale senza controventi può essere reso labile, ad esempio attraverso l'eliminazione degli incastri al piede in tutti i pilastri, che andranno sostituiti da vincoli a cerniera. Tale configurazione statica simula lo stato della struttura allo stato limite ultimo (SLU), che si verifica allorquando i pilastri si plasticizzano alla base. Nel modello reso labile può essere quindi introdotto, per ciascun piano e per ciascuna delle due direzioni principali lungo le quali si può considerare agente l'azione

sismica, un unico controvento di tipo elastico (**controvento equivalente**), che ha il compito di sostenere interamente le forze orizzontali ed eliminare la labilità.

L'analisi della struttura controventata può essere svolta, a questo punto, attraverso un'analisi dinamica modale, supponendo la struttura a comportamento linearmente elastico (spettro elastico) ed utilizzando un'azione sismica con probabilità d'occorrenza del 10% in 50 anni, corretta dal coefficiente d'importanza. Sulla base delle forze normali stimate nelle aste dei controventi equivalenti, nota la loro lunghezza, si può dimensionare la rigidezza assiale del controvento necessaria per ogni piano, attraverso la seguente formula:

$$k = \frac{E \cdot N}{L \cdot \sigma_y}$$

La rigidezza così calcolata va poi distribuita tra tutti i controventi che si intendono inserire per ciascun piano, in funzione delle scelte architettoniche e di altri vincoli progettuali. La procedura sopra delineata consente una stima del limite superiore delle dimensioni dei controventi, in quanto la struttura è posta in uno stato in cui solo ad essi è stato assegnato il compito di assorbire i carichi orizzontali. La successiva fase di pre-dimensionamento di dettaglio dei BRB comporta la verifica degli spostamenti d'interpiano allo Stato Limite di Danno (**SLD**). Questa verifica permette di modificare, se necessario, le sezioni dei controventi (*nell'ipotesi che non entrino in campo plastico per il sistema corrispondente allo SLD*), in modo da soddisfare i limiti posti dalla norma sugli spostamenti d'interpiano.

Allo scopo di modellare la risposta non lineare dei controventi, una volta determinata, come sopra, la rigidezza del sistema controventante, si procederà ad un'analisi dell'intera struttura allo Stato Limite Ultimo (**SLU**), considerandola sempre resa labile mediante inserimento di cerniere al piede dei pilastri. Il sistema a molti gradi di libertà (**MDOF**), relativo alla struttura nel suo insieme, può essere ridotto in questa fase ad un oscillatore semplice (**SDOF**) di tipo equivalente, operante in campo elastoplastico. La rigidezza e la resistenza alle forze orizzontali di questo SDOF saranno corrispondenti a quelle esibite dal controvento equivalente costituito da due molle in serie, di cui una infinitamente elastica, che simula la parte d'acciaio non dissipativa, di rigidezza K_b , ed una elasto-plastica, che definisce il dispositivo dissipativo, di rigidezza K_d e forza di snervamento $F_{y,d}$.

L'analisi non lineare prosegue tracciando nel piano ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectrum*), lo spettro elastico allo stato limite ultimo e quello anelastico, ottenuto da quello elastico attraverso l'introduzione del fattore R_μ (Fajfar, 1999; Fajfar e Gaspersic, 2000).

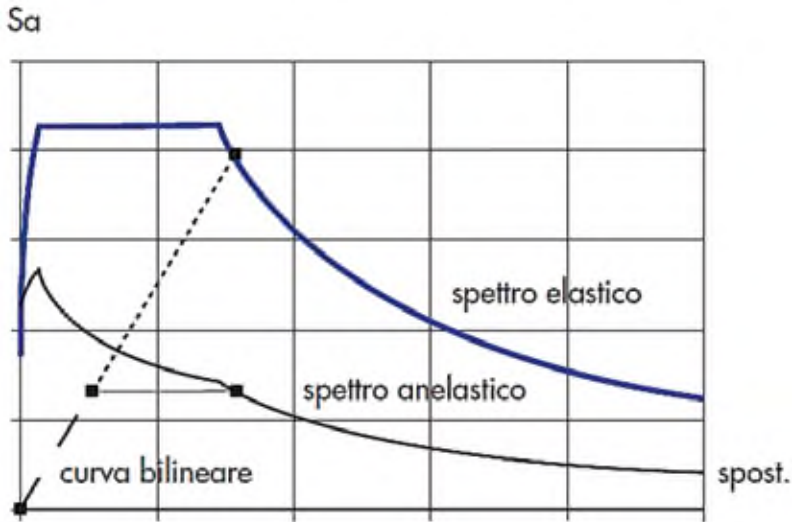


Fig. 2.2.1: Piano ADRS

$$\begin{aligned}
 R\mu &= (\mu - 1) \cdot T/T_c - 1 & \text{se } T < T_c \\
 R\mu &= \mu & \text{se } T \geq T_c
 \end{aligned}$$

Le relazioni precedenti richiedono la scelta di un valore di duttilità della struttura che a causa della labilità introdotta è pari a quella del sistema di controvento. Nel piano ADRS (Fig. 2.2.1), nota la rigidezza elastica del sistema di controvento, è possibile tracciare il primo ramo della bilineare. Il punto di intersezione tra la retta che corrisponde alla rigidezza del sistema di controvento e lo spettro di risposta elastico rappresenta la domanda in spostamento che deve avere il sistema di controvento. Da questo punto, si traccia una retta verticale, la cui intersezione con lo spettro anelastico definisce la domanda in termini di taglio alla base, informazione che completa la stima delle caratteristiche meccaniche del controvento equivalente.

La procedura di progetto sopra esposta può essere completata attraverso la ripartizione tra i piani delle caratteristiche equivalenti e svolgendo altresì un'analisi dinamica non lineare sulla struttura reale, condotta in modo da concentrare le non linearità nei dissipatori e controllando che la stessa rimanga in campo elastico [9].

L'interfaccia software in SAP2000 per la modellazione di controventi BRB è riportata in Fig. 2.2.2

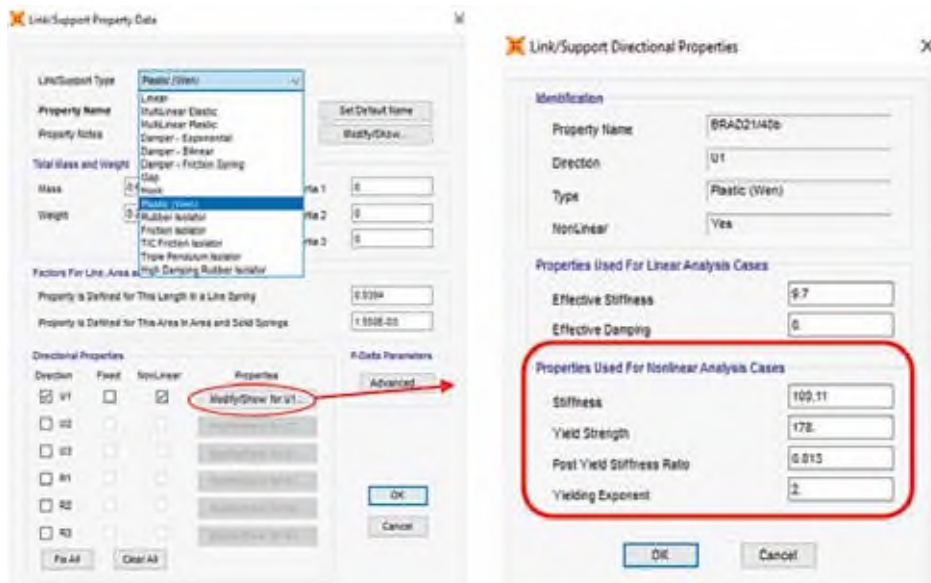


Fig. 2.2.2: Parametri di input in Sap2000 per il dispositivo BRB

Il dispositivo BRB viene caratterizzato inserendo, per la parte lineare, i valori di rigidezza effettiva e lo smorzamento, e per la parte non lineare, i parametri di rigidezza elastica, la forza di snervamento Q (valore individuato come forza del ciclo di isteresi a spostamento nullo) ed il rapporto tra la rigidezza post elastica e la rigidezza elastica.

L'esponente di snervamento (*Yielding Exponent*) controlla la transizione dalla fase elastica alla fase post-elastica. Un esponente 2 conduce ad un livello di definizione dello snervamento generalmente sufficiente.

Passando ad analizzare i dissipatori di natura viscosa (Viscous Dampers), si osserva che il modello matematico più semplice -ed allo stesso tempo accurato - in grado di descrivere il comportamento meccanico di tali dispositivi è quello di Maxwell. Quest'ultimo è formato da una molla lineare in serie con uno smorzatore non lineare (non-linear dashpot). La prima componente (molla elastica) schematizza la risposta elastica di tipo istantaneo del dispositivo, mentre la seconda componente modella la risposta dipendente dal tempo e le proprietà di smorzamento. L'elasticità di questo "damper", caratterizzata attraverso il parametro di rigidezza K , è essenzialmente dovuta alla compressibilità volumetrica del fluido, mentre ulteriori due parametri di funzionamento C ed α , che saranno descritti nel seguito, dipendono dal funzionamento del circuito

idraulico. La forza di reazione ad uno spostamento x con velocità \dot{x} è fornita dalla seguente relazione:

$$F = C \left(\dot{x} - \frac{\dot{F}}{K} \right)^\alpha.$$

Va osservato che l'energia elastica immagazzinata nel damper viscoso è generalmente trascurabile rispetto alla componente di energia dissipata. Per questo motivo è sufficientemente accurata la rappresentazione di un dissipatore viscoso come un semplice smorzatore non lineare, qualora l'atteso valore massimo di corsa del dispositivo sia decisamente più alto (10 volte) della deformazione elastica della molla [15]. In queste condizioni, la precedente equazione si semplifica come segue:

$$F = C\dot{x}^\alpha$$

Il parametro C rappresenta il coefficiente di smorzamento viscoso del dispositivo ed ha le dimensioni forza/velocità. Il parametro α è invece adimensionale ed è introdotto per caratterizzare la non-linearità della risposta viscosa del dispositivo in funzione della velocità di carico. Tale parametro ha influenza sia sull'ampiezza della forza di reazione F che sulla forma complessiva del ciclo di isteresi forza-spostamento. In particolare, una riduzione del valore α comporta sia una riduzione della forza trasmessa dal damper, che una variazione della forma del ciclo forza-spostamento. Per valori molto bassi di α , quest'ultimo tende ad assumere una forma rettangolare. Valori di α nel range 0.1-0.3 sono auspicabili nel caso di velocità di carico superiori a quelle di progetto e per l'ottimizzazione della risposta dissipativa. Per valori di α minori di 0.1 (o circa uguali a tale valore) la forma pressoché rettangolare del ciclo di isteresi rende il dispositivo simile a quello formato da una molla elastica in serie con un elemento dissipativo "perfettamente plastico".

2.3 Interventi combinati con isolamento e dissipazione

Anche se le famiglie di dispositivi fin qui presentati (isolatori e dissipatori) appaiono ben distinte, spesso le funzioni di isolamento e dissipazione possono concentrarsi nello stesso dispositivo. La maggior parte degli isolatori oggi presenti sul mercato offre anche significative proprietà dissipative.

In generale, anche nel caso di necessità di smorzamento addizionale per strutture isolate, il progettista deve porre particolare attenzione alla corretta modellazione del contributo di smorzamento del sistema di isolamento e dissipazione, che va inserita nella modellazione strutturale solo al livello del dispositivo e non distribuita in elevazione. Nel caso si voglia ricorrere, ad esempio, al modello di Rayleigh all'interno di codici agli Elementi Finiti, la matrice di smorzamento della sovrastruttura C_s sarà fornita dalla seguente relazione:

$$C_s = \alpha_0 M_s + \alpha_1 K_s$$

dove M_s è la matrice delle masse considerata ai fini dello smorzamento, K_s è la matrice delle rigidità ed i coefficienti α_0 e α_1 sono ottenuti attraverso la scelta di due frequenze che definiscono la zona di contenimento del fattore di smorzamento. La frequenza inferiore dovrebbe essere scelta come la frequenza fondamentale della struttura isolata e non come la frequenza analoga della sovrastruttura a sé stante. Nel secondo caso si attribuirebbe, infatti, al primo modo della struttura isolata una capacità di smorzamento eccessiva, ben superiore a quanto realmente offerto dal sistema di isolamento. Questo eccesso è legato alla componente proporzionale alla massa dello smorzamento alla Rayleigh, la quale può essere visualizzata come una serie di smorzatori applicati ai diversi piani della struttura, che reagiscono contro un riferimento fisso. Il primo modo di vibrazione una struttura correttamente isolata offre limitati spostamenti relativi di interpiano, che non giustificano la presenza di smorzatori ad ogni piano. L'uso della componente proporzionale alla rigidità dello smorzamento consente di assegnare, invece, uno smorzamento minimo al primo modo della struttura isolata.

In definitiva, lo smorzamento offerto dal sistema di isolamento e dissipazione va inserito nella modellazione strutturale dell'edificio attraverso la legge costitutiva isteretica del dispositivo di isolamento/dissipazione (vedi i paragrafi 2.1 e 2.2), ovvero attraverso uno smorzatore equivalente inserito solo al livello del dispositivo e non distribuito in elevazione. Lo smorzamento della struttura in elevazione dovrà corrispondere alla dissipazione offerta dalle tamponature e da altri meccanismi dissipativi secondari (smorzamento dell'ordine di qualche %) e non dovrà includere lo smorzamento offerto dal dispositivo (quest'ultimo può raggiungere valori fino al 30% dello smorzamento critico, come si è osservato in precedenza).

L'uso di smorzamento addizionale per la riduzione di eccessivi valori di spostamento della struttura isolata è spesso associato ad un incremento delle

accelerazioni di piano e degli spostamenti di interpiano. Seppur degna di attenzione, questa considerazione non riduce il beneficio di interventi combinati con isolamento e dissipazione, rispetto alla soluzione di struttura a base fissa, a patto che il sistema complessivo sia ben progettato e sia correttamente analizzato nelle verifiche strutturali.

Analisi di casi studio

Il presente capitolo analizza un'ampia casistica di interventi campione di adeguamento sismico di strutture esistenti, realizzati mediante l'impiego di isolatori sismici o controventi BRB. Si mettono in evidenza i vantaggi esibiti dalle soluzioni di protezione sismica adottate, fornendo dettagli in merito alla natura delle strutture esaminate in condizioni pre-intervento, alla progettazione degli interventi di adeguamento giudicati necessari, nonché all'analisi delle fasi della messa in opera di tali interventi. Sono discussi esempi relativi ad edifici con struttura portante in cemento armato, in acciaio ed in muratura.

3.1 Caserma dei Vigili del Fuoco di Napoli

Gianmario Benzoni

Department of Structural Engineering - University of California, San Diego

Fernando Fraternali

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Federico Mazzolani

Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura - Università degli Studi di Napoli Federico II

Giuseppe Rocchetta

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Il presente capitolo è dedicato all'illustrazione di un intervento di adeguamento sismico che riveste un particolare e notevole valore, sia sotto l'aspetto tecnico che dal punto di vista storico. Si prende in esame il progetto di adeguamento della caserma dei VV.FF. di Napoli che fu sviluppato in forma

preliminare dal prof. Federico Mazzolani, coautore del presente Capitolo, tra il 1979 e il 1980. Tale progetto riguarda il primo intervento di adeguamento strutturale con isolamento sismico realizzato in Europa. Solo due mesi dopo la consegna del progetto strutturale preliminare, la città di Napoli, in data 23 Novembre 1980, fu interessata da un ben noto evento sismico di forte intensità, al quale fece seguito la classificazione della città, per la prima volta, come zona sismica (*classificazione sismica "2" - grado di sismicità "S=9", Decreto Ministeriale n. 515 del 3 Giugno 1981*). All'inizio del 1983, terminata la fase emergenziale post terremoto, il Dipartimento dei Lavori pubblici della Regione Campania decise di proseguire il progetto preliminare, procedendo alla fase esecutiva dello stesso, che richiese una significativa rivisitazione delle prestazioni sismiche contemplate dal progetto preliminare. La realizzazione dell'intervento sull'edificio A, che fa parte di un complesso di 7 edifici in acciaio destinati a diverse funzioni, fu iniziata nel Luglio 1983 e completata nel 1985. Di particolare interesse strutturale è il locale situato al piano terra, che presenta ampi spazi senza colonne, allo scopo di facilitare la movimentazione dei mezzi dei Vigili del Fuoco (Fig. 3.1.1), [56].



Fig. 3.1.1: Vista dell'edificio "A" in costruzione

L'organismo strutturale dell'edificio in esame è formato da una tenso-struttura in acciaio sospesa ad un grigliato e collocata alla sommità di nuclei in c.a. Alla luce della classificazione conseguente al terremoto dell'Irpinia (*area sismica di classe "2" con PGA tra 0.15 g e 0.25 g, Decreto Ministeriale n. 515 del 3 Giugno 1981*) il progetto originale fu modificato con l'introduzione di speciali dispositivi di smorzamento, al fine di isolare sismicamente la struttura d'acciaio sospesa da movimenti sia orizzontali che verticali.

Descrizione della struttura

L'edificio "A" ha una struttura portante costituita da nuclei in c.a. accoppiati a due a due in senso trasversale, di modo che ogni coppia di nuclei formi una maglia di dimensioni 18 m x 18 m.

La pianta è di forma rettangolare con larghezza di 26 m e si sviluppa in altezza per quattro piani superiori ed un piano terra (Fig. 3.1.2). Le parti superiori dei nuclei sono collegate da travi reticolari in acciaio con una campata di 18 m le cui maglie rettangolari misurano 3.0 m e 4.6 m con diagonali a K. (Fig. 3.1.3). Le travi reticolari trasversali di copertura, disposte ad interasse di 3.0 m, sono posizionate in corrispondenza dei montanti delle travi principali longitudinali e presentano sbalzi laterali di 4.0 m. (Fig. 3.1.4).

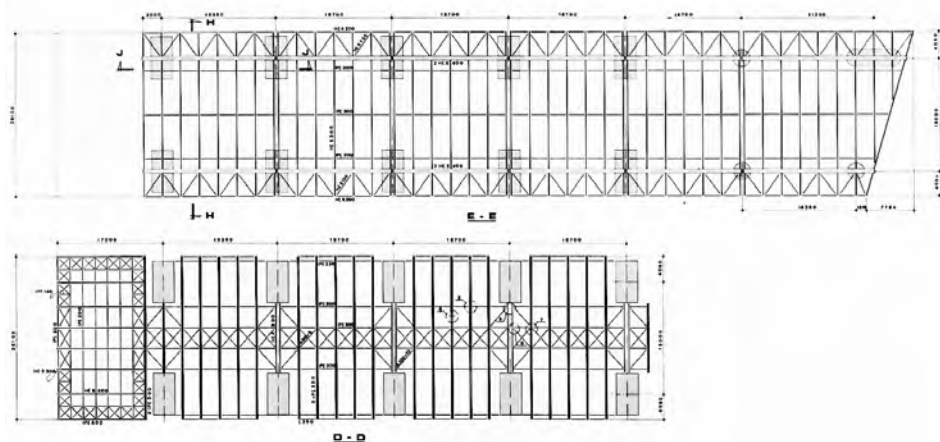


Fig. 3.1.2 : E-E) pianta a quota 23.025 m, D-D) pianta a quota 4.99 m

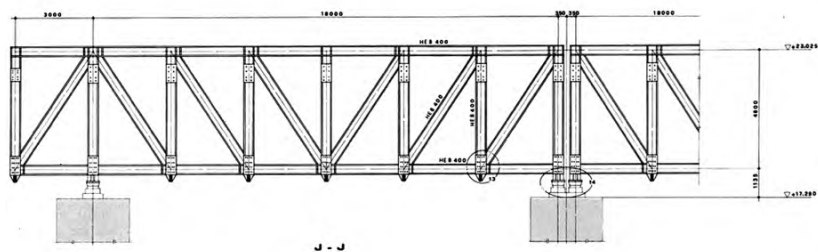


Fig. 3.1.3: travi reticolari longitudinali

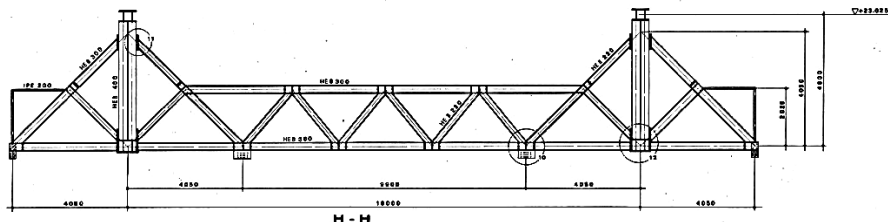


Fig. 3.1.4: travi reticolari trasversali

Le diagonali delle travature reticolari trasversali sono disposte a V e i correnti, in corrispondenza dei montanti delle travi reticolari longitudinali, per raccordarsi ad esse, hanno un'altezza maggiore, passando da 2.0 m a 4.6 m.

A tale insieme di travi sono sospesi, mediante tiranti verticali costituiti da piatti 40 x 250 mm nella parte centrale e 40 x 120 mm per quelli esterni, gli impalcati di piano (Fig. 3.1.5). Ognuno degli impalcati sospesi è formato da travi IPE accoppiate, ordinate in senso trasversale e poste ad interasse di 3.0 m. Completano l'impalcato i controventi orizzontali (Fig. 3.1.2 D-D).

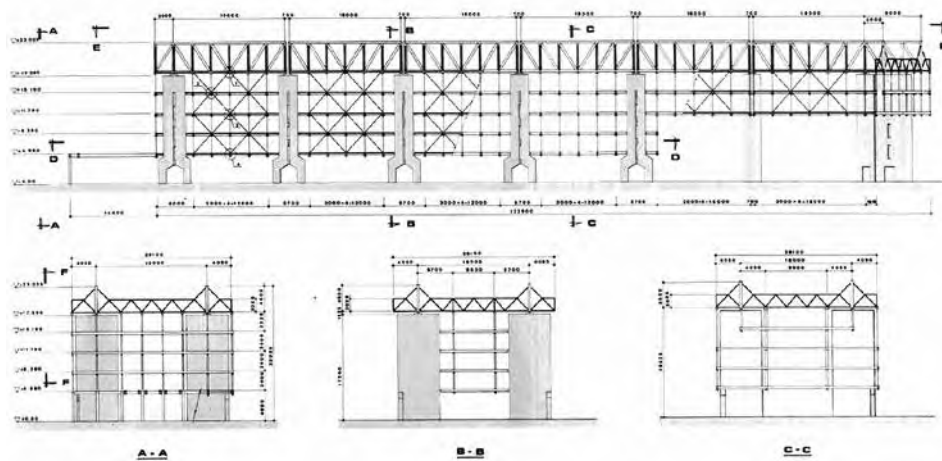


Fig. 3.1.5: Sezioni longitudinali (alto) e trasversali (basso)

Nel piano verticale sono disposte le diagonali di controvento, barre $\phi 30$, distanziate rispetto ai pannelli di chiusura in vetro dell'edificio. Fig. 3.1.5.

Il solaio è una semplice lamiera grecata collegata alle ali delle travi mediante pioli tipo Nelson che rendono collaborante la soletta in calcestruzzo. La sospensione del solaio avviene attraverso quattro punti sulle travi principali.

Ai nuclei in c.a. è demandato il compito di trasmettere alle fondazioni sia i carichi verticali che le azioni orizzontali dovute al vento e al sisma. Tali azioni sono poi trasmesse alla fondazione costituita da una piastra 6 x 10.8 m e spessore 2 m munita di 15 pali ϕ 800 (*portata massima 140 t*). Per i nuclei di forma circolare è prevista una fondazione su piastra 6 x 6 m e spessore 2 m poggiante su 9 pali ϕ 800. La scelta di fondare su pali è scaturita sulla base delle indagini geognostiche effettuate.

Inadempienze e adeguamenti

L'edificio in esame, progettato prima dell'evento sismico che colpì l'Irpinia nel 1980 e dell'entrata in vigore della nuova classificazione sismica (*Decreto Ministeriale n. 515 del 3 Giugno 1981*), non rispettava i requisiti richiesti dalla protezione civile per gli edifici di importanza primaria, categoria alla quale esso appartiene.

La rielaborazione del progetto originario, intervenuta a seguito della nuova classificazione sismica di cui sopra, mise in evidenza l'importanza di alcuni requisiti fondamentali che l'edificio rinforzato avrebbe dovuto rispettare in caso di sisma, ovvero:

- a. I nuclei in c.a. debbono sopportare le forze sismiche orizzontali.
- b. La parte in acciaio sospesa deve essere in grado di sopportare le azioni sussultorie.
- c. Ciascuna maglia strutturale deve deformarsi isostaticamente per carichi di esercizio.
- d. Durante l'evento sismico la struttura in acciaio deve essere isolata, compreso il suo contenuto, dai movimenti oscillatori trasmessi dai nuclei.

I primi tre punti non hanno comportato particolari difficoltà nella fase di progettazione esecutiva. Per rispettare il punto 4 è stato invece necessario studiare un sistema di isolamento costituito da dispositivi speciali, che sono stati posizionati sia sulla sommità dei nuclei in c.a. (unità di trasmissione degli shock), che ad ogni livello di impalcato (appoggi anti-martellamento).

Dispositivi di isolamento

I dispositivi disposti tra la struttura in acciaio e la sommità dei nuclei in c.a. dovevano soddisfare diversi requisiti (vedi il punto d dei criteri progettuali di cui sopra):

- a. Introdurre flessibilità orizzontale alla sommità delle strutture verticali in c.a. aumentando di fatto il periodo fondamentale di vibrazione (*isolamento*);
- b. Introdurre smorzamento addizionale per limitare gli spostamenti indotti dall'azione sismica (*dissipazione di energia*);
- c. Sviluppare un sistema di isolamento in grado di garantire adeguata rigidità verticale e resistenza nei confronti delle componenti verticali dell'azione sismica;
- d. Consentire deformazioni e spostamenti liberi sotto l'azione di carichi di servizio;
- e. Il meccanismo di isolamento deve attivarsi esclusivamente durante l'eccitazione sismica;
- f. L'azione di dissipazione si fonda sullo snervamento degli elementi preposti a questo scopo, che vengono attivati dalle azioni orizzontali;
- g. Gli elementi dissipativi devono essere semplici, economici e facilmente sostituibili.

I criteri progettuali di cui sopra hanno condotto a realizzare il dispositivo di appoggio rappresentato nella Fig. 3.1.6.

La parte superiore del dispositivo soddisfa la funzione di consentire deformazioni e spostamenti liberi sotto carichi di servizio. Il neoprene (1) è confinato in una ghiera che consente le rotazioni dell'elemento superiore collegato alla struttura (2) e rispetto alla piastra inferiore (3). Grazie allo strato in teflon (4), la piastra inferiore (3) è in grado di scorrere orizzontalmente su una piastra in acciaio inox. Fermi e guide (5) consentono di configurare il dispositivo come cerniera e carrello mono e pluridirezionale.

La parte inferiore del dispositivo rappresenta invece l'isolatore sismico. Tale dispositivo è costituito da un cuscinio di neoprene armato (6) sollecitato a compressione, in presenza di componente verticale del moto sismico (sia verso l'alto che verso il basso), mediante tiranti (7). I tiranti sollevano la piastra inferiore (8), in caso di movimento verticale verso l'alto, comprimendo il cuscinetto di neoprene, che quindi lavora sempre a compressione. Completano il vincolo gli elementi dissipatori con funzione di ritegno quando sollecitati in campo elastico e funzione di dissipazione quando invece sono snervati. I dispositivi dissipatori attivano infatti con il loro snervamento il funzionamento degli isolatori, che invece rimangono inattivi quando tali "fusibili meccanici" rispondono in fase elastica.

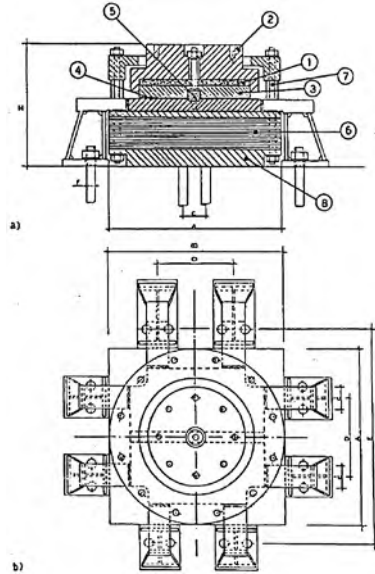


Fig. 3.1.6: Sezione e pianta dell'apparecchio di appoggio

La disposizione di questi dispositivi è stata organizzata per maglie quadrate rettangolari 18 x 18 m, ognuna delle quali ospita una configurazione fissa (*cerniera*) e carrelli mono e pluridirezionali, come riportato in Fig. 3.1.7.

cerniera fissa
 carrello monodirezione
 carrello pluridirezione

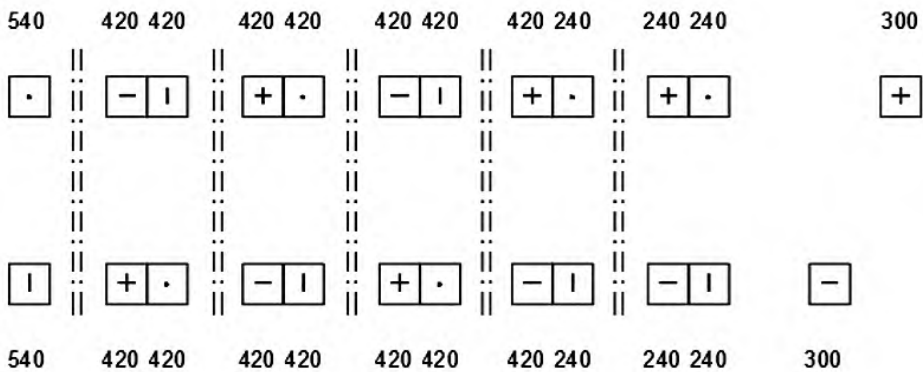


Fig. 3.1.7: Disposizione in pianta degli appoggi e carichi massimi (t)

Una problematica tecnica di rilievo è stata posta dalla necessità di evitare il martellamento degli impalcati della struttura sospesa con i nuclei in c.a.. La soluzione adottata a questo scopo è illustrata nella Fig. 3.1.8.

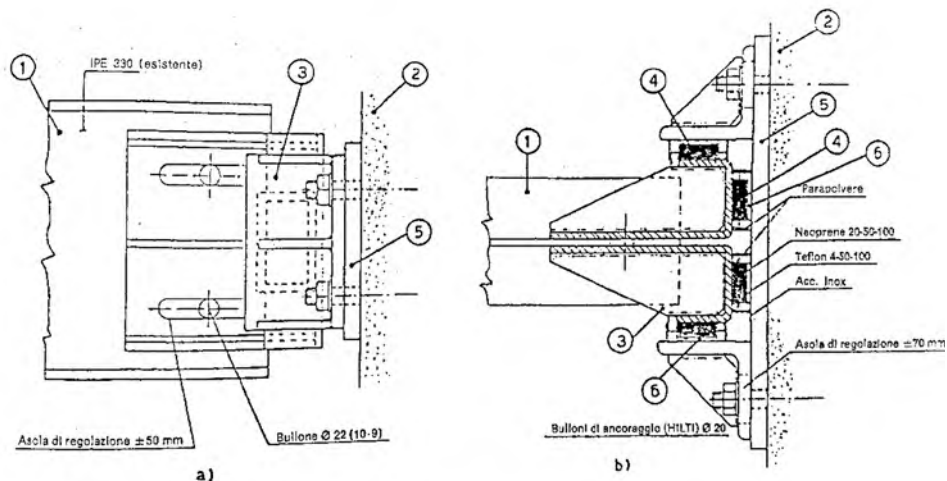


Fig. 3.1.8: Sezione dispositivo per la protezione contro il martellamento

Le estremità delle travi di piano (1), che collegano i nuclei in c.a (2), sono racchiuse da una testata (3) alla quale vengono connessi 4 supporti in gomma (4). Per effetto di spostamenti orizzontali, tali cuscinetti vanno a contrasto contro una piastra metallica (5), a sua volta ancorata alla parete in c.a, assorbendo le azioni di martellamento. Gli spostamenti relativi verticali tra travi e nuclei sono consentiti grazie all'inserimento di un elemento di scorrimento in teflon-acciaio inox (6).

Fasi della messa in opera e dettagli costruttivi

I vari elementi della struttura metallica di copertura sono stati realizzati mediante saldatura a completo ripristino di resistenza. Tale soluzione ha comportato la realizzazione degli elementi strutturali in officina ed il successivo trasporto in cantiere degli stessi. Gli elementi strutturali impiegati hanno dimensioni notevoli (*raggiungendo luci fino a 18 m*) e pesi elevati (*la trave principale pesa 33 t*).

Le figure che seguono mostrano la realizzazione di alcuni elementi strutturali con i relativi dettagli costruttivi.



Fabbricazione della trave principale in officina



Trasporto della trave principale



Sollevamento della trave principale sui nuclei in c.a.



Connessione della trave principale sui vincoli



Collegamento della trave trasversale a quella principale (vista globale)



Collegamento della trave trasversale a quella principale (dettaglio)



Dettaglio della sospensione superiore



Controventi di facciata



Dettaglio del collegamento tra le travi reticolari



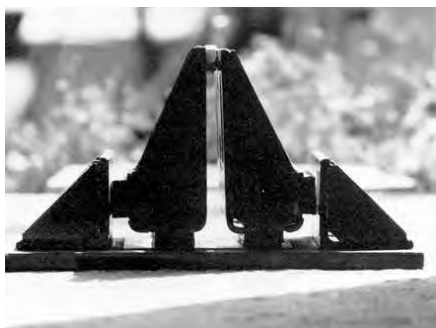
Solai sostenuti da tiranti in acciaio e collegate alle travi reticolari trasversali



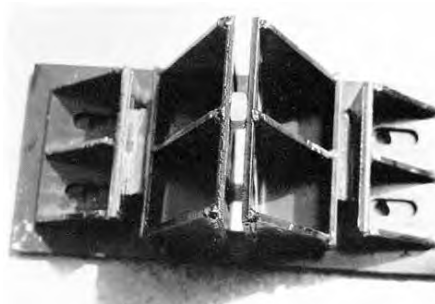
Impalcati di piano visti dal basso



Vista del doppio dispositivo di vincolo tra due maglie strutturali adiacenti



Dispositivo utilizzato per evitare effetti martellanti tra i nuclei e i piani sospesi (vista laterale)



Dispositivo utilizzato per evitare effetti martellanti tra i nuclei e i piani sospesi (vista nel piano)

3.2 Edificio in c.a. a Bagnoli (Napoli)

Gianmario Benzoni

Department of Structural Engineering - University of California, San Diego

Luciano Feo

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Fernando Fraternali

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Federico Mazzolani

Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura - Università degli Studi di Napoli Federico II

Giuseppe Rocchetta

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Immagini e dettagli tecnici riprodotti principalmente dalla pubblicazione: *Mazzolani, F., Formisano, A., Vaiano, G. (2018). Adeguamento sismico di Edifici in Cemento Armato. BRB e FRP - Costruzioni Metalliche, pp. 25-50 [58]. Altre fonti di materiali impiegati nel presente capitolo indicate nel testo.*



Fig. 3.2.1: Vista dell'edificio oggetto di studio

Si prendono in esame alcuni interventi di adeguamento sismico realizzati su un edificio ubicato nell'ex area industriale ILVA di Bagnoli (NA), che fu realizzato alla fine degli anni '70 e quindi progettato senza tener conto delle azioni sismiche. La zona sede dell'area di sedime dell'edificio all'epoca non era, infatti, classificata come sismica (*Legge n. 64 del 2 Febbraio 1974*). L'edificio in esame è stato analizzato in presenza di diversi interventi di adeguamento sismico pilota, dei quali alcuni sono stati effettivamente realizzati e testati in situ mediante simulazione di azioni sismiche con martinetti idraulici e struttura di contrasto [58],[25],[28], prima di essere demolito a seguito della bonifica dell'ex area industriale di Bagnoli. Gli interventi presi in esame fanno riferimento a due diverse tecniche di adeguamento: rinforzo strutturale mediante fasciature in materiali compositi FRP rinforzati con fibre di carbonio (C-FRP), ovvero rinforzo mediante inserimento di controventi ad instabilità impedita (BRB). Lo studio comparativo presentato dal gruppo di ricerca coordinato dal prof. Mazzolani [58] si è anche occupato di confronti in termini di costi tra gli interventi presi in esame, per i quali si rimanda al successivo Capitolo 5.

Descrizione della struttura

Il fabbricato analizzato nel presente Capitolo si presenta di forma rettangolare con dimensioni in pianta 18.50 m x 12.00 m e si eleva per due livelli fuori terra. L'altezza massima dallo spiccato di fondazione è pari a 9.10 m. La struttura portante è costituita da telai in c.a. orditi in una sola direzione con solai in latero-cementizio di spessore 24 cm al primo piano e 20 cm al piano secondo, Fig. 3.2.2.

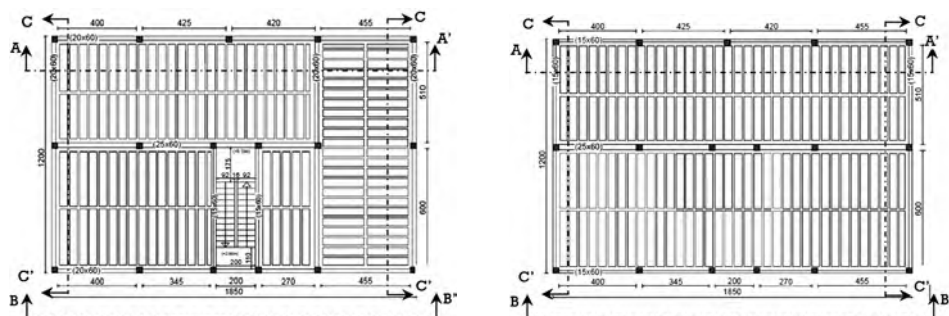


Fig. 3.2.2: Pianta primo e secondo impalcato

L'indagine conoscitiva condotta preliminarmente alla progettazione degli interventi ha permesso di stabilire il quantitativo di armature e le dimensioni delle sezioni degli elementi strutturali dell'edificio [58]. Ai due livelli, le travi hanno sezione 30x50 cm con $2\phi 12+1\phi 8$ armatura superiore e inferiore, $2\phi 8$ nella parte centrale e staffe $\phi 8/20$.

I pilastri hanno sezione 30 cm x 30 cm e sono armati con $4\phi 16$ e staffe $\phi 8/20$, mentre le fondazioni, il cui piano di posa si attesta a quota -1.0 m, hanno sezione a T-rovescia e sono armate con $4\phi 14+4\phi 8$ e staffe $\phi 8/30$ Fig. 3.2.3. Si rimanda alla Fig. 3.2.4 per tre diverse sezioni dell'edificio in esame.

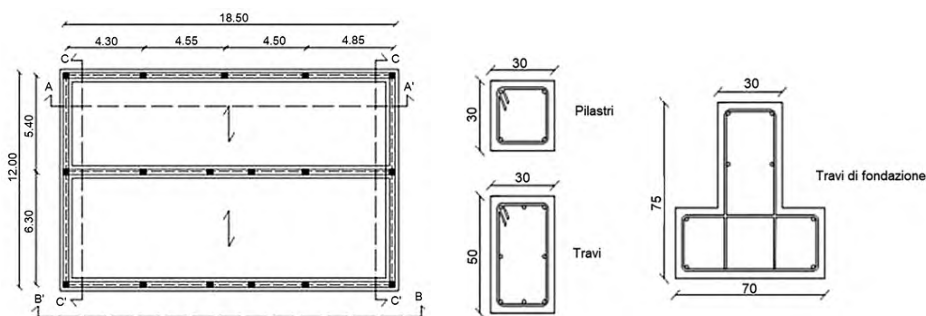


Fig. 3.2.3: Pianta fondazioni, sezioni pilastri, travi e travi di fondazione

Per il terreno di fondazione, al fine di massimizzare le sollecitazioni sulla struttura, la progettazione degli interventi di rinforzo ha adottato una modellazione alla Winkler con costante di sottofondo del terreno pari a 1.00 kg/cm^3 .

Per quanto riguarda, infine, le strutture secondarie, si segnala che la tamponatura è costituita da una doppia fodera: quella esterna in mattoni forati da 12 cm e quella interna da 10 cm, separati da una camera d'aria con spessore di 5 cm.

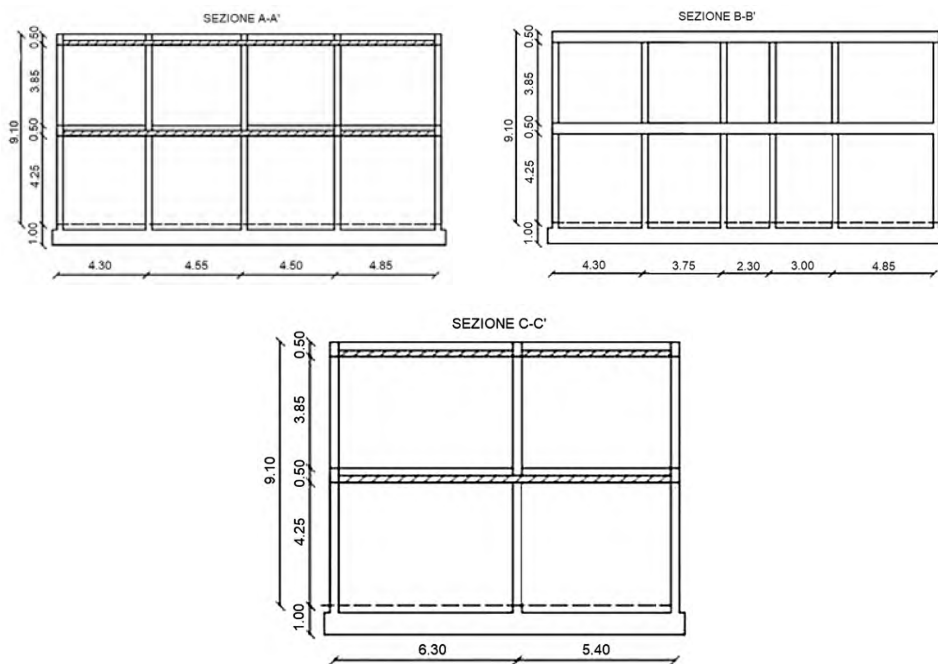


Fig. 3.2.4: Sezioni trasversali

Inadempienze e adeguamenti

Dalle analisi sui materiali e dai rilievi effettuati, lo studio presentato nel lavoro [58] ha messo in evidenza problematiche strutturali importanti, legate soprattutto all'epoca di costruzione dell'edificio in esame, il quale, come si è già osservato in precedenza, era stato originariamente progettato per resistere ai soli carichi verticali.

Sono state riscontrate carenze in merito all'ancoraggio delle armature di acciaio, all'assenza di confinamento dei nodi ed all'eccentricità dei nodi travi-pilastri. Le staffe sono risultate carenti nel passo e non bene ancorate all'interno delle sezioni degli elementi strutturali.

Un primo intervento di adeguamento progettato ha previsto l'inserimento di fasciature e rinforzi con fiocchi in materiale composito C-FRP, in corrispondenza di tutti i nodi strutturali presenti al primo ed al secondo livello (Fig. 3.2.5). Tale intervento è stato finalizzato ad evitare la formazione di cerniere plastiche agli estremi dei pilastri. I rinforzi adottati sono di due tipi: nastri (o fasciature) con modulo elastico di 170 GPa e fiocchi (o corde) unidirezionali aventi modulo elastico di 230 GPa (Fig. 3.2.6 e Fig. 3.2.7).

Per garantire un'adeguata lunghezza di ancoraggio, i fiocchi ed i nastri sono stati prolungati di 1.50 m in modo simmetrico rispetto al nodo. Inoltre, allo scopo di offrire un livello confinamento di rilievo alla sezione trasversale dei pilastri, sono stati disposti trasversalmente all'asse dei pilastri alcuni avvolgimenti supplementari con tessuti C-FRP

I nastri utilizzati hanno larghezza di 5 cm e spessore 1.4 mm e sono disposti sulle facce dei pilastri liberi da travi. In corrispondenza dei collegamenti del generico pilastro con una trave o un solaio, sono state invece impiegate delle barre $\phi 12$ composte da fiocchi in C-FRP inseriti in fori passanti attraverso le giunzioni ed impregnati di resina. Una volta indurita la resina, tali elementi danno luogo a barre di rinforzo ad elevata rigidezza. La parte incamicciata attraversa la trave o il solaio, mentre i fiocchi sono prolungati in modo da fuoriuscire sulle facce libere del pilastro al di sotto delle giunzioni, dove sono avvolti da fasciature a nastro (Fig. 3.2.6 e Fig. 3.2.7).

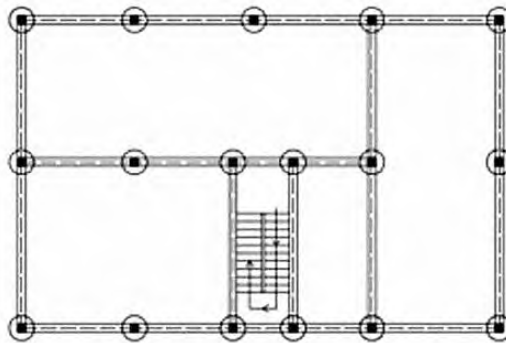
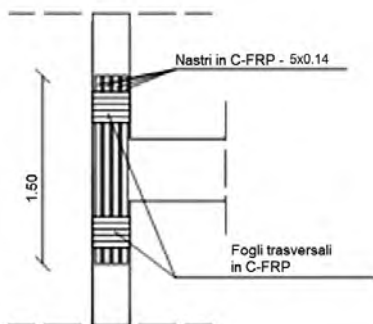


Fig. 3.2.5: Pilastri interessati dall'intervento con C-FRP



Rinforzo con C-FRP sulla faccia del pilastro [56]



Particolare del fiocco e barra in C-FRP

Fig. 3.2.6: rinforzo con C-FRP

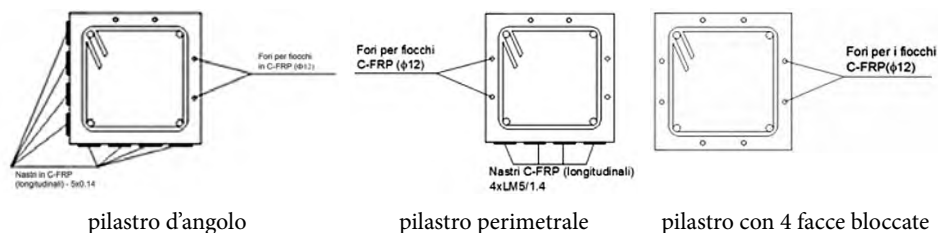


Fig. 3.2.7: particolari del rinforzo con C-FRP dei vari pilastri

La seconda tecnica di rinforzo sismico progettata è consistita nell’inserimento di controventi dissipativi BRB realizzati interamente in acciaio (profilo esterno e nucleo). Questa soluzione con nucleo in acciaio, in luogo del più comune nucleo in calcestruzzo [71], ha consentito di limitare il peso dell’elemento BRB, facilitandone significativamente il trasporto ed il montaggio (Fig. 3.2.8).

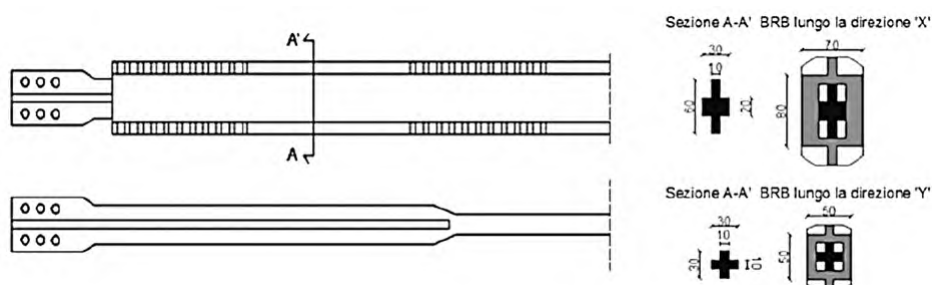


Fig. 3.2.8: Dettaglio dei controventi dissipativi BRB

Il sistema BRB è stato opportunamente progettato al fine di aumentare rigidezza, resistenza e capacità dissipativa dell’edificio servito, attraverso un dimensionamento basato sull’utilizzo di curve di capacità nel piano accelerazione spettrale – spostamento spettrale. Tale approccio conduce a garantire un desiderato spostamento relativo massimo di interpiano, in corrispondenza di un’azione sismica predefinita. È opportuno osservare che le sezioni trasversali delle “anime” (o nuclei) contenute all’interno della “scatola” (profilo esterno) del controvento hanno dimensioni minime, che è tecnologicamente impossibile ridurre. Nella progettazione del manicotto risulta inoltre particolarmente vincolante l’obiettivo di nascondere il dispositivo all’interno dell’intercapedine delle tamponature perimetrali, in contrasto con la necessità di un adeguato momento di inerzia per la sezione trasversale del mani-

cotto e di una sufficiente resistenza alle azioni trasversali localizzate indotte dalla plasticizzazione dell'anima. Controventi sperimentali BRB utilizzati, alternativi a quelli mostrati in Fig. 3.2.8, saranno discussi a conclusione del presente Capitolo.

Le lunghezze dei BRB sono state ovviamente dettate dalle dimensioni del telaio in cui essi sono inseriti. Nel caso in esame, essi presentano lunghezza di 6.15 m sui lati est ed ovest dell'edificio servito; lunghezza di 5.05 m sul lato sud e lunghezza di 5.50 m sul lato nord.

La Fig. 3.2.9 mostra la disposizione dei controventi BRB in pianta ed in sezione sui lati est ed ovest.

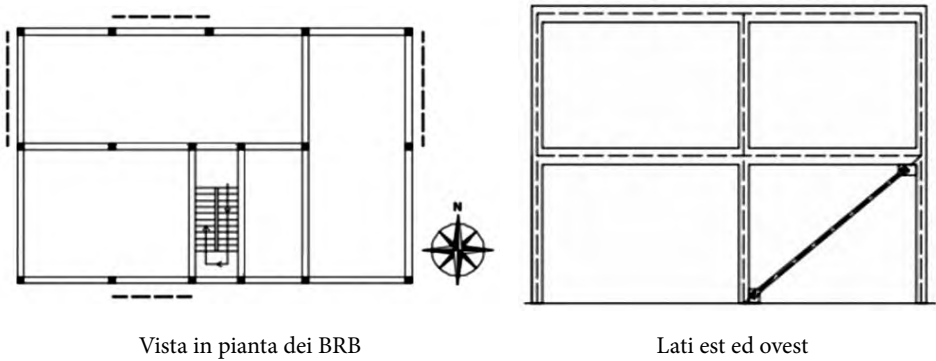


Fig. 3.2.9: Posizionamento dei BRB in pianta ed in sezione sui lati est ed ovest

La disposizione dei controventi in corrispondenza degli altri due lati dell'edificio è indicata in sezione nella successiva Fig. 3.2.10.

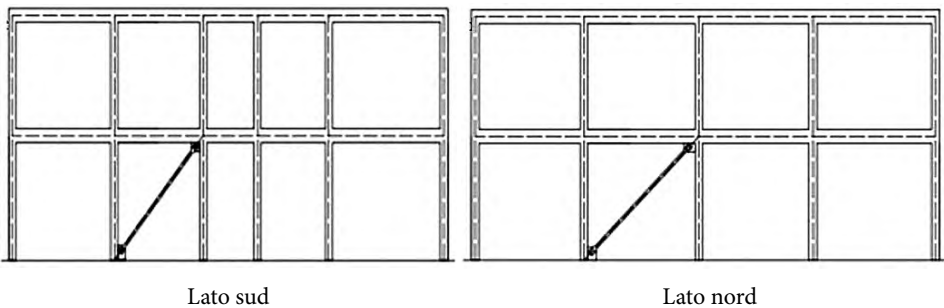


Fig. 3.2.10: Posizionamento dei BRB in sezione sui lati sud e nord

Il dimensionamento dei controventi BRB è stato svolto prendendo in esame, oltre alla disposizione con collegamento diretto BRB-telaio in c.a., anche una seconda disposizione che prevede l'inserimento preliminare di un telaio chiuso in acciaio formato da profili IPE120 con giunzioni saldate nella campata da controventare, opportunamente agganciato alle membrature in c.a. mediante connettori metallici (Fig. 3.2.11). L'inserimento del BRB avviene a valle della posa in opera del telaio di contrasto impiegando le giunzioni mostrate in Fig. 3.2.12.

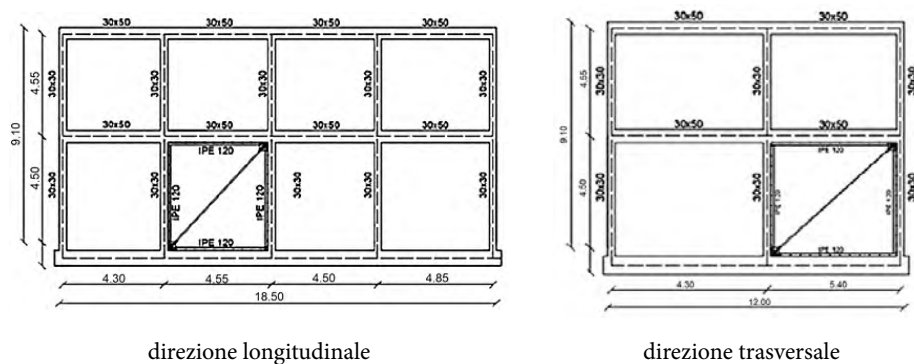


Fig. 3.2.11: Posizionamento dei telai in acciaio e controventi BRB

I dettagli di aggancio dei controventi BRB al telaio e quelli del telaio alla struttura sono illustrati in Fig. 3.2.12.

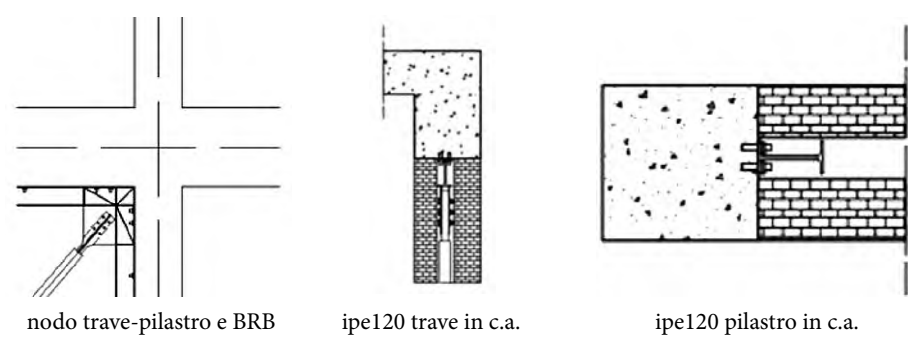


Fig. 3.2.12: Dettagli dei collegamenti nell'intervento con BRB

Progettazione e verifica agli elementi finiti del sistema di adeguamento

Allo scopo di effettuare un confronto tra le due tipologie di adeguamento prese in esame (C-FRP e BRB), nello studio [58] sono state impiegate simulazioni su modelli agli elementi finiti (FEM) in campo non lineare, mediante analisi pushover. La tabella che segue illustra i diversi modelli analizzati attraverso il software commerciale SAP2000. I risultati ottenuti dalle simulazioni FEM sono illustrati in grafico nelle figure che seguono.

| senza / con rinforzi | Modello | | | |
|----------------------|---|-----------------------------------|--|--|
| | M1 | M2 | M3 | M4 |
| Senza rinforzi | Struttura con pilastri incastrati alla base | Struttura con travi di fondazione | | |
| Rinforzi con C-FRP | Struttura con pilastri incastrati alla base | Struttura con travi di fondazione | | |
| Rinforzi con BRB | Struttura con pilastri incastrati alla base | Struttura con travi di fondazione | Struttura con telaio di rinforzo e pilastri incastrati alla base | Struttura con telaio di rinforzo e travi di fondazione |

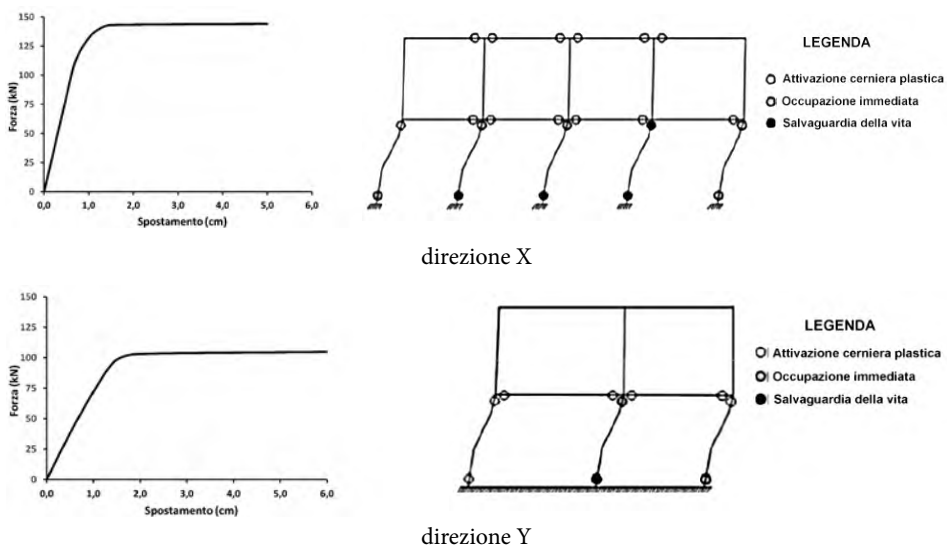


Fig. 3.2.13: Modello M1 senza rinforzi

Nel modello M1 in assenza di rinforzi, i risultati mostrati in Fig. 3.2.13 mettono in evidenza la formazione di cerniere plastiche in testa ed alla base dei pilastri del primo piano, che conducono la struttura ad un meccanismo di collasso di tipo locale.

Anche nel caso del modello M2 senza rinforzi si nota lo sviluppo di un meccanismo di collasso locale, con formazione di cerniere plastiche in testa ed alla base dei pilastri del primo piano (Fig. 3.2.14).

In entrambi i casi di cui sopra, le curve di pushover mettono in evidenza una rigidità iniziale maggiore dei telai disposti nella direzione X, rispetto a quella esibita dai telai disposti nella direzione Y, in conseguenza del fatto che il numero di pilastri che formano i primi telai è maggiore di quello corrispondente ai telai in direzione Y.

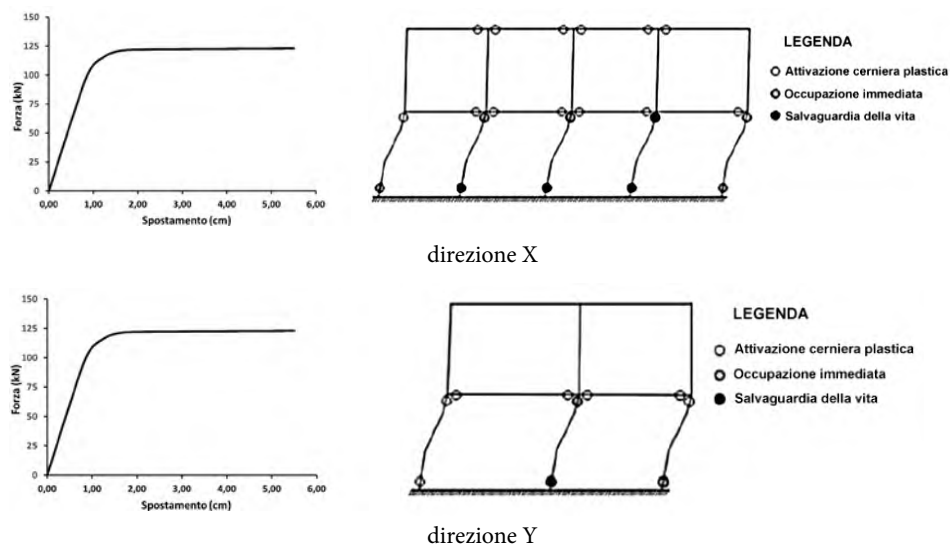


Fig. 3.2.14: Modello M2 senza rinforzi

Passando ad esaminare i casi di rinforzo con elementi in FRP, si può notare un netto miglioramento dei relativi meccanismi di collasso, che tendono ad assumere comportamento “quasi globale”, per entrambi i casi M1 (Fig. 3.2.15) e M2 (Fig. 3.2.16).

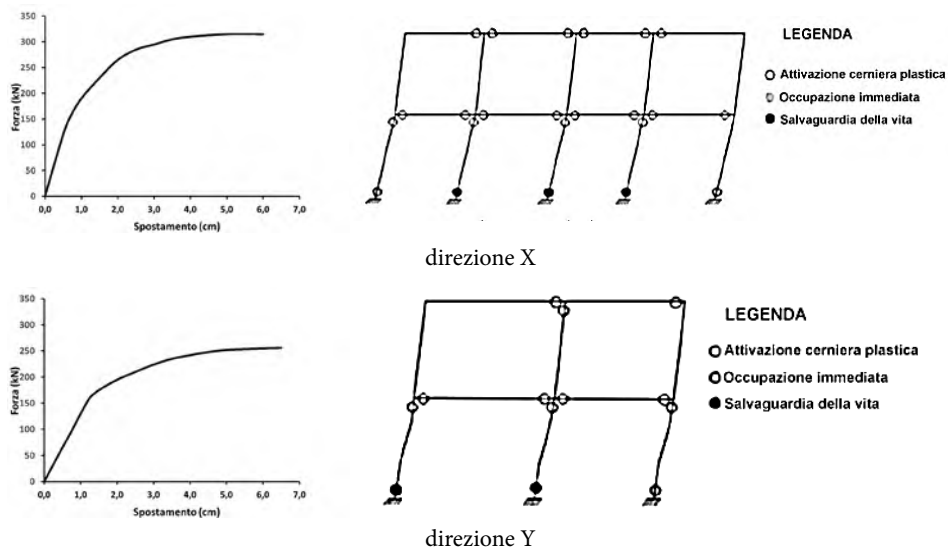


Fig. 3.2.15: Modello M1 con rinforzi in FRP

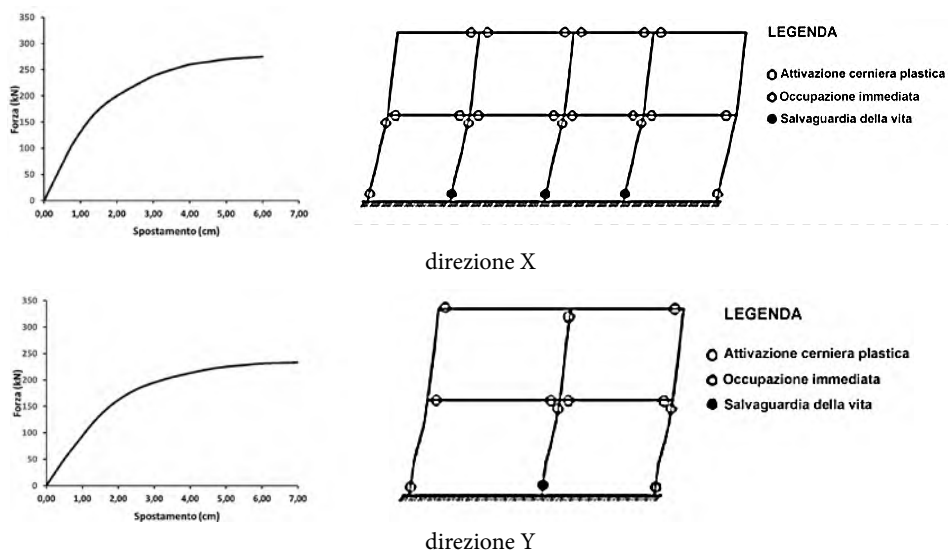


Fig. 3.2.16: Modello M2 con rinforzi in FRP

Gli ultimi risultati che si passa ad esaminare si riferiscono all'edificio rinforzato con controventi dissipativi BRB. Si prende in esame un dimensionamento con area della sezione trasversale dei BRB pari a 5 cm^2 in direzione X e 10 cm^2 in direzione Y [58].

I risultati delle analisi condotte per i modelli M1, M2, M3 e M4 equipaggiati con rinforzi BRB sono mostrati nelle Fig. 3.2.17-3.2.20.

Nel caso del modello M1, si osserva che i BRB hanno raggiunto lo snervamento in condizioni di collasso e che alcuni pilastri sono soggetti a crisi locale (Fig. 3.2.17).

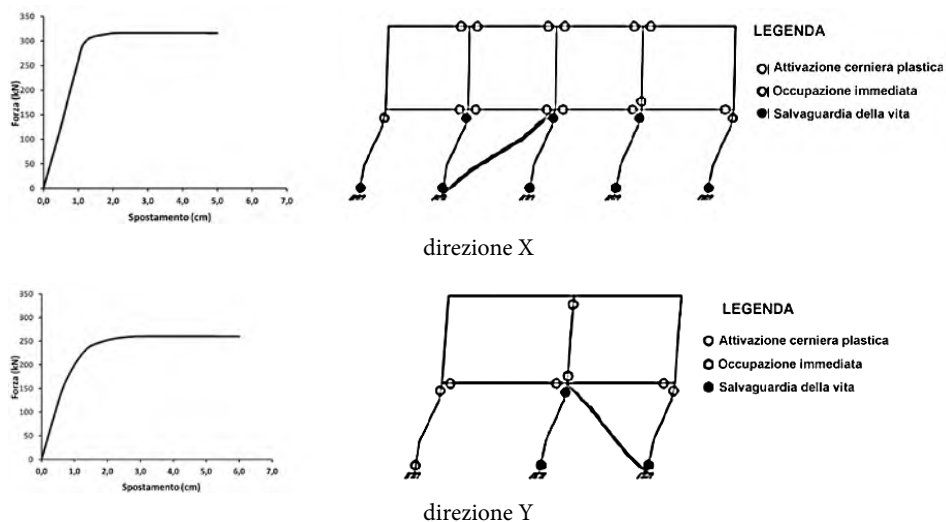


Fig. 3.2.17: Modello M1 con controventi BRB

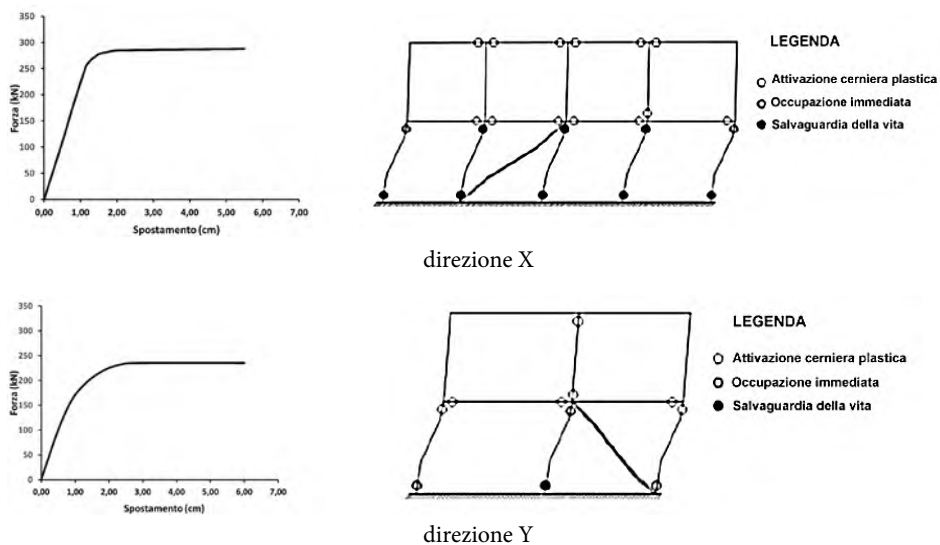


Fig. 3.2.18: Modello M2 con controventi BRB

Nel modello M2, che esibisce un comportamento a collasso quasi identico a quello del M1, si riscontra un miglioramento del comportamento a collasso in direzione Y, che è dovuto all'assenza della cerniera plastica in testa al pilastro centrale (Fig. 3.2.18).

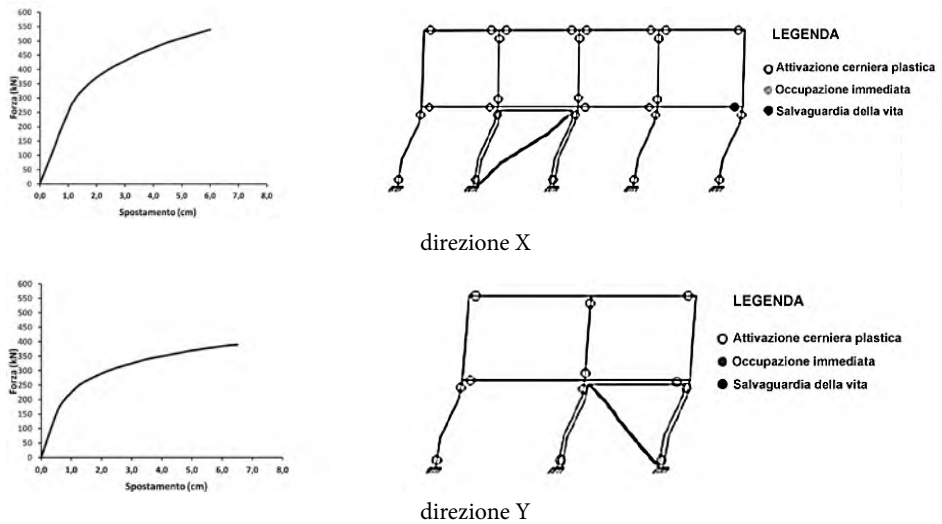


Fig. 3.2.19: Modello M3 con controventi BRB e telai di rinforzo

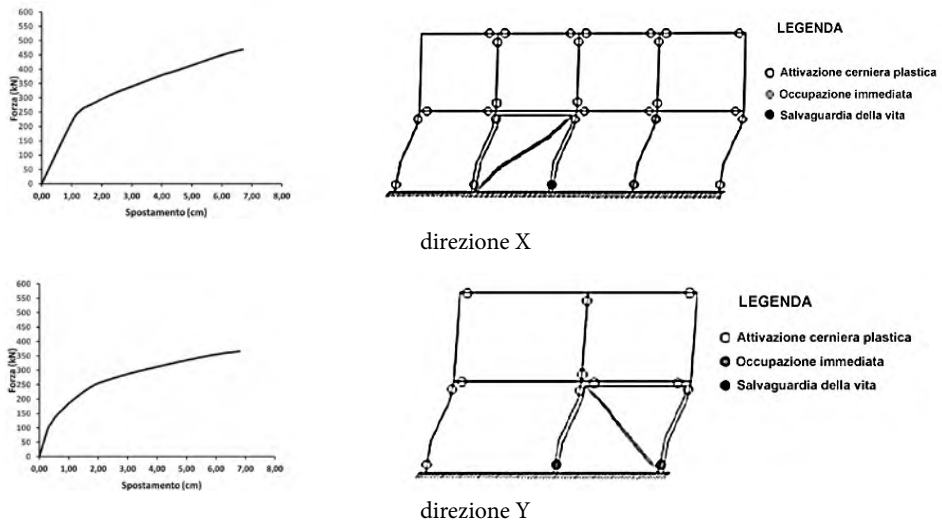


Fig. 3.2.20: Modello M4 con controventi BRB e telai di rinforzo

Nel caso M3 con BRB e telaio di contrasto si osserva un netto miglioramento della risposta al collasso, con formazione di un meccanismo globale (Fig. 3.2.19). Il comportamento a collasso del modello M4 non si differenzia marcatamente da quello del modello M3 (Fig. 3.2.20).

Per l'analisi comparativa dei costi dei diversi interventi sopra analizzati si rimanda il lettore al successivo Capitolo 5.

Verifiche sperimentali in situ di rinforzi con controventi BRB

In conclusione del presente Capitolo, si ritiene utile presentare alcune verifiche sperimentali condotte in situ su diversi edifici dell'ex area industriale ILVA di Bagnoli (NA), che sono stati rinforzati con vari sistemi BRB e sono testati localmente fino al raggiungimento del collasso delle parti rinforzate, prima di essere demoliti. Tali verifiche sono diffusamente illustrate nei lavori di bibliografia [58],[25],[28].

I prototipi BRB testati sperimentalmente sono leggermente diversi da quello utilizzato per le simulazioni agli elementi finiti ed appartengono a tre categorie di seguito sono indicate come tipo "A" (Fig. 3.2.22), tipo "B" (Fig. 3.2.25) e tipo "C" (Fig. 3.2.28). Le stesse sono state rispettivamente denominate come tipo 3, tipo 4 e tipo 5 nel riferimento [28]. Tali dispositivi sono stati progettati per essere smontabili e sono realizzati con due elementi in composizione saldata, di forma a omega, e due guide longitudinali, in grado di fornire un adeguato vincolo flessionale al controvento, senza eccessivo ingombro, attraverso sezioni di dimensioni progressivamente decrescenti.

I risultati sperimentali sono stati ottenuti simulando le azioni simiche mediante martinetti idraulici ed una struttura di contrasto. La struttura di contrasto è stata realizzata totalmente in acciaio e dotata di sei martinetti a doppio effetto. Al fine di applicare alla struttura una distribuzione di forze laterali pressoché lineare, la forza esercitata dai martinetti è stata distribuita sui due impalcati. I martinetti idraulici impiegati hanno una capacità di 496 kN in compressione e 264 kN in trazione, con una capacità di spostamento di ± 30 cm. Gli spostamenti sono stati misurati a mezzo di un teodolite digitale Zeiss-Trimble S10 con letture su sei prismi riflettenti in numero di tre per ciascun impalcato (Fig. 3.2.21).

Per quanto riguarda il dispositivo tipo "A" in Fig. 3.2.22, i risultati sperimentali ottenuti hanno messo in evidenza che tale dispositivo ha funzionato in modo soddisfacente fino ad un valore dello spostamento relativo pari a 1.25% dell'altezza di interpiano Fig. 3.2.22. Si rimanda alla Fig. 3.2.23 per un'illustrazione del danneggiamento esibito dal prototipo in esame sotto carico massimo.



a)



b)

Fig. 3.2.21: a) struttura di contrasto; b) stazione topografica con prismi riflettenti

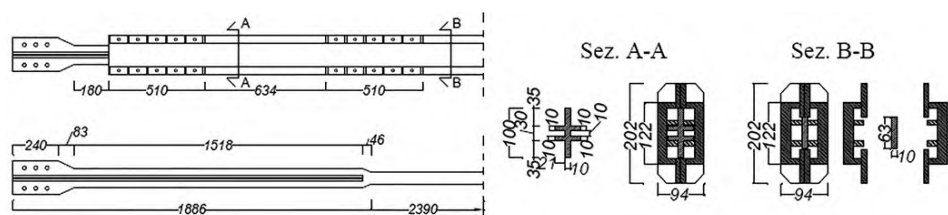
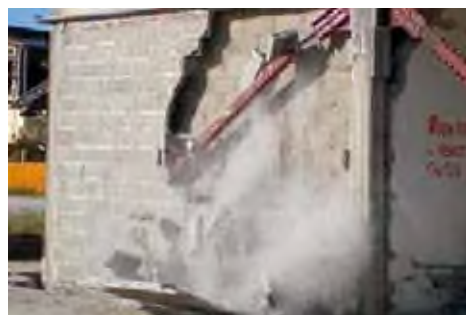


Fig. 3.2.22: Dettaglio del prototipo di BRB tipo "A"



a)



b)



c)



d)

Fig. 3.2.23: Danni esibiti dal prototipo tipo 3

La Fig. 3.2.23a mostra l'allungamento massimo in trazione del controvento, mentre nella Fig. 3.2.23b si evidenzia il collasso del rinforzo in esame dovuto all'instabilità locale delle parti terminali dell'asta di controvento. La configurazione deformata del controvento in condizioni di buckling locale è mostrata nella Fig. 3.2.23c. A prova ultimata, si è potuto accertare che il manicotto del sistema BRB tipo A non aveva subito alcun danno (Fig. 3.2.23d).

Dal ciclo di carico sperimentale mostrato in Fig. 3.2.24, è possibile riscontrare un picco di resistenza del controvento seguito da un degrado dovuto al fenomeno di instabilità evidenziato in Fig. 3.2.23b e Fig. 3.2.23c.

I risultati delle analisi sperimentali condotte sul prototipo A hanno messo in luce che il meccanismo di instabilità osservato in tale dispositivo è scaturito dalla concomitanza di difetti costruttivi, tra i quali si mettono in evidenza i seguenti: 1) il valore della tensione di snervamento dell'acciaio del piatto interno è risultato più grande di quanto richiesto in progetto; 2) le saldature degli irrigidimenti nelle zone terminali non vincolate dal manicotto non corrispondono esattamente a quanto indicato in progetto e sono state realizzate in modo improprio; 3) lo spazio misurato tra il piatto interno ed il manicotto è risultato inferiore rispetto a quello di progetto (0.5 mm anziché 1 mm per lato).

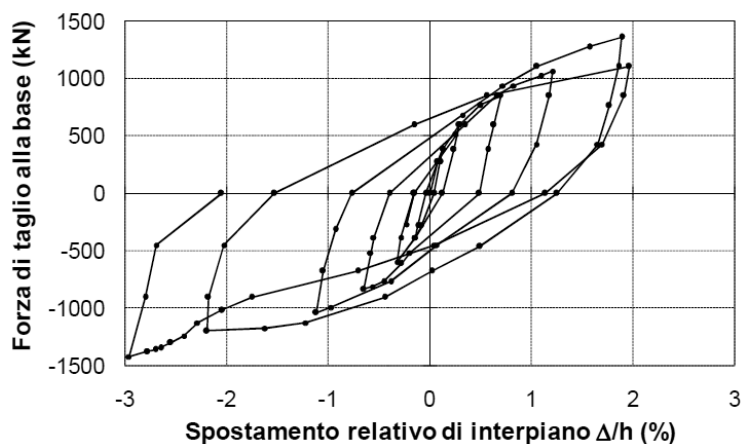


Fig. 3.2.24: Involuppo dei cicli di carico relativi ai test sul prototipo di tipo "A"

Si passa ad esaminare il prototipo tipo "B" di Fig. 3.2.25, che ha mostrato un'ottima risposta globale nell'intervallo $\pm 1.5\%$ di spostamenti relativi d'interpiano. Con riferimento a tale controvento, i pannelli a e b della Fig. 3.2.26 evidenziano l'insorgenza di deformazioni plastiche nel piatto interno nell'intervallo di drift

$\pm 1.5\%$, sia in trazione che in compressione. Per spostamenti maggiori della capacità di progetto del dispositivo, si sono verificati i seguenti meccanismi di crisi secondaria: 1) deformazione plastica dei piatti che costituiscono il manicotto (Fig. 3.2.26c); 2) instabilità globale di una sola diagonale su quattro, dovuta alla trasmissione della forza di compressione dalla diagonale al manicotto (Fig. 3.2.26d).

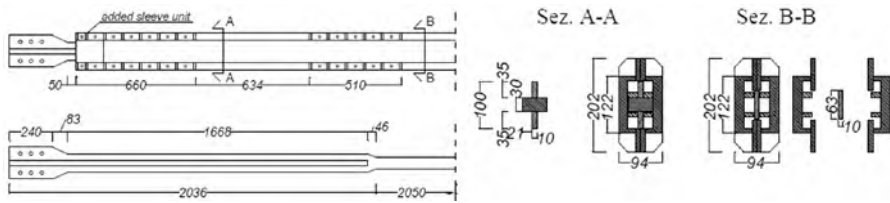


Fig. 3.2.25: Dettaglio del prototipo di BRB tipo "B"



a)



b)



c)



d)

Fig. 3.2.26: Danni esibiti dal prototipo tipo "B"

La Fig. 3.2.27 mostra la risposta sperimentale del sistema B sotto cicli di carico nell'intervallo $\pm 1.5\%$, che mettono in evidenza picchi di duttilità elevati, pari a 9.5.

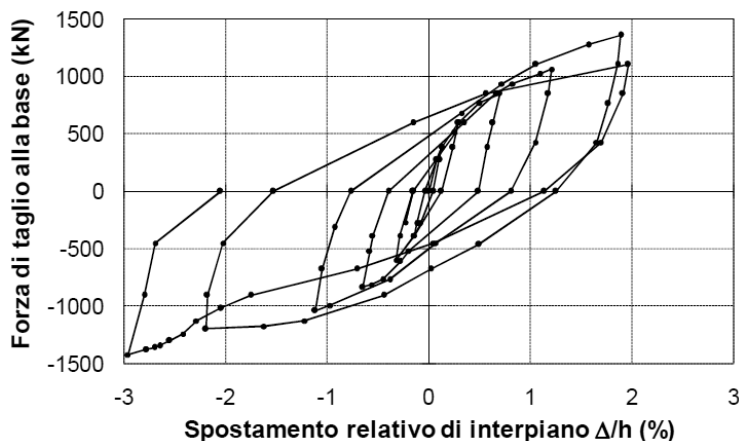


Fig. 3.2.27: Cicli di carico relativi ai test sul prototipo di tipo “B”

L'ultimo sistema di rinforzo con BRB che si passa ad esaminare sotto il profilo sperimentale è ottenuto inserendo un dispositivo BRB di tipo “C” (Fig. 3.2.28) in una delle due campate del telaio sottoposto a prova e due controventi concentrici tradizionali nell'altra campata. I test eseguiti su questo sistema composito hanno consentito di confrontare direttamente i benefici prestazionali offerti dal BRB tipo C rispetto a rinforzi con controventi di tipo più standard. Il dispositivo BRB di questa tipologia ha mostrato la migliore risposta globale al collasso, tra tutti quelli fin qui esaminati. I danni esibiti dal caricamento del BRB di tipo C, sotto spostamenti relativi di interpiano fino al $\pm 3\%$, sono mostrati in Fig. 3.2.29. I pannelli a e b di tale figura fanno riferimento ai danni esibiti dal dispositivo BRB durante il caricamento massimo a compressione, mentre il pannello c fa riferimento ai danni osservati durante il caricamento massimo in trazione. La Fig. 3.2.29d mostra infine il BRB in funzione senza fenomeni di instabilità, mentre un controvento concentrico disposto nella campata adiacente è instabilizzato. La risposta stabile sotto carichi ciclici del controvento BRB di tipo C è illustrata in Fig. 3.2.30.

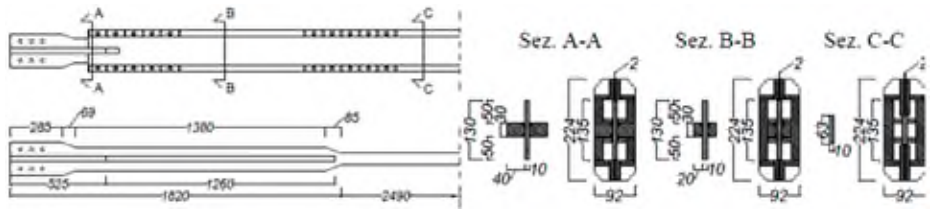


Fig. 3.2.28: Dettaglio del prototipo di BRB tipo "C"



a)



b)



c)



d)

Fig. 3.2.29: Danni esibiti dal prototipo tipo "C"

Rimandando il lettore ai lavori [58],[25],[28] per approfondimenti in merito agli studi sperimentali qui ripercorsi con analisi di sintesi, si ritiene utile sottolineare il ruolo importante giocato dai dettagli costruttivi in merito al corretto funzionamento dei dispositivi BRB esaminati. È anche importante evidenziare che il rinforzo con un elemento ad instabilità impedita ha esibito una risposta sotto carichi orizzontali decisamente più performante rispetto a quella mostrata da rinforzi con controventi concentrici tradizionali, con riferimento all'ultimo tipo di rinforzo sopra esaminato (Fig. 3.2.28).

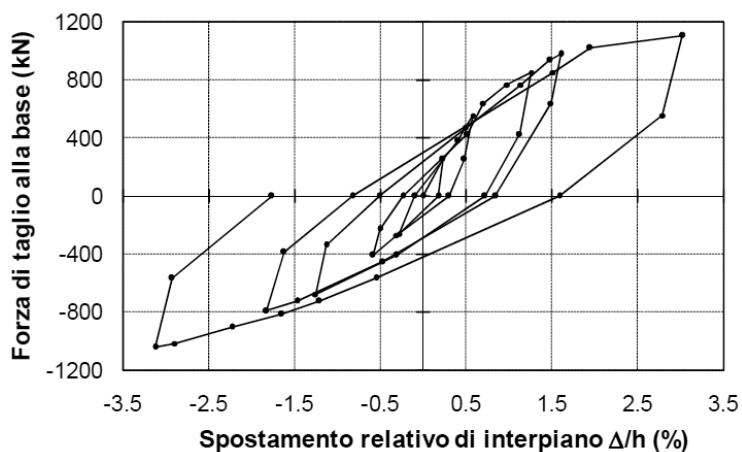


Fig. 3.2.30: Cicli di carico relativi ai test sul prototipo di tipo "C"

3.3 Edificio storico con struttura in acciaio Deutsche Bank (Napoli)

Gianmario Benzoni

Department of Structural Engineering - University of California, San Diego

Fernando Fraternali

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Federico Mazzolani

Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura - Università degli Studi di Napoli Federico II

Giuseppe Rocchetta

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno S

Immagini e dettagli tecnici riprodotti prevalentemente dalla pubblicazione: *Mazzolani, F., D'Aniello, M. (2014). Seismic upgrading of a historic steel building by means of buckling restrained braces, Proceedings of EUROSTEEL 2014, September 10-12, 2014, Naples, Italy. Paper No. 662 [57]. Altre fonti di materiali impiegati nel presente capitolo indicate nel testo.*



Fig. 3.3.1: Vista della facciata della Deutsche Bank di via S. Brigida a Napoli

Questo capitolo è dedicato ad un'analisi dei principali aspetti progettuali di un intervento di adeguamento strutturale, sia per carichi gravitazionali che per azioni sismiche, di un edificio storico in acciaio, costruito agli inizi degli anni '50 del secolo scorso a Napoli (Fig. 3.3.1). Il fabbricato in esame, sede della Deutsche Bank in via S. Brigida, rappresenta uno dei primi esempi di edifici multipiano con struttura in acciaio realizzati in Italia meridionale. L'aspetto strutturale principale di questo edificio risiede nella presenza di telai di acciaio a nodi rigidi interamente saldati, con impalcati sospesi mediante tiranti alle capriate in copertura appoggiate ai pilastri perimetrali (Fig. 3.3.2).

Vista la scadente qualità delle saldature ed una carente manutenzione nell'edificio in condizioni pre-intervento, l'adeguamento strutturale ha contemplato interventi rivolti al rinforzo per carichi verticali ed interventi di miglioramento sismico mediante l'utilizzo di controventi ad instabilità impedita BRB.

Descrizione della struttura

I rilievi strutturali in condizioni pre-intervento hanno messo in evidenza i dettagli costruttivi ed uno schema strutturale costituito da 7 telai portanti in acciaio con nodi interamente saldati in opera e disposti ad interasse variabile da 4.20 m a 5.60 m. Le colonne sono costituite da due profili a C accoppiati con calastrelli, mentre le travi sono composte da profili a doppio T ed a C accoppiati tra loro attraverso saldatura (Fig. 3.3.2).

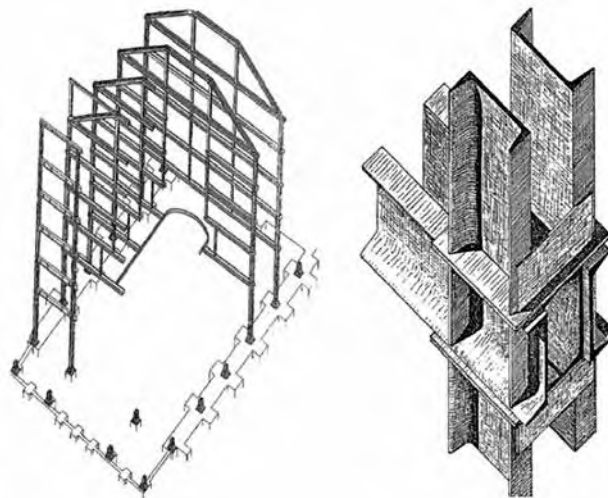


Fig. 3.3.2: Vista dei telai della struttura e particolare del generico nodo trave-pilastro

Inadempienze e adeguamenti

Le indagini conoscitive pre-intervento hanno contemplato esami non distruttivi sia ultrasonici che magnetoscopici. L'esame ultrasonico permise di evidenziare la presenza di difetti in profondità nelle saldature. L'esame magnetoscopico evidenziò inoltre la presenza di cricche longitudinali di ampiezza massima fino a 80 mm.

Per le saldature furono evidenziate due situazioni limite per carichi verticali:

- Nodi dei telai con colonne compresse
- Nodi dei telai con elementi verticali aventi funzione di tirante.

Il primo caso risulta meno gravoso dal momento che, in condizioni limite, la trasmissione dei carichi verticali può avvenire per contatto. Il secondo caso è invece più critico in quanto la trasmissione dei carichi verticali in condizioni limite può avvenire esclusivamente attraverso i cordoni di saldatura che collegano i tiranti alla struttura portante.

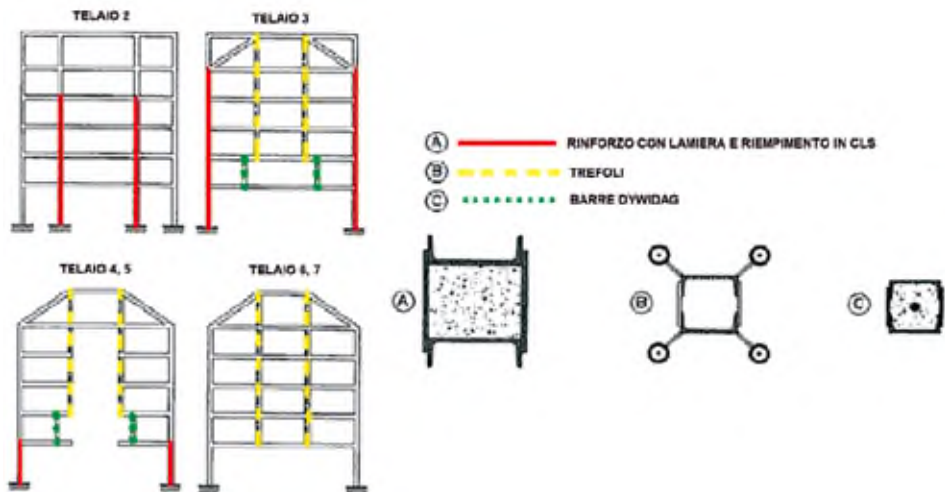


Fig. 3.3.3: Rinforzi per carichi gravitazionali

L'intervento di rinforzo strutturale per carichi verticali eseguito su tale fabbricato si è articolato nelle seguenti tre tipologie di intervento, raffigurate in grafico nella Fig. 3.3.3:

- **intervento tipo A:** per le aste verticali compresse si è previsto di realizzare colonne composte, rendendo scatolare la sezione con l'uso di piastre saldate e riempiendo di calcestruzzo a stabilità volumetrica la sezione;
- **intervento tipo B:** per le aste tese del telaio "2" e del telaio "3" la sezione dei tiranti è stata integrata con l'introduzione di quattro cavi di pretensione ubicati in tubi perimetrali collegati attraverso calastrelli agli angoli della sezione preesistente;
- **intervento tipo C:** per le aste tese del secondo livello dei telai "3", "4" e "5" il rinforzo è stato realizzato introducendo una singola barra tipo Dywidag ubicata al centro della sezione, che a sua volta è stata riempita di calcestruzzo espansivo.

Per quanto riguarda il miglioramento sismico, il corrispondente intervento di rinforzo si è orientato a migliorare il comportamento dinamico dell'edificio, con l'obiettivo di ottenere modi di vibrazione fondamentali prevalentemente traslazionali e di innalzare le proprietà di resistenza, rigidità e capacità dissipativa della struttura. L'intervento di rinforzo sismico ha condotto ad inserire nella struttura preesistente elementi di controvento BRB realizzati interamente in acciaio.

La disposizione dei BRB è stata ottimizzata in pianta ed in elevazione per arrecare il minor disturbo architettonico e funzionale all'edificio, che come si è già osservato, è sede di una banca. Le proprietà di resistenza e rigidità dei dispositivi BRB sono state progettate attraverso una procedura di dimensionamento basata sull'utilizzo delle curve di capacità nel piano accelerazione spettrale - spostamento spettrale [20]. Facendo riferimento ad un terremoto di progetto con periodo di ritorno di 475 anni, tale procedura è stata orientata ad ottenere uno spostamento relativo massimo di interpiano (*interstory drift ratio*) pari all'1% della corrispondente altezza di piano [79].

I controventi BRB sono stati nascosti all'interno dello spessore delle tamponature perimetrali e dei tramezzi interni. Per raggiungere tale obiettivo, è stato necessario fornire un adeguato momento d'inerzia della sezione trasversale del manicotto, ricordando che quest'ultimo deve possedere un carico critico euleriano (N_e) maggiore del massimo sforzo assiale (N_c) trasmissibile dal dispositivo. Il minimo rapporto N_e/N_c è stato fissato pari a 2. Per poter rispettare questo rapporto il manicotto è stato realizzato con due parti collegate mediante bulloni ad alta resistenza, ciascuna delle quali realizzata con profili tubolari rettangolari.

La disposizione dei dispositivi BRB in pianta è riportata nella Fig. 3.3.4, mentre la disposizione degli stessi in elevazione è mostrata nella Fig. 3.3.5. Il dettaglio costruttivo dei controventi BRB impiegati è illustrato in Fig. 3.3.6.

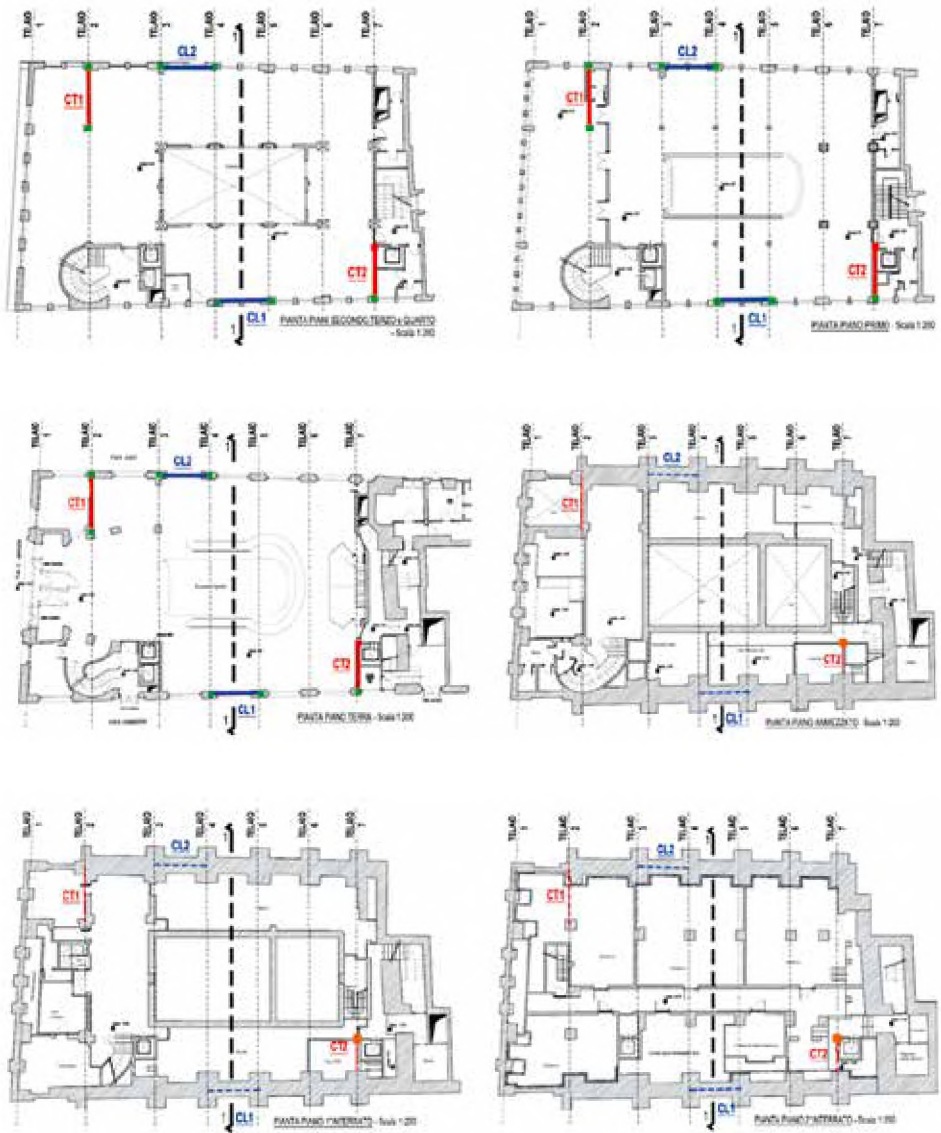


Fig. 3.3.4: Disposizione in pianta dei controventi dissipativi BRB



Fig. 3.3.5: Disposizione in elevazione dei controventi BRB

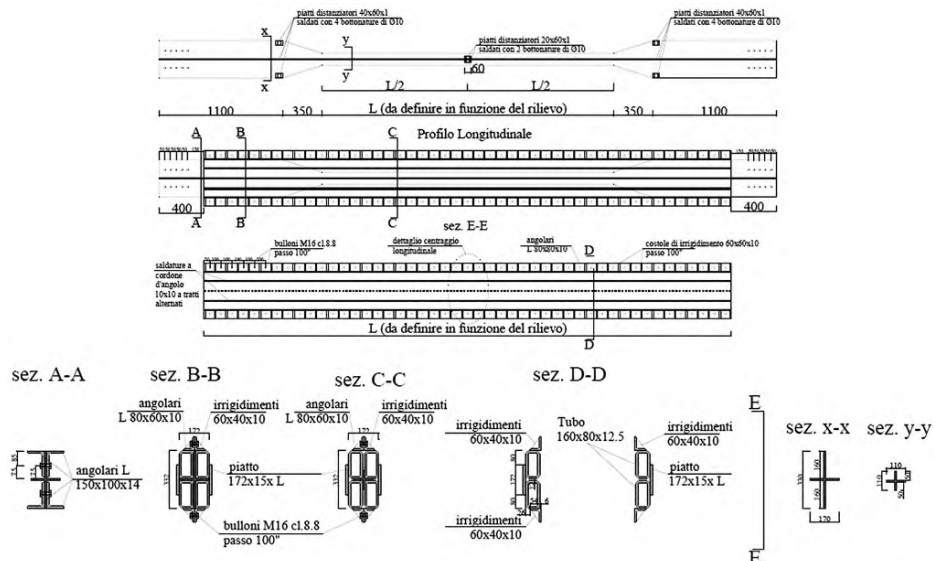


Fig. 3.3.6: Dettaglio dei controventi dissipativi BRB

Progettazione del sistema di controvento

La risposta dei sistemi BRB è stata modellata mediante un'analisi agli elementi finiti (FEM) di tipo tridimensionale, impiegando elementi solidi tipo C3D8R (*elementi brick ad otto nodi*, vedi Fig. 3.3.7). Considerata la simmetria del generico controvento BRB, tale modellazione ha fatto riferimento a metà del dispositivo, introducendo opportuni vincoli di continuità nella sezione di mezzeria.



Fig. 3.3.7: Modellazione FEM degli elementi dei controventi BRB

Per modellare il comportamento non lineare dell'acciaio che forma i BRB, nelle simulazioni FEM si è fatto riferimento alla superficie di snervamento secondo Von Mises. Il modello costitutivo impiegato tiene in conto anche del degrado da instabilità locale e degli effetti geometrici prodotti da grandi spostamenti. I dettagli della modellazione elasto-plastica del cuore dissipativo del

controvento e degli effetti di attrito negli elementi di giunzione si rimanda ai riferimenti di bibliografia [21] e [49].

Applicando come spostamento di interpiano di riferimento quello di progetto, per simulare la risposta ciclica sono stati utilizzati sia il protocollo AISC 341 [8] che quello della EN 15129 [31]. Dal grafico della Fig. 3.3.8a si evince che, per entrambi i protocolli esaminati, il dispositivo risponde senza degrado di rigidità e resistenza. Questa analisi è stata successivamente estesa, considerando uno spostamento relativo d'interpiano pari al doppio dello spostamento di progetto. I risultati illustrati in Fig. 3.3.8b mettono in luce che anche in questo caso il dispositivo esaminato risponde in modo soddisfacente, senza esibire fenomeni di instabilità globali.

L'analisi strutturale dell'edificio è stata completata mediante analisi di pushover proporzionali al primo modo di vibrazione in entrambe le direzioni principali dell'edificio, sia in presenza che in assenza di BRB. La presenza dei BRB ha portato ad un incremento del taglio alla base totale pari a circa il 30%, lungo entrambi i lati principali dell'edificio (Fig. 3.3.9). Gli incrementi di rigidità e resistenza

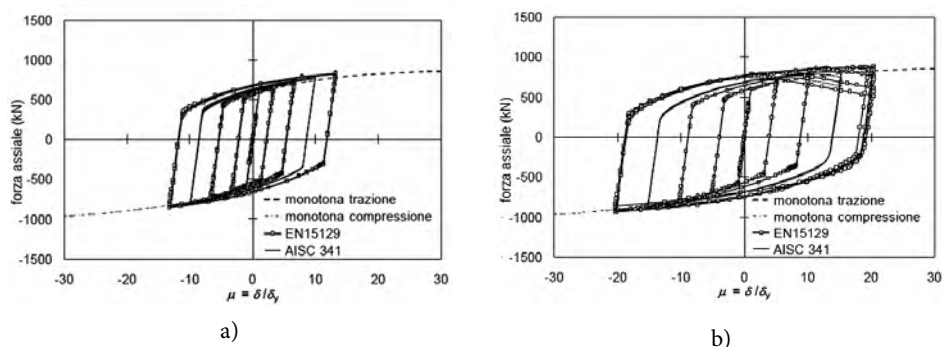


Fig. 3.3.8: Analisi FEM del BRB: confronto tra protocolli di carico ciclici

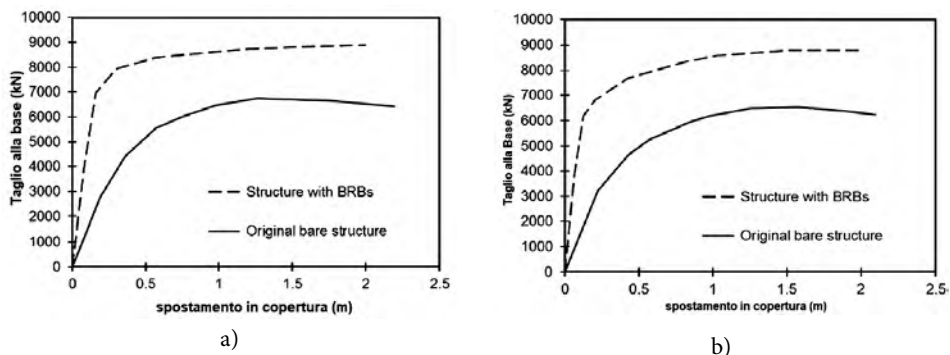


Fig. 3.3.9: Curva di risposta pushover: a) direzione lato lungo; b) direzione lato corto

dovuti all'inserimento dei BRB consentono all'edificio di ridurre la domanda di spostamento e di limitare il danno dovuto all'escursione plastica nei BRB.

È stata anche eseguita un'analisi time history in corrispondenza dei seguenti tre livelli di prestazione: limitazione del danno (DL), grave danno (SD) e quasi collasso (NC), in accordo con la EN1998-3.

La Fig. 3.3.10 riporta i risultati in termini di *drift di piano* dell'analisi time-history eseguita sull'edificio originale. Tenendo conto della scarsa qualità dei dettagli dei collegamenti, la grande domanda di spostamento non è compatibile con la capacità dell'edificio.

Ripetendo la stessa analisi in presenza dei BRB, si osserva che la risposta dell'edificio rinforzato è caratterizzata da una minore domanda di spostamento, con spostamenti di interpiano leggermente superiori all'1% allo stato limite NC, che sono compatibili con una risposta elastica dell'edificio (Fig. 3.3.11).

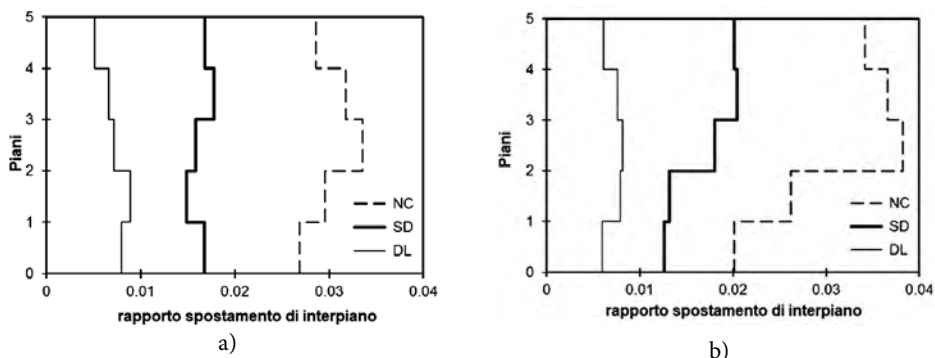


Fig. 3.3.10: Analisi time-history sulla struttura originale: a) sisma in direzione del lato lungo; b) sisma in direzione del lato corto

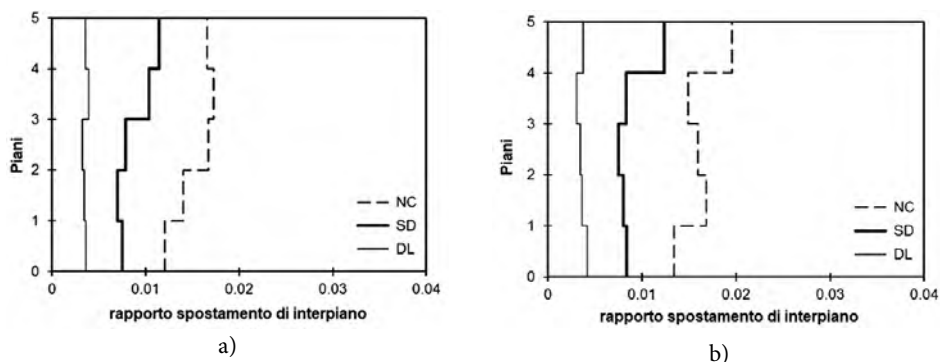


Fig. 3.3.11: Analisi time-history sulla struttura con BRB: a) sisma in direzione del lato lungo; b) sisma in direzione del lato corto

Tale risultato conferma anche l'efficacia della procedura di dimensionamento basata sulla curva di capacità.

Fasi della messa in opera e dettagli costruttivi

Le figure che seguono illustrano alcune delle fasi della messa in opera dei cavi per il rinforzo di tipo B sopra richiamato (vedi anche Fig. 3.3.3) e dei controventi BRB.



Ubicazione dei cavi di pretrazione nel rinforzo tipo B per carichi verticali



Ubicazione dei cavi di pretrazione nel rinforzo tipo B per carichi verticali

3.4 Chiesa di San Giovanni Battista a Carife (AV)

Gianmario Benzoni

Department of Structural Engineering - University of California, San Diego

Fernando Fraternali

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Federico Mazzolani

Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura - Università degli Studi di Napoli Federico II

Giuseppe Rocchetta

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Immagini e dettagli tecnici riprodotti dalla pubblicazione: *Mazzolani, F., Mandara, A. (1992). Nuove Strategie di protezione sismica per edifici monumentali: il caso della Collegiata di San Giovanni Battista in Carife. Edizioni 10/17 Arti Grafiche Sud, Salerno, 1992 [59].*



Fig. 3.4.1: Vista della chiesa di San Battista a Carife (AV)

Nel presente capitolo si illustra un intervento di adeguamento sismico su un edificio religioso di interesse storico, che riguarda un rinforzo strutturale anti-sismico della chiesa di San Giovanni Battista a Carife (AV), condotto at-

traverso l'impiego di opportuni dispositivi oleodinamici a vincolo provvisorio, che saranno diffusamente illustrati nel prosieguo del paragrafo.

La chiesa fu ricostruita nella metà del XVIII secolo, a seguito del violento terremoto che nel 1732 distrusse quasi del tutto l'antico complesso monumentale di origine medievale. Il campanile fu ricostruito sulla destra della facciata principale dopo che, nel 1890, un fulmine distrusse la torre campanile. La stessa fu demolita completamente nel 1912.

Descrizione della struttura

La Fig. 3.4.2 mostra la vista in pianta della chiesa che presenta il classico schema di croce latina ad unica navata. Il muro di facciata anteriore si presenta intonacato mentre il paramento esterno è formato da blocchi semi-quadrati di pietra arenaria con ricorsi in mattoni pieni.

Tutta la muratura si presenta a sacco con spessori che variano tra 80 cm a 250 cm, tenuta insieme da malta di scarsa qualità. I muri dell'unica navata sono rinforzati da quattro contrafforti per tutta l'altezza.

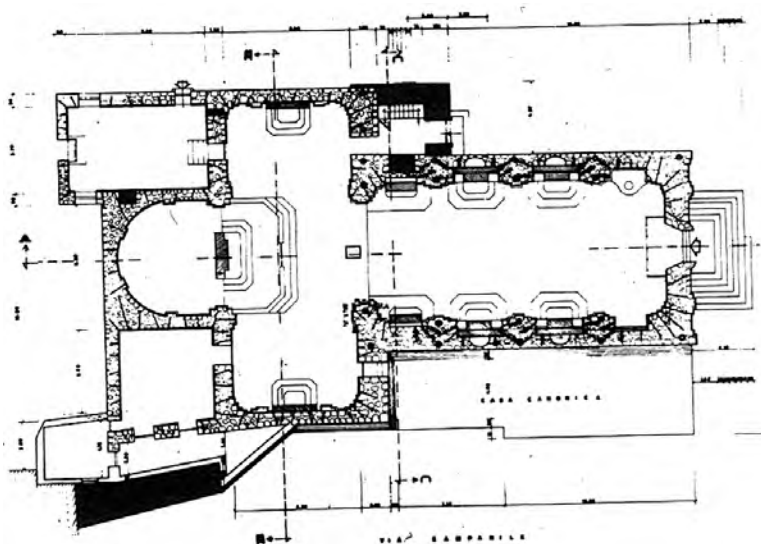


Fig. 3.4.2: Pianta della chiesa

Le strutture orizzontali sono costituite da volte a botte in mattoni pieni ad una testa, ad eccezione di quelle sul presbiterio e sull'abside, che invece sono a cupola. La copertura è realizzata in legno con manto in coppi e si presenta con

schema a padiglione, tranne che sulla navata principale, dove invece è disposto un classico tetto a due falde. La Fig. 3.4.3 mostra il prospetto principale e la sezione trasversale della chiesa.



Fig. 3.4.3: Prospetto principale e sezione trasversale

Inadempienze e adeguamenti

Dai rilievi eseguiti in situ è stato possibile riscontrare ingenti danni subiti dalla struttura portante della chiesa, attribuibili in larga misura al sisma del 1980 ed a tutti i precedenti terremoti che hanno colpito l'Irpinia, registrati nelle cronache a partire dalla seconda metà del Settecento. Un elenco di tali dissesti è riportato di seguito:

- Distacco e crollo parziale della parete di facciata;
- Crollo di tutta la vecchia copertura lignea e di gran parte della sottostante volta a botte;
- Gravi lesioni nella parte alta del campanile;
- Crollo di tratti di cornicione e relativa gronda;
- Lesioni diffuse nei muri del transetto;
- Lesioni orizzontali nei sei maschi murari della navata per tutto il loro spessore a circa 2m dal piano di calpestio della chiesa;
- Lesioni in corrispondenza degli appoggi delle piattabande al disopra di alcuni vani.

Tali dissesti sono tipici degli edifici di culto investiti da importanti eventi sismici, dal momento che in essi si riscontrano, di frequente, le seguenti carenze strutturali:

- Pannelli murari di notevole estensione ed altezza;
- Assenza o insufficienza dei diaframmi trasversali:

- Assenza di orizzontamenti intermedi;
- Presenza di elementi spingenti;
- Scarsa resistenza degli incroci murari;
- Vetustà.

La Fig. 3.4.4 mostra alcune immagini della chiesa prima dell'intervento di restauro e di adeguamento sismico analizzato nel presente paragrafo.



Fig. 3.4.4: Immagini della chiesa prima dell'intervento di adeguamento

Il progetto di consolidamento sismico della chiesa è stato sviluppato procedendo per fasi, seguendo lo schema di seguito descritto:

- 1) Incremento delle capacità resistenti della struttura muraria nei confronti delle azioni flessionali e taglianti, con particolare riferimento alle zone di collegamento tra i setti;
- 2) Miglioramento della prestazione sismica dell'edificio, ottenuto rendendo il comportamento della struttura di tipo scatolare;
- 3) Eliminazione degli stati tensionali coattivi impressi alle murature per effetto delle variazioni termiche agenti sulla copertura;

- 4) Possibilità di dissipare una parte dell'energia sismica in ingresso attraverso dispositivi dissipatori a comportamento isteretico.

Queste fasi sono state portate a termine realizzando i seguenti interventi:

- Perforazioni armate ed iniezioni di malta cementizia a pressione in corrispondenza degli incroci e dei distacchi della muratura;
- Consolidamento di tutte le volte murarie utilizzando una soletta armata in calcestruzzo, opportunamente sospesa alla struttura di copertura al fine di limitarne le spinte sulle pareti verticali;
- Posa in opera di tiranti orizzontali e verticali in trefoli in acciaio armonico debolmente pretesi, inseriti nelle murature di maggiore importanza, al fine di renderle resistenti anche a moderati sforzi di trazione;
- Realizzazione di un cordolo perimetrale in c.a. su tutti i muri verticali della chiesa, allo scopo di ottenere un collegamento tra i setti, nonché di creare un appoggio stabile per la struttura di copertura;
- Realizzazione di una nuova struttura di copertura in carpenteria metallica composta da capriate di tipo inglese e da un grigliato reticolare piano inserito alla quota di imposta della copertura, con funzione di diaframma per la ripartizione delle azioni sismiche.

A causa della notevole snellezza delle opere murarie e delle grandi dimensioni che le caratterizzano, è stato anche necessario inserire un grigliato in acciaio in testa alle pareti, che, unitamente al cordolo in c.a., svolge una funzione di trasferimento delle azioni inerziali, dovute alle oscillazioni sotto sisma delle masse murarie, ai setti dotati di maggiore resistenza. Lo schema planimetrico del grigliato in acciaio impiegato è rappresentato in grafico nella Fig. 3.4.5.

La normativa di riferimento adottata per il calcolo delle azioni sismiche utilizzate nel progetto del grigliato illustrato in dettaglio nel riferimento bibliografico [59] è stata quella alla base del D.M. 24/01/1986 "*Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche*". Secondo tale normativa, è possibile condurre un'analisi statica equivalente qualora i periodi propri di vibrazione della struttura siano inferiori a 1.4 s. Tale circostanza è largamente soddisfatta dalle strutture in muratura dell'esempio in esame, dal momento che il periodo proprio di vibrazione di tali strutture (in fase elastica) è inferiore al secondo.

Per la scelta delle sezioni, l'intervento illustrato nel riferimento [59] si è orientato sull'impiego di profili normalizzati di tipo UPN serie normale disposti a coppie, in considerazione della loro facilità di montaggio e di collegamento, nonché in considerazione della possibilità che essi offrono di eliminare le eccentricità nei nodi.

Le sezioni dei correnti esterni ed interni sono quelle dei profili 2xUPN100 e 2xUPN80 mentre per la sezione dei montanti è quella del profilo HEA220.

Le capriate sono state realizzate del tipo inglese, a profilo sia triangolare (Fig. 3.4.6) che trapezoidale (Fig. 3.4.7), in modo da poter adattare tali elementi alle diverse altezze della copertura. Le capriate sono state disposte ad interasse di 2.50 m, impiegando, come orditura secondaria, arcarecci in profilo IPE 140. L'irrigidimento della copertura nei confronti di azioni dirette ortogonalmente al piano delle capriate, è stato assicurato impiegando controventi di falda a croce di S. Andrea disposti lungo il contorno esterno della copertura.

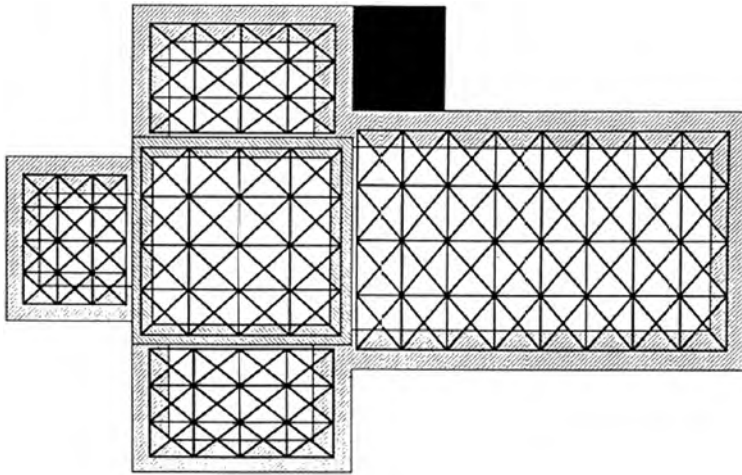


Fig. 3.4.5: Schema planimetrico del grigliato di copertura

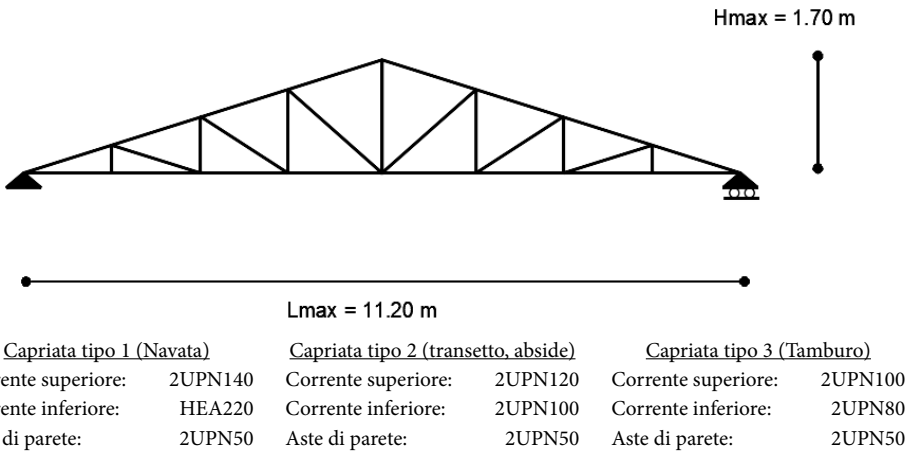


Fig. 3.4.6: Capriate in acciaio a profilo triangolare

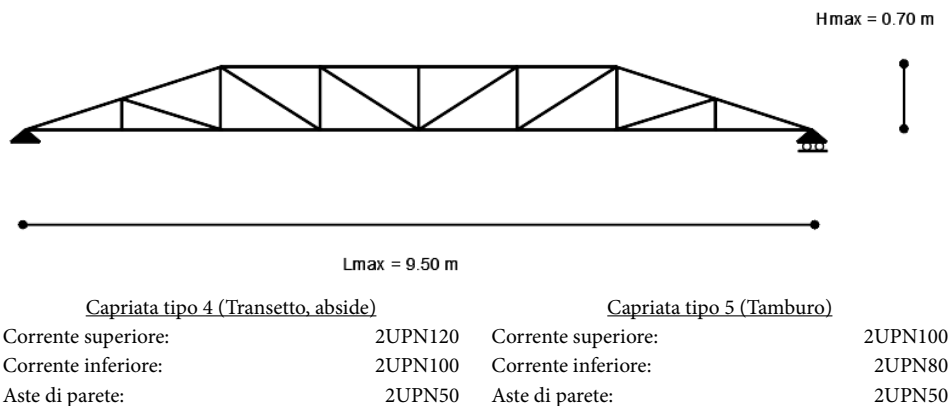


Fig. 3.4.7: Capriate in acciaio a profilo trapezoidale

Progettazione dei dispositivi a vincolo provvisorio

L'intervento di adeguamento sismico analizzato in questo paragrafo ha previsto l'inserimento nella struttura di dispositivi a vincolo provvisorio, che consentono di assicurare una soddisfacente risposta a "scatola" della struttura muraria sotto azioni sismiche, assicurando altresì l'eliminazione di possibili effetti coattivi sulla muratura insorgenti a seguito di variazioni termiche agenti in copertura. I vincoli in discorso diventano infatti attivi solo in presenza di sisma, restando invece inattivi sotto i carichi di esercizio, piccole vibrazioni strutturali ed azioni di natura igrotermica. Si rimanda il lettore alla Fig. 3.4.8 per l'illustrazione di uno dei dispositivi a vincolo provvisorio adottato nell'intervento di adeguamento sismico della chiesa di Carife.



Fig. 3.4.8: Immagine illustrativa di un dispositivo a vincolo provvisorio

Per il calcolo delle sollecitazioni che insorgono nei muri a causa delle variazioni termiche agenti sulla copertura, è stato preso in considerazione il maschio situato in posizione centrale, che è quello interessato da spostamenti in testa di maggiore entità.

Adottando lo schema semplificato indicato in Fig. 3.4.9 il cordolo in testa alla muratura è stato schematizzato come una molla di rigidezza K_c .

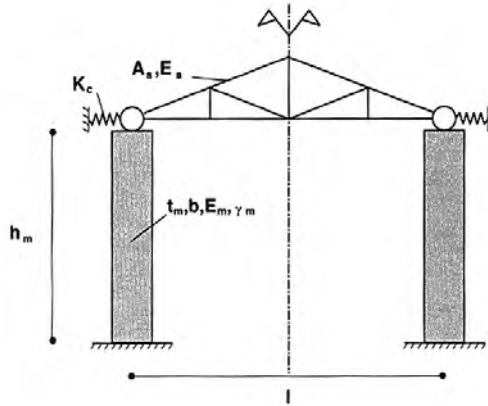


Fig. 3.4.9: Modello di calcolo degli effetti termici

Con riferimento alle notazioni riportate in Fig. 3.4.9 e indicando con δ lo spostamento incognito alla sommità del maschio murario, è possibile scrivere, nell'ottica del metodo degli spostamenti, la seguente equazione di equilibrio:

$$\frac{3 \cdot E_m \cdot I_m \cdot \delta}{h_m^3} + \frac{48 \cdot E_c \cdot I_c \cdot \delta}{l_c^3} = \frac{2 \cdot E_s \cdot A_s}{L} \cdot \left(\alpha \cdot \frac{L}{2} \cdot \Delta t - \delta \right)$$

Il momento flettente alla base del maschio murario risulta pari al seguente valore:

$$M = F \cdot h_m = \frac{3 \cdot E_m \cdot I_m \cdot \delta}{h_m^2}$$

Trascurando il peso proprio della copertura e considerando, per lo sforzo assiale N , il solo contributo del peso proprio del maschio murario, l'eccentricità M/N risulta fornita dalla seguente relazione:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{F \cdot h_m}{\gamma_m \cdot h_m \cdot t_m \cdot b} = \frac{F}{\gamma_m \cdot t_m \cdot b}$$

dalla quale si evince che tale eccentricità è indipendente dall'altezza del maschio murario. Utilizzando le relazioni precedenti si perviene al seguente risultato:

$$\frac{e}{t_m} = \frac{\alpha \cdot L \cdot \Delta t}{2 \cdot \gamma_m \cdot b \cdot t_m^2} \cdot \left(\frac{K_s}{K_m + K_c + K_s} \right) \cdot K_m$$

dove le quantità:

$$K_m = \frac{27 \cdot E_m (t_m/2 - e)^3 \cdot b}{4 \cdot h_m^3}; \quad K_c = \frac{48 \cdot E_c \cdot I_c}{L^3}; \quad K_s = \frac{2 \cdot E_s \cdot A_s}{L}$$

indicano rispettivamente la rigidezza tagliante alla sommità della mensola muraria, la rigidezza tagliante in mezzeria del cordolo in c.a. e la rigidezza estensionale della copertura.

Nell'ipotesi di copertura inestensibile, è possibile esprimere il rapporto in funzione del parametro adimensionale χ definito come segue:

$$\chi = \frac{t_m \cdot E_m}{\gamma_m \cdot h_m^3}$$

Tale parametro esprime il rapporto tra le grandezze fisiche che tendono ad esaltare l'effetto delle variazioni termiche agenti sulla copertura (L , t_m e E_m) e quelle che tendono invece a limitarlo (h_m e γ_m). Operando semplici passaggi algebrici, si perviene alla relazione:

$$\frac{e}{t_m} = \frac{27}{8} \cdot \alpha \cdot \Delta t \frac{L \cdot t_m \cdot E_m}{h_m^3 \cdot \gamma_m} \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{t_m} \right) = \frac{27}{8} \cdot \alpha \cdot \Delta t \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{t_m} \right)^3 \cdot \chi$$

È possibile esprimere Δt in funzione di $1/\chi$ in modo da pervenire ad un criterio che consenta di decidere se impiegare o meno dispositivi a vincolo provvisorio del tipo suddetto. Con riferimento ad un valore della variazione termica pari a 30°C, sono stati individuati quattro intervalli entro i quali il parametro $1/\chi$ può variare in funzione dell'ulteriore parametro η definito dalla seguente relazione:

$$\eta = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{med}} = \frac{2}{3 \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{t_m} \right)}$$

Tale parametro fornisce il rapporto tra lo sforzo assiale σ_{max} agente al lembo compresso della sezione parzializzata (soggetta a sforzo normale e flessione) e la tensione di compressione media σ_{med} indotta dal solo sforzo normale. I valori di η presi in esame nel riferimento [59] sono stati pari a 2.0, 2.5 e 3.0.

In base alle relazioni suindicate, è possibile fornire la mappa di fattibilità illustrata nella Fig. 3.4.10, che consente di valutare se si debbano impiegare o meno dispositivi di vincoli provvisorio, al variare del rapporto $1/\chi$.

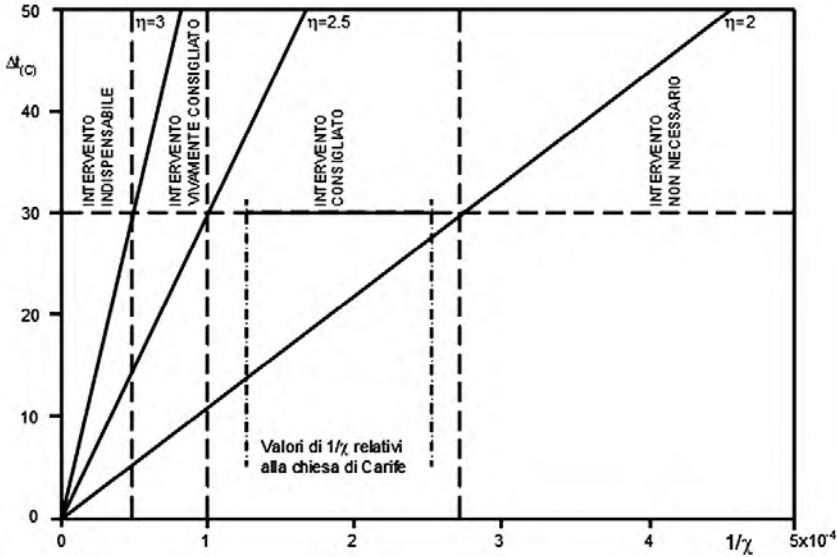


Fig. 3.4.10: Mappa di fattibilità di interventi con dispositivi a vincolo provvisorio

I valori del rapporto $1/\chi$ definiti dalla seguente limitazione:

$$\frac{1}{\chi} > 250 \times 10^{-6}$$

sono tipici di edifici di culto nelle quali le navate abbiano ampiezze piuttosto contenute ed i muri longitudinali siano molto snelli e costruiti con muratura di qualità scadente. In tali situazioni, le variazioni termiche sono trascurabili e pertanto l'applicazione dei dispositivi a vincolo provvisorio non è strettamente necessaria.

Sono caratterizzati, invece, da valori di $1/\chi$ interni al seguente intervallo:

$$100 \times 10^{-6} < \frac{1}{\chi} < 250 \times 10^{-6}$$

situazioni con navate di ampiezza maggiore rispetto alla precedente categoria e con muri più rigidi. L'impiego di dispositivi a vincolo provvisorio appare in tal caso consigliabile, potendosi verificare la parzializzazione della sezione muraria per valori di Δt di poco superiori ai 10°C . Per valori di Δt nell'ordine di $20\div 30^{\circ}\text{C}$, oltre alla parzializzazione della sezione, si riscontrano forti concentrazioni di tensioni lungo il paramento compresso dei setti murari ($2 < \eta < 2.5$ per $\Delta t = 30^{\circ}\text{C}$).

$$50 \times 10^{-6} < \frac{1}{\chi} < 100 \times 10^{-6}$$

Questi rapporti si riscontrano in genere per navate di notevole ampiezza con murature molto massicce e costruite con materiali aventi buone caratteristiche meccaniche. L'adozione di dispositivi a vincolo provvisorio è consigliabile, pena l'attingimento di fortissime sovrasollecitazioni al lembo compresso dei setti murari ($2.5 < \eta < 3$ per $\Delta t = 30^{\circ}\text{C}$).

L'ultimo intervallo di variazione del parametro $1/\chi$ analizzato nel riferimento [59] è il seguente:

$$0 < \frac{1}{\chi} < 50 \times 10^{-6}$$

Quest'ultimo campo di variazione del parametro $1/\chi$ corrisponde a casi in cui le murature esibiscono elevatissime rigidzze. In questi casi il ricorso ai dispositivi a vincolo provvisorio è indispensabile per evitare fortissime concentrazioni di tensione sotto valori di Δt anche molto contenuti ($\eta > 3$ per $\Delta t = 30^{\circ}\text{C}$).

Con riferimento alla chiesa di Carife, ipotizzando un valore medio del modulo elastico della muratura E_m compreso tra $50\,000 \text{ kg/cm}^2$ e $100\,000 \text{ kg/cm}^2$, si ha un valore di $1/\chi$ compreso tra $125 \cdot 10^{-6}$ e $250 \cdot 10^{-6}$. Pertanto è giustificabile l'impiego dei dispositivi a vincolo provvisorio. Tale intervallo è rappresentato nella Fig. 3.4.10 da un segmento a tratto pieno.

I dispositivi a vincolo provvisorio adottati sulla chiesa di Carife sono costituiti da ammortizzatori oleodinamici con portata massima pari a $20t$, disposti lungo il lato della navata principale posto in corrispondenza degli appoggi scorrevoli delle capriate. Lungo il lato opposto della navata sono stati invece adoperati vincoli fissi. L'utilizzo di due apparecchi a vincolo provvisorio per ciascun appoggio ha consentito di rendere più funzionale il dettaglio costruttivo del collegamento tra il piede della capriata, il corrente

di bordo della falda e la piastra di ancoraggio del dispositivo. L'ammortizzatore è stato realizzato in acciaio inox, allo scopo di ridurre al minimo i problemi di corrosione, limitando di conseguenza anche le operazioni di manutenzione.

Il principio di funzionamento del dispositivo a vincolo provvisorio adottato nella chiesa di Carife conduce ad una resistenza trascurabile del dispositivo quando questo sia sollecitato lentamente. Viceversa, sotto azioni dinamiche che inducono forti velocità nei punti di appoggio, come avviene tipicamente sotto azioni sismiche di rilevante importanza, il dispositivo sviluppa invece forti reazioni alle masse vincolate.

E' doveroso dare qualche indicazione del costo dei dispositivi in discorso, espresso in termini del rapporto tra il costo complessivo dei dispositivi a vincolo provvisorio ed il costo di altre categorie di lavori contemplati dell'intervento di consolidamento. Nel caso dell'intervento sulla chiesa di Carife, il costo dei dispositivi a vincolo provvisorio è risultato pari al 5.38% del costo dell'intera struttura di copertura; al 2.33% del costo di tutti gli interventi di consolidamento statico e soltanto all'1.19% del costo globale dell'intervento di restauro statico architettonico. Tali rapporti mettono in evidenza la notevole convenienza dell'impiego dei dispositivi a vincolo provvisorio sotto il profilo economico, con riferimento al caso studio in esame.

Fasi della messa in opera e dettagli costruttivi

È interessante mostrare, dal punto di vista esecutivo, le fasi degli interventi in copertura, che includono la realizzazione del cordolo, la messa in opera delle piastre che alloggiavano i dispositivi a vincolo provvisorio e la messa in opera di tali dispositivi. Le immagini che seguono illustrano alcuni dettagli delle fasi costruttive in discorso.



Particolare del posizionamento delle piastre per vincoli fissi e scorrevoli



Struttura metallica di copertura (grigliato, capriata)



Particolari della messa in opera dei dispositivi oleodinamici a vincolo provvisorio

3.5 Palazzo Gagliardi-Sardi a L'Aquila

Gianmario Benzoni

Department of Structural Engineering - University of California, San Diego

Fernando Fraternali

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Giuseppe Rocchetta

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Immagini e dettagli tecnici riprodotti con permesso da: *Vetturini, R. (2012). Palazzo Gagliardi-Sardi: Isolamento sismico alla base di un edificio monumentale nel centro storico di L'Aquila. In: Atti del 15° Congresso Internazionale di Ingegneria Sismica; Lisbona, 24-28 settembre 2012. Disponibile online su Divisare – The Atlas of Architecture all'url: <<https://divisare.com/projects/219028>>.*



Fig. 3.5.1: Vista di palazzo Gagliardi a L'Aquila

Il palazzo Gagliardi (Fig. 3.5.1), ubicato nel centro storico del comune dell'Aquila, fu danneggiato severamente del terremoto del 6 aprile 2009 [85].

Un intervento di consolidamento di tale edificio che non coinvolgesse l'isolamento sismico (*fasciature con FRP, cordoli, ecc.*) sarebbe risultato oneroso ed invasivo, tenuto conto soprattutto del pregio architettonico dell'opera. L'intervento qui presentato ha preferito orientarsi sulla tecnica dell'isolamento alla base, in modo tale da ridurre, quanto più possibile gli interventi in elevazione.

Descrizione della struttura

Il fabbricato di palazzo Gagliardi è iscritto in un rettangolo di 58.00 m × 18.00 m circa, presenta una corte interna ed ha un'altezza fuori terra di 15.00 m (Fig. 3.5.2). I livelli dell'edificio sono 3, cui si aggiunge una soffitta praticabile. La facciata principale affaccia sul lato sud-orientale ed è antistante la chiesa di San Flaviano. Al centro si erge un portale in stile barocco con datazione 1710 alla cui sommità spicca un balconcino.

I solai sono in latero cemento e vi è la presenza di numerose volte che non presentano elementi di eliminazione delle spinte quali catene, cordoli ecc.

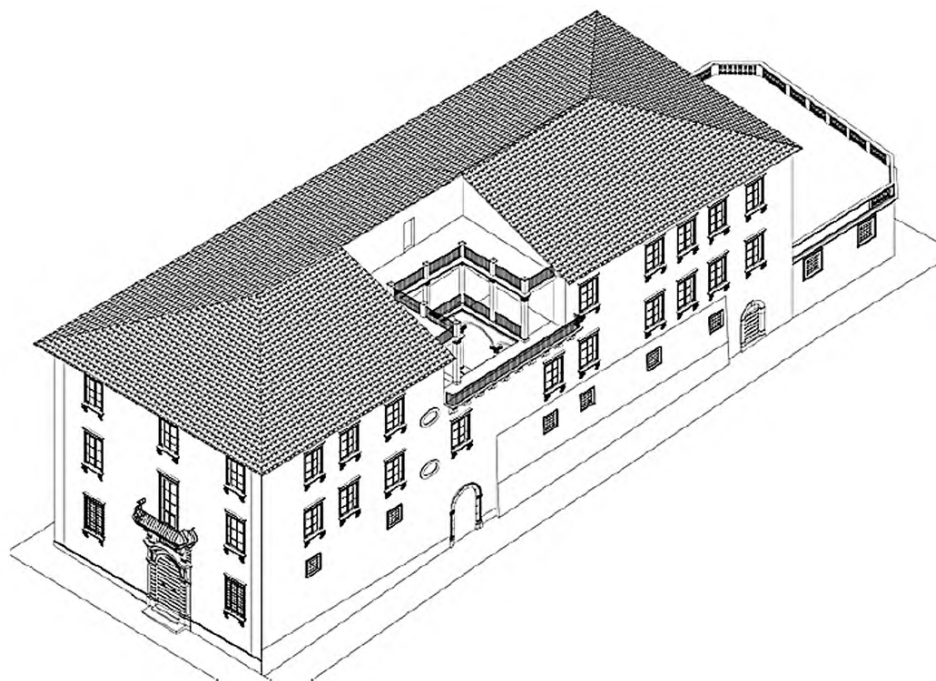


Fig. 3.5.2: Vista 3D della struttura

di tiranti in corrispondenza dei solai, allo scopo di evitare fenomeni di ribaltamento delle pareti e per eliminare le spinte delle volte. Per i solai sono stati previsti opere di irrigidimento con solette di piano e connettori. Sono state anche rinforzate con cordoli le coperture esposte a pericolo di crollo imminente.

Per quanto riguarda specificamente le volte, si rileva che tali strutture esse sono state svuotate dei riempimenti e rinforzate mediante applicazione di una rete in composito tipo Ruredil X-Mesh all'estradosso. Nel caso delle volte al primo piano che insistono su dei tramezzi poggianti a loro volta in falso su volte sottostanti, sono state realizzate delle strutture reticolari con profili compositi pultrusi, posizionate in corrispondenza delle reni delle volte. La scelta dei profili pultrusi leggeri ha consentito di movimentare agevolmente tali strutture in spazi ristretti.

Progettazione del sistema di isolamento

La scelta di un intervento di adeguamento mediante isolamento sismico, in sostituzione di tecniche di rinforzo di tipo più tradizionale, è stata dettata soprattutto dalla particolare valenza storico-architettonica che l'edificio riveste. Si è ritenuto che solo l'adozione di tale tecnica potesse adeguare sismicamente l'edificio senza stravolgere lo stato preesistente del manufatto. Come si è più volte osservato in precedenza, l'intervento di isolamento è orientato a ridurre la domanda sismica, attraverso una riduzione delle azioni sismiche sulla struttura in elevazione, rispetto al caso di edificio a base fissa.

La realizzazione dell'isolamento sismico ha richiesto tuttavia un intervento invasivo nel piano di fondazione, ove è stato previsto l'inserimento di un cordolo in cemento armato formante una sottofondazione, al fine di garantire una distribuzione uniforme dei carichi della sovrastruttura sul sistema isolante. È stato anche inserito un giunto di 25 cm tra il corpo di fabbrica a tre livelli e quello ad un solo livello (Fig. 3.5.2), allo scopo di regolarizzare, per quanto possibile, la configurazione planimetrica dell'edificio.

Ultimata la realizzazione della sottofondazione, eseguita per cantieri, e garantita una sufficientemente uniforme distribuzione delle sollecitazioni al piede delle pareti, si è passati alla realizzazione di una fondazione ad un livello più in basso (*platea*), solidale al terreno, sulla quale sono stati realizzati i baggioli per l'appoggio degli isolatori, mediante l'impiego di martinetti a perdere (Fig. 3.5.4). La Fig. 3.5.5 illustra la sezione trasversale tipo dell'edificio isolato.



Fig. 3.5.4: Disposizione degli isolatori in fondazione

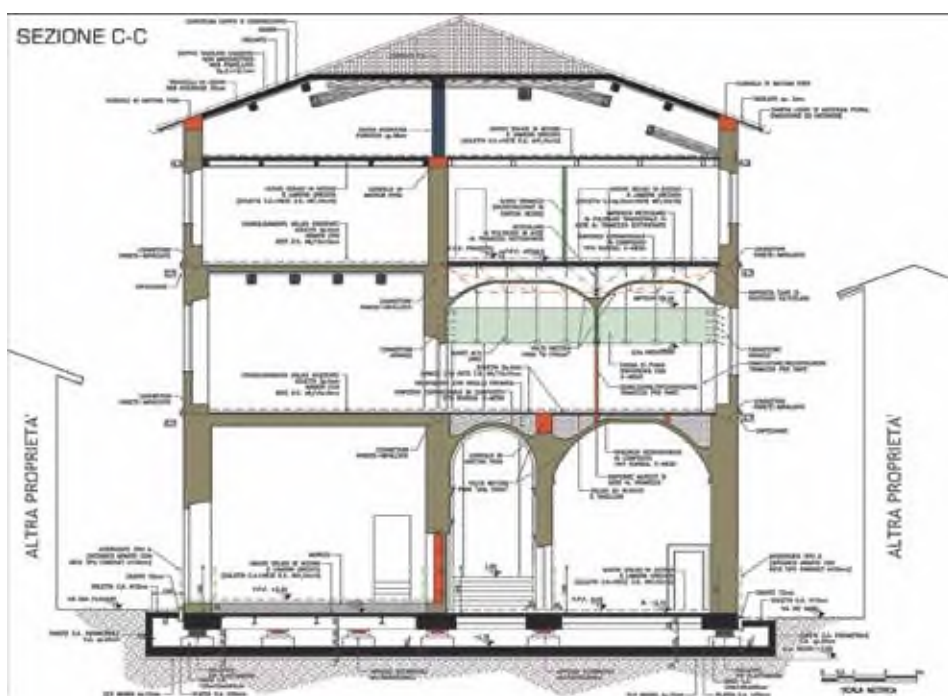


Fig. 3.5.5: Sezione trasversale tipo dell'edificio isolato

Il dimensionamento del sistema di isolamento si è fondato sulla scelta di progetto del livello di accelerazione massima trasmettibile alla sovrastruttura. Si è scelto di assumere come massima accelerazione della sovrastruttura dell'edificio isolato il valore $a_{g, is} = 0.059 \text{ g}$ (contro un valore dell'accelerazione di picco della struttura a base fissa pari a $a_{g, bf} = 0.616 \text{ g}$), che corrisponde ad una capacità prestazionale allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita sotto il terremoto di progetto. Nella Fig. 3.5.6 sono visibili i livelli di accelerazione corrispondenti al periodo fondamentale della struttura a base fissa T_{bf} (0.27 s) e della struttura isolata T_{is} (2 s). La soluzione di isolamento adottata garantisce un forte disaccoppiamento della risposta della struttura in elevazione da quella del suolo, grazie ad un rapporto T_{is}/T_{bf} superiore a 6.

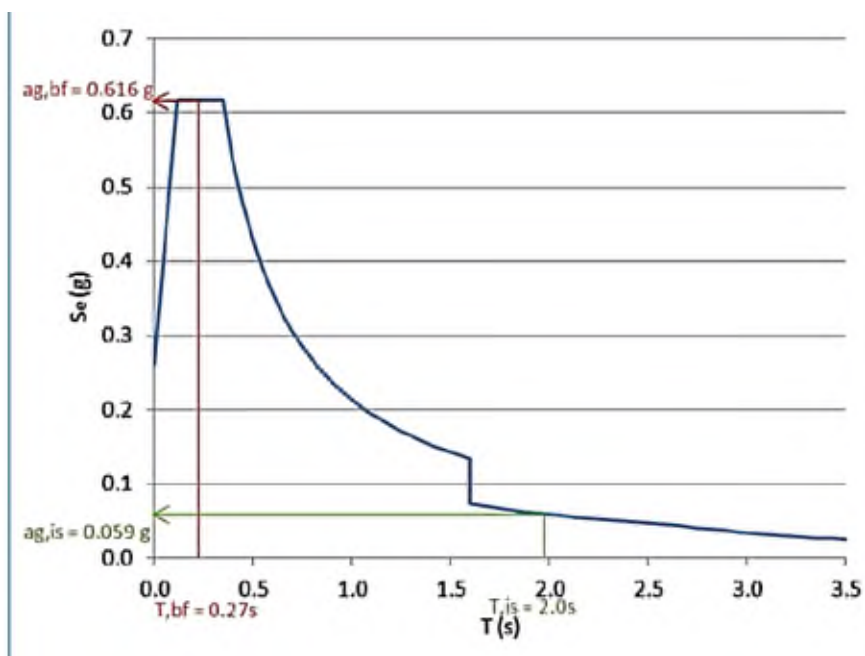


Fig. 3.5.6: Spettro elastico

Sono stati impiegati sia dispositivi elastomerici in gomma piombo (Lead Rubber Bearings) che slitte multidirezionali. Gli isolatori in gomma-piombo, prodotti dalla FIP industriale SpA con codice prodotto LRB-S 500/100-110, sono costituiti da un appoggio elastomerico armato con nucleo di piombo al centro (Fig. 3.5.7). La presenza del nucleo di piombo, avente la funzione di

elemento dissipatore, consente al dispositivo di raggiungere un coefficiente di smorzamento effettivo fino al 30% (vedi la tabella che segue). Le slitte, di tipo multidirezionale, consentono uno spostamento massimo di +/- 75 mm in direzione longitudinale e trasversale con un valore massimo di carico verticale di 1500kN.



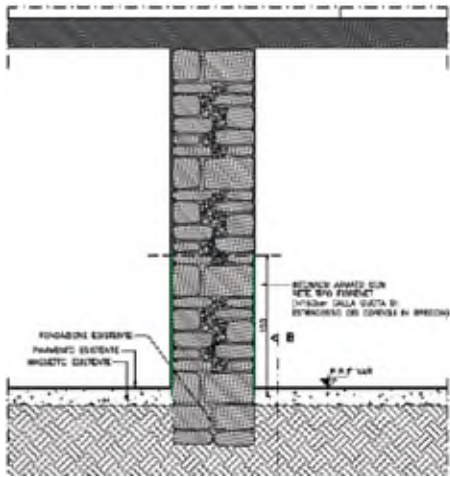
Fig. 3.5.7: Isolatore gomma-piombo LRB-S 500/100-110

| SPOSTAMENTO 100 mm | | | | | | | | | | | | | |
|--------------------|---|-----------------|--|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----|-----|-----|
| LRB-S | V | F _{sd} | K _e | ξ _e | F ₂ | F ₁ | d ₁ | K _v | D ₁ | t _e | h | H | Z |
| | kN | kN | KN/mm | % | kN | kN | mm | KN/mm | mm | mm | mm | mm | mm |
| | | | per d _e ⁹⁰ = 83 mm | | | | | | | | | | |
| LRB-S 500/100-110 | 2700 | 3630 | 1.94 | 35 | 162 | 106 | 8 | 1164 | 500 | 100 | 197 | 247 | 550 |
| V | Carico verticale massimo agente sull'isolatore in presenza di sisma corrispondente allo SLC (allo spostamento d ₁ ^{SLC}) | | | | | | | | | | | | |
| F _{sd} | Carico verticale massimo agente sull'isolatore in assenza di sisma (SLU), concomitante con rotazione 0 e spostamento orizzontale 10 mm | | | | | | | | | | | | |
| K _e | Rigidezza orizzontale equivalente (allo spostamento d ₁ ^{SLC}) | | | | | | | | | | | | |
| ξ _e | Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente (allo spostamento d ₁ ^{SLC}) | | | | | | | | | | | | |
| F ₂ | Forza massima (allo spostamento d ₁ ^{SLC}) | | | | | | | | | | | | |
| F ₁ | Forza al limite elastico | | | | | | | | | | | | |
| d ₁ | Spostamento al limite elastico | | | | | | | | | | | | |
| K _v | Rigidezza verticale | | | | | | | | | | | | |
| D ₁ | Diametro elastomero | | | | | | | | | | | | |
| t _e | Spessore totale gomma | | | | | | | | | | | | |
| h | Altezza escluse piastre di ancoraggio | | | | | | | | | | | | |
| H | Altezza totale incluse piastre di ancoraggio | | | | | | | | | | | | |
| Z | Lato piastre di ancoraggio | | | | | | | | | | | | |

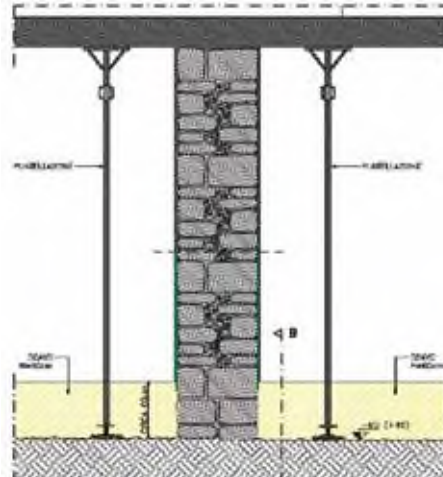
Tabella 3.5.1: Caratteristiche dell'isolatore LRB-S 500/100-110 [www.fipindustriale.it]

Fasi della messa in opera dei dispositivi di isolamento

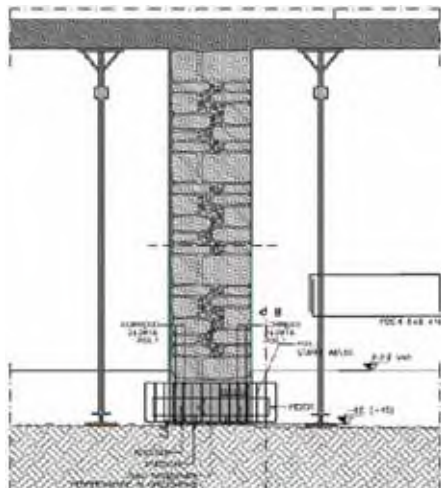
Le fasi di messa in opera degli isolatori prescelti sono illustrate in forma grafica nelle figure che seguono, alle quali si rimanda per i dettagli tecnici.



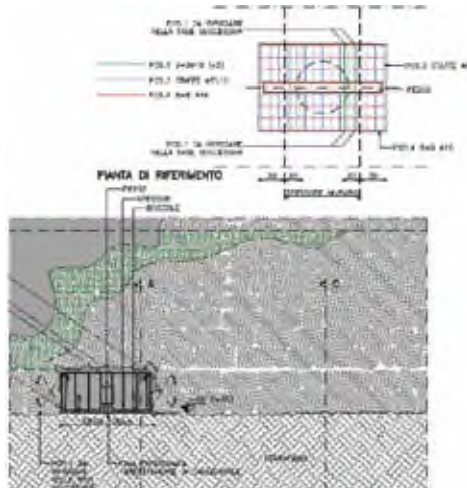
Rinforzo locale della parte basamentale delle murature

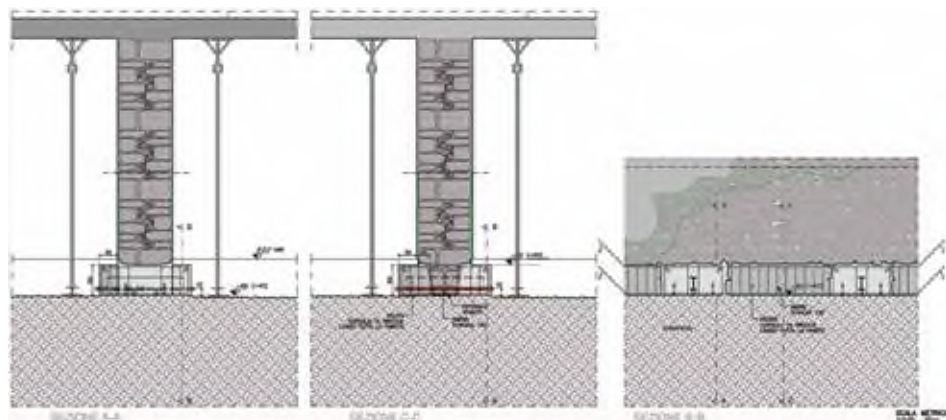


Esecuzione di uno scavo a ridosso delle murature con approfondimento piano di 80cm; Puntellamento ad ogni livello fino a terra di solai e volte per scaricare le murature

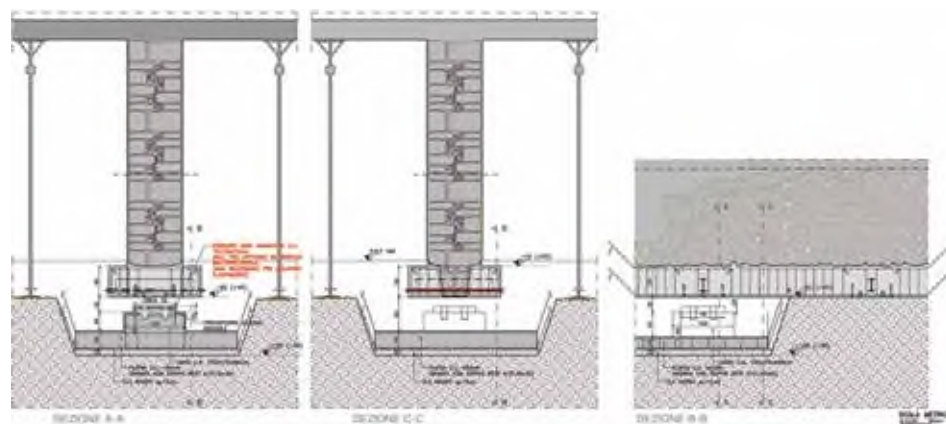


Esecuzione di scassi sulle murature per la realizzazione dei cosiddetti «passanti» in corrispondenza delle posizioni individuate per l'inserimento degli isolatori

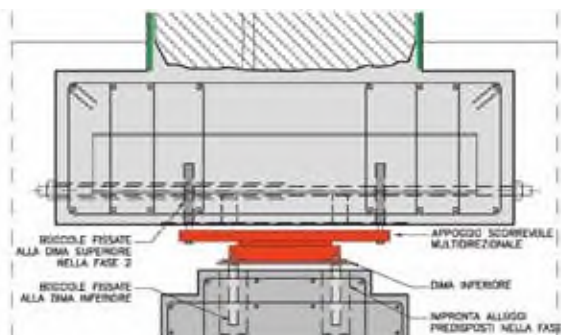




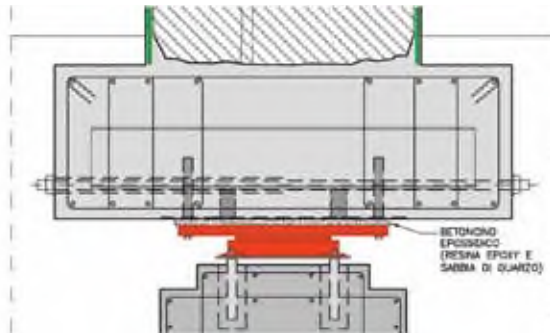
Completamento dei cordoli longitudinali e tesatura delle barre dywidag



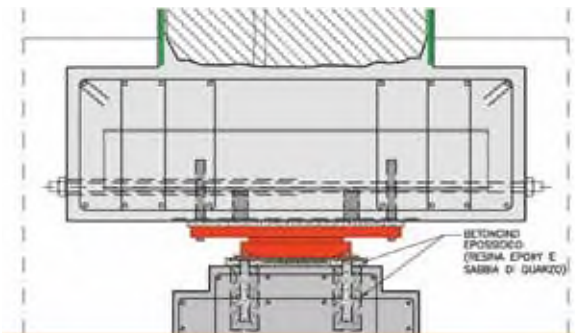
Scavo per cantieri ed esecuzione della platea nervata



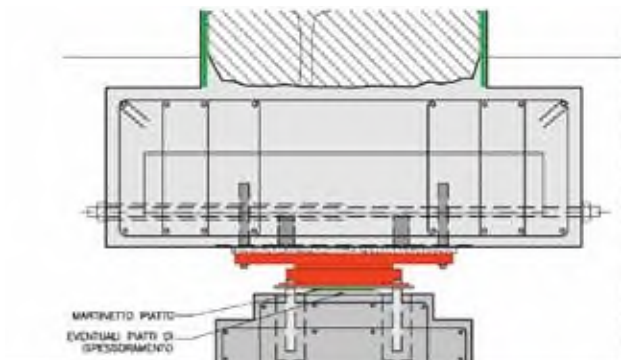
Inserimento isolatore completo di “dima” inferiore e boccole di fissaggio negli appositi alloggi, il tutto appeso alle boccole superiori posizionandolo perfettamente in orizzontale



Sigillatura estradosso isolatore con betoncino epossidico (resina epoxy e sabbia di quarzo)



Sigillatura intradosso con malta espansiva ad alta resistenza



Messa in carico martinetto piatto (cella di carico) iniettando resina bicomponente

3.6 Scuola Elementare Quasimodo a Riposto (Catania)

Gianmario Benzoni

Department of Structural Engineering - University of California, San Diego

Fernando Fraternali

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Giuseppe Rocchetta

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Immagini e dettagli tecnici riprodotti con permesso da: Neri, F. (2009). *L'isolamento sismico alla base per il retrofit della scuola elementare Quasimodo a Riposto (CT)*. In: *Atti del XIII Convegno ANIDIS "L'ingegneria Sismica in Italia"*: Bologna. Disponibile online su StudyLib all'url: <https://studylibit.com/doc/3637718/l-isolamento-sismico-alla-base-per-il-retrofit-della-scuo>

Situata a circa 30 km da Catania, la scuola elementare Quasimodo fu costruita in opera in c.a. alla fine degli anni '70 del secolo scorso. Tale edificio presentava carenze strutturali fin dalla sua realizzazione. L'edificio è collocato in una zona pianeggiante ad una distanza di circa 500 m della fascia costiera ionica. Le indagini geologiche indicano un terreno classificato di tipo B, ai sensi della OPCM 3274. La zona sismica è di II categoria con $PGA=0.25$ g. [67].



Fig. 3.6.1: Vista della scuola elementare Quasimodo

Descrizione della struttura

La struttura presenta due piani fuori terra ed un piano seminterrato. Esibisce un'irregolarità in pianta dovuta al fatto che i due corpi a pianta quadrata che

la compongono sono collegati da un disimpegno centrale nel quale sono stati inseriti i collegamenti verticali. Le dimensioni in pianta sono approssimativamente di 55.00 m x 25.00 m, coprendo una superficie di circa 800 m² ed un volume di circa 8000 m³.

La struttura portante è di c.a. gettato in opera ed include telai portanti, solai in latero cemento e fondazioni dirette. I saggi sui materiali hanno riscontrato parametri meccanici inferiori a quelli previsto nel progetto originario della struttura. In considerazione della disponibilità di una ridotta documentazione progettuale, sono state effettuate indagini *in situ*, consistenti in un rilievo geometrico strutturale, in saggi per l'individuazione delle armature ed in prove di laboratorio per l'individuazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali. Si è pervenuti in tal modo ad un livello di conoscenza di livello "LC2" ai sensi delle norme tecniche vigenti.

Inadempienze e adeguamenti

In accordo alla normativa O.P.C.M. 3274, la fase preliminare di indagini ha condotto ad una verifica della vulnerabilità sismica dello stato di fatto. Le indagini hanno incluso un accurato rilievo geometrico e strutturale (*travi, pilastri e fondazioni*), indagini pacometriche per individuare l'armatura presente, nonché



Fig. 3.6.2: Immagine che mette in luce carenze strutturali dovute alla perdita del coperifero

il rilievo dei particolari dei nodi e delle caratteristiche meccaniche dei materiali. Tali indagini hanno messo in luce un rilevante stato di degrado della struttura e l'incapacità della stessa di resistere alle azioni di progetto previste dalle norme tecniche vigenti all'epoca dell'intervento di adeguamento (NTC 2008).

Prima della messa in opera dell'isolamento sismico, è stato necessario intervenire sulle strutture in elevazione per ripristinarne la corretta funzionalità statica, mediante tecniche di rinforzo tradizionali (*rinforzo dei pilastri, rinforzo armature solaio, ripristino tamponature, ecc.*), allo scopo di poter conferire a tali strutture la necessaria resistenza nei confronti dei carichi verticali.

Progettazione del sistema di isolamento

La scarsa qualità dei materiali e le irregolarità geometriche rilevate nella fase preliminare di indagini hanno condotto i progettisti ad orientarsi verso la tecnica dell'isolamento sismico come strategia di adeguamento sismico, in modo da ridurre il più possibile l'entità gli interventi di rinforzo necessari sulle strutture in elevazione.

Considerata l'irregolarità in pianta della struttura, la fase di progettazione del sistema di isolamento ha richiesto diverse iterazioni prima di convergere alla soluzione finale. La disposizione degli isolatori e degli appoggi a slitta è stata ottimizzata al fine di eliminare e/o ridurre gli effetti torsionali. Al fine di ottimizzare i costi per la fornitura dei dispositivi (forniti dalla FIP Industriale), si è cercato di impiegare il numero minore possibile di tipologie diverse di isolatori. La progettazione finale ha impiegato 33 isolatori elastomerici ad elevato smorzamento del tipo SI-N 400/108 (*400 è il diametro elastomerico, 108 è lo spessore totale della gomma*) disposti lungo il perimetro dell'edificio. Nella parte centrale sono stati impiegati invece 16 isolatori a scorrimento multidirezionali tipo "Vasoflon" (slitte), che hanno capacità di carico massimo pari a 1750 KN e scorrimento orizzontale massimo pari a ± 250 mm (Fig. 3.6.3).

| SPOSTAMENTO 210 mm | | | | | |
|--------------------|---|-------|-------|-------|-------|
| SI-N | V | K_e | K_v | D_g | t_e |
| | kN | KN/mm | KN/mm | mm | mm |
| SI-N 400/108 | 750 | 0.931 | 701 | 400 | 108 |
| V | Carico verticale massimo agente sull'isolatore in presenza di sisma corrispondente allo SLC | | | | |
| K_e | Rigidezza orizzontale equivalente | | | | |
| K_v | Rigidezza verticale | | | | |
| D_g | Diametro elastomero | | | | |
| t_e | Spessore totale gomma | | | | |

Tabella 3.6.1: Proprietà meccaniche degli isolatori impiegati

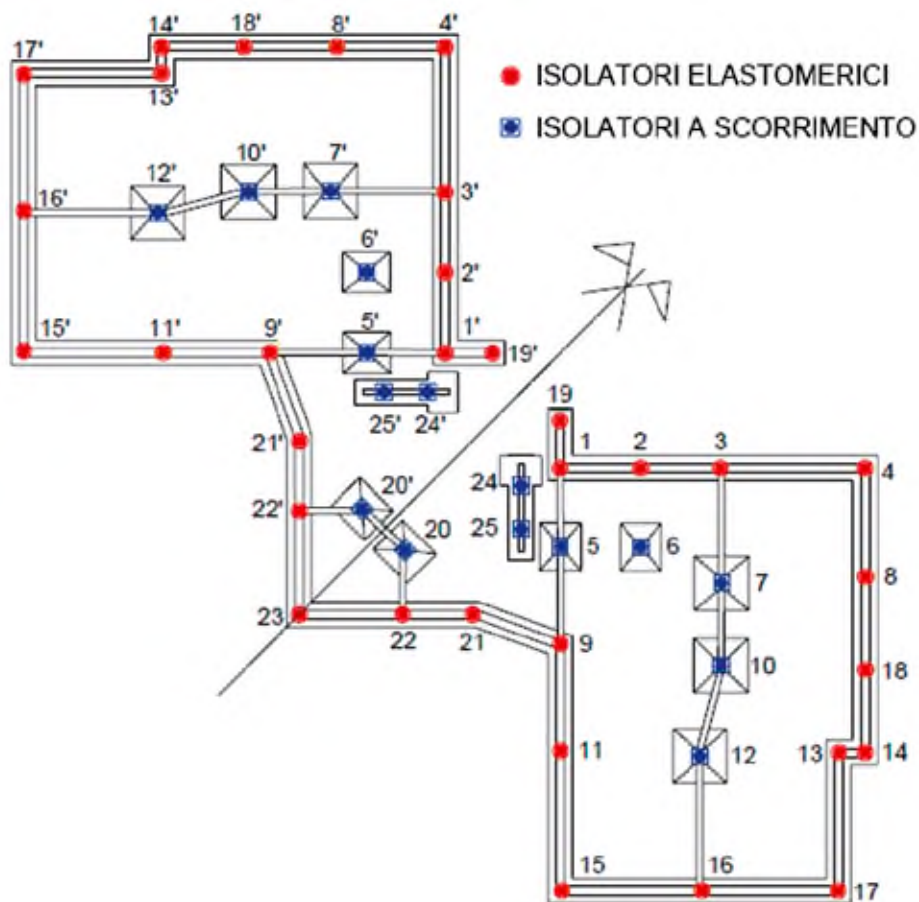


Fig. 3.6.3: Pianta fondazioni e disposizione degli isolatori

L'adozione della strategia di isolamento illustrata in grafico in Fig. 3.6.3 ha condotto ad incrementare il periodo fondamentale della struttura isolata di tre volte rispetto a quello della struttura a base fissa, portandolo al valore $T_{is} = 1.71$ s, con una domanda di spostamento pari a 205 mm. In termini di taglio alla base dell'edificio si è passati da un valore di circa 5.800 kN, riferito alla struttura a base fissa, a circa 2.900 kN per la struttura isolata. Una estesa campagna di analisi non lineari ha consentito di stimare il tasso di miglioramento delle caratteristiche resistenti della struttura da circa il 35% dello stato ante isolamento (grazie agli interventi sulle strutture verticali precedentemente descritti) ad un livello prossimo al 95% a seguito dell'intervento di isolamento.

Fasi della messa in opera dei dispositivi di isolamento

Particolare attenzione è stata posta, nella fase realizzativa, alla messa in opera dei dispositivi di isolamento ed all'adeguamento dei giunti strutturali, degli impianti tecnologici e degli elementi non strutturali. Le principali fasi della messa in opera degli isolatori sono illustrate nelle figure che seguono.



Fase 1: Realizzazione dei baggioli



Fase 2: Taglio dei pilastri



Fase 3: Inserimento degli isolatori



Fase 4: Isolatore inserito



Fase 5: Ringrosso dei pilastri centrali



Fase 6: Inserimento degli isolatori a scorrimento

3.7 Condominio Via Piave a L'Aquila

Gianmario Benzoni

Department of Structural Engineering - University of California, San Diego

Fernando Fraternali

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Giuseppe Rocchetta

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Immagini e dettagli tecnici riprodotti con permesso da: *Vetturini, R. (2014). Condominio Via Piave: Isolamento sismico alla base di un edificio per civile abitazione in L'Aquila. Disponibile su Divisare - The Atlas of Contemporary Architecture all'url: <<https://divisare.com/projects/250007>>*



Fig. 3.7.1: Vista del Condominio di Via Piave a L'Aquila

Il Condominio Via Piave, situato nel centro storico di L'Aquila, è costituito da due corpi di fabbrica, edificati in epoche diverse [87]. Il primo risale agli anni '30 del secolo scorso ed ha una struttura portante in muratura; mentre il secondo, costruito negli anni '60 in adiacenza al primo, ha una struttura portante di cemento armato con telai. Sebbene il corpo di fabbrica in muratura sia stato ben concepito dal punto di vista strutturale, indagini effettuate in sito hanno evidenziato che esso era stato realizzato con materiali scadenti. Il complesso edilizio, danneggiato a seguito dell'evento sismico del 6 aprile 2009, presenta numerose decorazioni ed elementi architettonici di pregio che lo classificano come edificio storico (Fig. 3.7.1).

Descrizione della struttura

Il corpo di fabbrica in muratura del Condominio in esame, composto di tre livelli di cui uno parzialmente interrato, presenta dimensioni in pianta di 18.0 m x 10.9 m ed altezza di gronda di 9.35 m. Esso è costituito da una muratura in blocchi lapidei di spessore di circa 60 cm al piano interrato, muratura in mattoni pieni e spessore di circa 45 cm ai piani superiori. Tale struttura si configura come muratura armata a causa della presenza di pilastri in calcestruzzo armati con barre lisce in corrispondenza delle aperture, di cordoli ai vari livelli e di architravi al di sopra delle aperture

Il corpo di fabbrica in cemento armato, si sviluppa in pianta con dimensioni pari a 16.5 m x 6.0 m e presenta dieci pilastri con sezione 40 cm x 40 cm su tutti i livelli. Le travi in elevazione hanno una sezione di 40x45 cm sul lato lungo e 35 cm x 45 cm sul lato corto; mentre le travi interne presentano sezione di 45 cm x 25 cm. Il solaio è in latero-cemento, di spessore 25 cm e le fondazioni, di larghezza variabile, hanno un'altezza di 70 cm. Le chiusure perimetrali sono realizzate con tamponature in forati a doppia foderata con presenza di intercapedine.

I due corpi di fabbrica di cui sopra sono separati da un giunto di ampiezza pari a soli 2-3 cm. A seguito dell'evento sismico del 6 aprile 2009 ed a causa della presenza all'interno del giunto di materiale inerte di risulta, i due corpi di fabbrica si sono comportati come una struttura unica, di forma irregolare, caratterizzata da una risposta sismica fortemente influenzata da effetti torsionali. Questo tipo di risposta ha causato marcati danneggiamenti, soprattutto nelle zone maggiormente eccentriche rispetto al baricentro del sistema formato dall'unione dei due corpi di fabbrica (Fig. 3.7.2).



Fig. 3.7.2: Vista in pianta dei due corpi di fabbrica

Descrizione dei danni e degli interventi di riparazione

A seguito dell'evento sismico del 6 aprile 2009, l'edificio ha subito ingenti danni sia nelle parti strutturali che in quelle non strutturali, soprattutto per quanto riguarda il corpo di fabbrica in muratura (vedi Fig. 3.7.3 e Fig. 3.7.4),

I rilievi effettuati in sito sul corpo di fabbrica in muratura hanno messo in evidenza lesioni riconducibili a meccanismi del II ordine (taglio e pressoflessione complanari). Sono invece risultati assenti, grazie alla presenza dei cordoli di piano e della muratura armata, dissesti del I ordine (ribaltamento o pressoflessione fuori piano). In corrispondenza delle aperture sono stati rilevate inoltre lesioni diagonali. La presenza di pilastrini e cordoli in c.a. che formano telai chiusi, hanno evitato danneggiamenti delle fasce di piano.

Per quanto riguarda invece il corpo di fabbrica in cemento armato, i rilievi in sito hanno invece rivelato danni per espulsione del copriferro e fessurazioni del calcestruzzo.



Fig. 3.7.3: Danno per lesioni da taglio

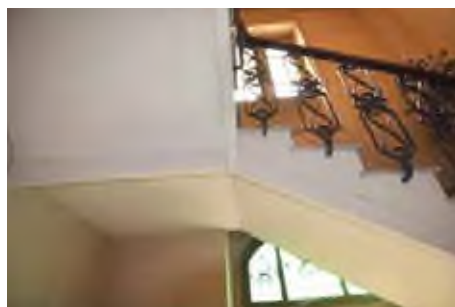


Fig. 3.7.4: Danno in corrispondenza delle scale

La progettazione e l'implementazione di un intervento di isolamento sismico ha richiesto una preventiva azione di ripristino delle capacità minime portanti delle strutture in elevazione, attraverso tecniche tradizionali (scuci e cuci, rinforzo armature, ecc.), nonché il rinforzo delle componenti non strutturali danneggiate (tamponature, tramezzi, ecc.).

Progettazione del sistema di isolamento

Più ipotesi sono state vagliate per l'adeguamento sismico dei due corpi di fabbrica che costituiscono l'edificio in esame, una volta scartata l'ipotesi di demolizione del corpo in calcestruzzo e la sua successiva ricostruzione. Un'ipotesi conservativa consisteva nell'uniformare la tipologia strutturale dei due corpi di

fabbrica, rendendo il corpo in calcestruzzo simile all'edificio in muratura, attraverso la sostituzione delle tamponature con murature portanti. I due fabbricati sarebbero poi stati collegati tra loro, trasformandoli in una struttura unica. Un simile intervento avrebbe però stravolto completamente l'essenza dei due fabbricati ed avrebbe comportato non poche difficoltà operative per la presenza di importanti elementi architettonici e decorativi nell'edificio. Va anche considerato che, allo scopo di ridurre gli spostamenti differenziali tra i due corpi ed evitare il martellamento, sarebbero stati necessari interventi che avrebbero incrementato la rigidità delle strutture, determinando un incremento delle azioni sismiche attese.

In considerazione delle osservazioni sopra esposte, l'intervento realizzato si è invece orientato alla riduzione della domanda sismica sulla struttura in elevazione, isolando opportunamente tale struttura dal suolo. L'intervento di isolamento venne localizzato al solo livello delle fondazioni, riconducendo l'intervento di recupero ai piani in elevazione ad una semplice riparazione. Per ridurre gli spostamenti differenziali tra i due corpi di fabbrica che compongono l'edificio, gli impalcati posti al di sopra della quota degli isolatori sono stati solidarizzati realizzando un unico diaframma con struttura in acciaio-calcestruzzo.

Il progetto di isolamento ha previsto 24 isolatori elastomerici del tipo FIP SI-S 450/102 (vedi Fig. 3.7.5, proprietà meccaniche nella tabella che segue) e 22 dispositivi del tipo a scorrimento (slitte) FIP VASOFLOM VM 100/400/400 (carico verticale 1000 kN, spostamenti +/- 400 mm). L'elevato numero di isolatori previsti è motivato dalla necessità di contenere la distanza in pianta tra i diversi dispositivi (intorno a 2.5 m e 3.5 m), al fine di evitare opere di sottofondazione di dimensioni elevate. Le immagini che seguono illustrano la disposizione in pianta ed in sezione degli isolatori.



Fig. 3.7.5: Isolatore elastomerico FIP SI-S 450/102 [www.fipindustriale.it]

| SPOSTAMENTO 200 mm | | | | | | | | | | |
|--------------------|--|-----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----|-----|-----|-----|
| SI-S | V | F _{sd} | K _x | K _y | D _e | t _e | h | H | Z | W |
| | kN | kN | KN/mm | KN/mm | mm | mm | mm | mm | mm | kg |
| SI-S 450/102 | 900 | 3570 | 0.62 | 725 | 450 | 102 | 190 | 240 | 500 | 220 |
| V | Carico verticale massimo agente sull'isolatore in presenza di sisma corrispondente allo SLC | | | | | | | | | |
| F _{sd} | Carico verticale massimo agente sull'isolatore in assenza di sisma (SLU), concomitante con rotazione 0 e spostamento orizzontale 10 mm | | | | | | | | | |
| K _x | Rigidezza orizzontale equivalente | | | | | | | | | |
| K _y | Rigidezza verticale | | | | | | | | | |
| D _e | Diametro elastomero | | | | | | | | | |
| t _e | Spessore totale gomma | | | | | | | | | |
| h | Altezza escluse piastre di ancoraggio | | | | | | | | | |
| H | Altezza totale incluse piastre di ancoraggio | | | | | | | | | |
| Z | Lato piastre di ancoraggio | | | | | | | | | |
| W | Peso isolatore escluse zanche | | | | | | | | | |

Tabella 3.7.1: Proprietà dell'isolatore elastomerico FIP serie S (mescola morbida)



Fig. 3.7.6: Disposizione in pianta degli isolatori

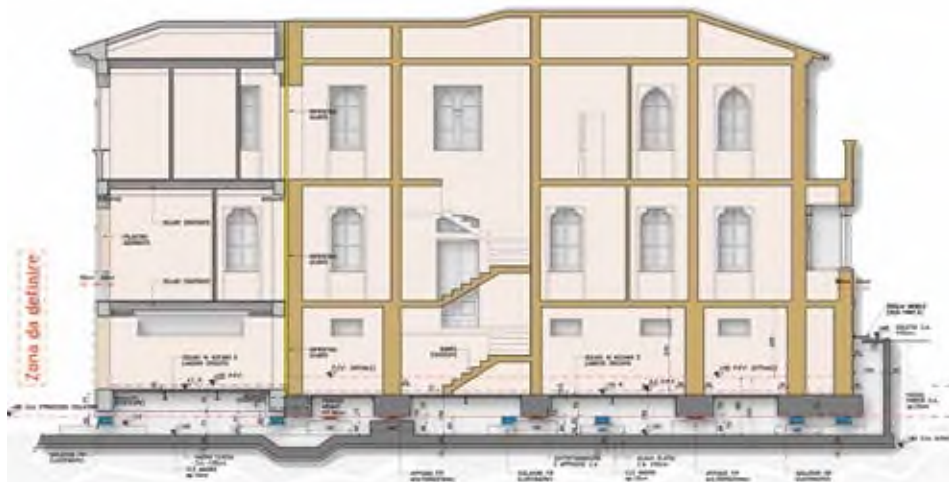


Fig. 3.7.7: Sezione 1-1

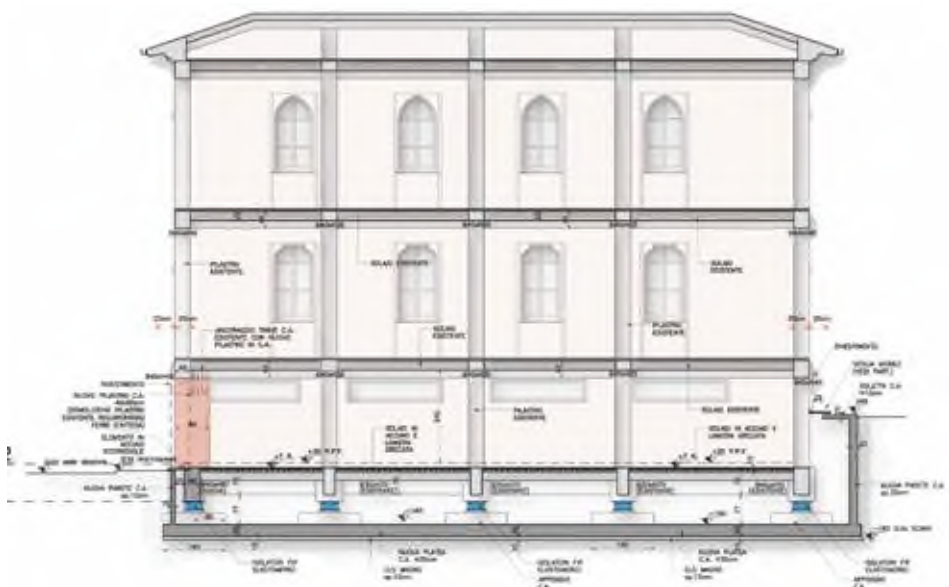


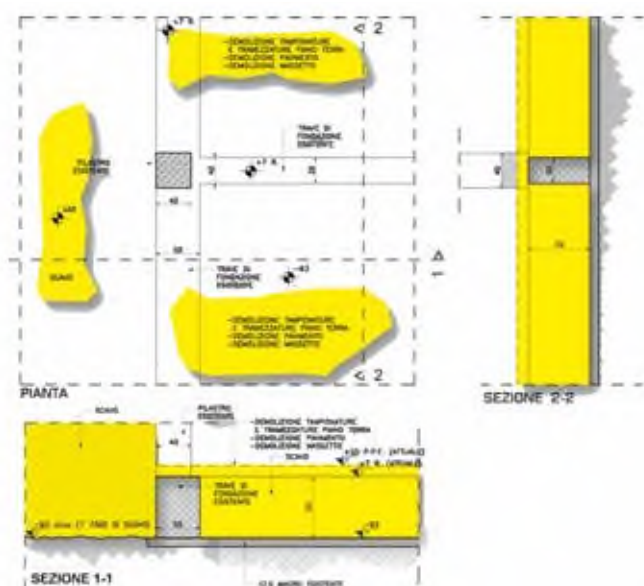
Fig. 3.7.8: Sezione 2-2

Fasi della messa in opera dei dispositivi di isolamento

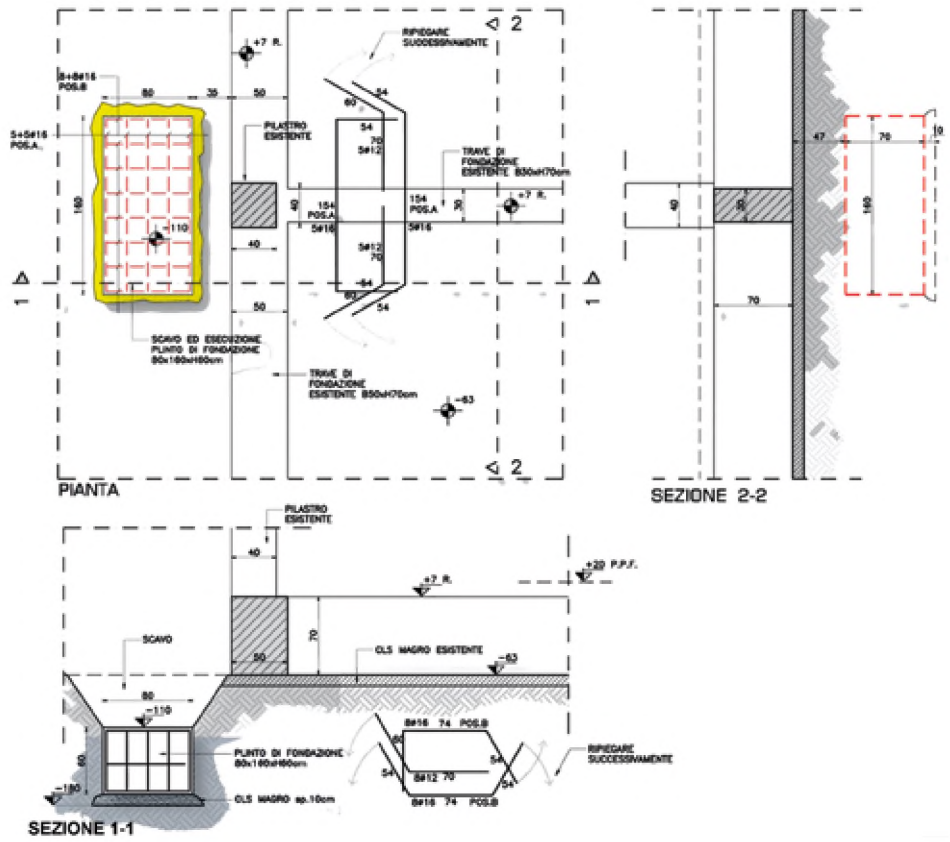
La tecnica utilizzata per la realizzazione del sistema di isolamento ha utilizzato conoscenze e tecniche note nell'ambito della realizzazione di sottofon-

dazioni in murature che scaricano direttamente sul terreno. Una volta riparati gli elementi murari che presentavano carenze strutturali significative, è stato solidarizzato il giunto pre-esistente posto appena sopra il livello dell'isolamento, in modo da limitare gli spostamenti differenziali in elevazione che formano i due corpi di fabbrica dell'edificio. Per quanto riguarda gli impianti, elettrici, idraulici, si sono adoperati accorgimenti tecnici (inserimento di giunti elastici nelle tubazioni) tali che gli spostamenti tra la parte in elevazione e quella al di sotto del piano sismico non provocassero rotture.

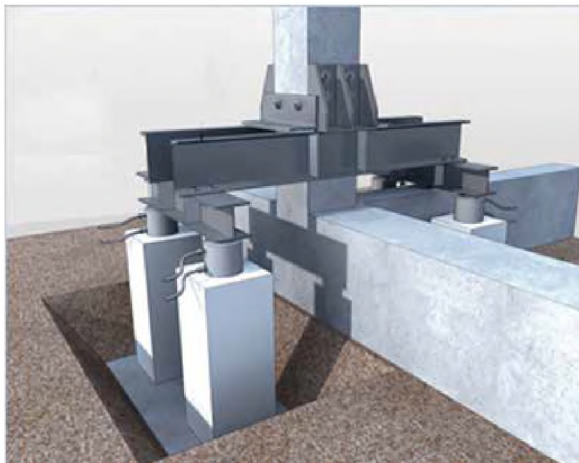
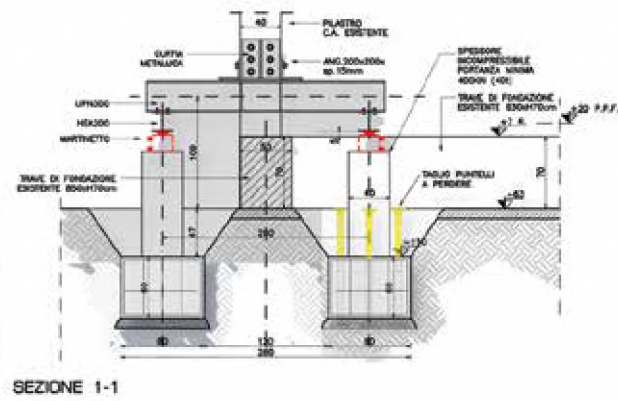
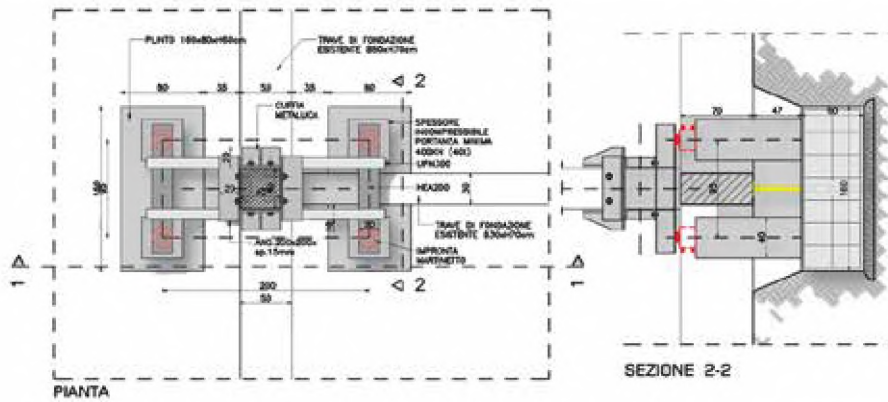
Le principali fasi esecutive della realizzazione dell'intervento di adeguamento, previo puntellamento di tutti gli impalcati, sono illustrate dalle immagini che seguono.



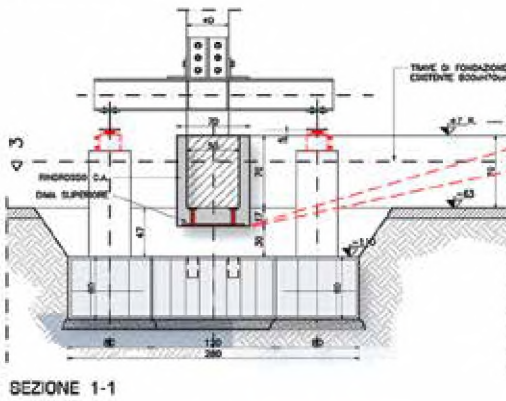
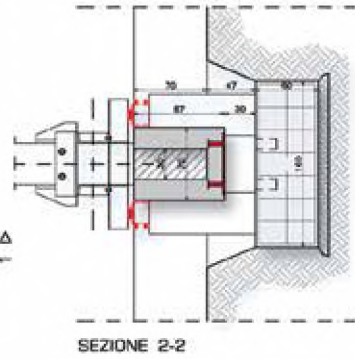
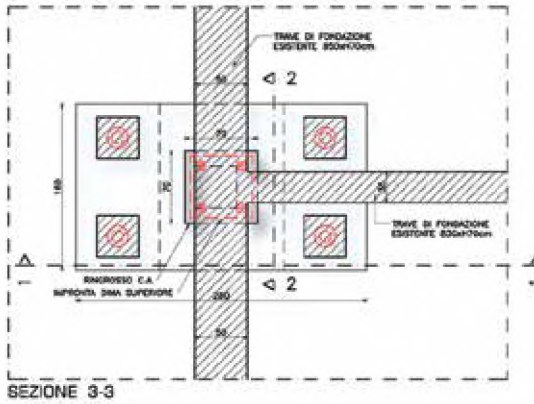
Fase di scavo



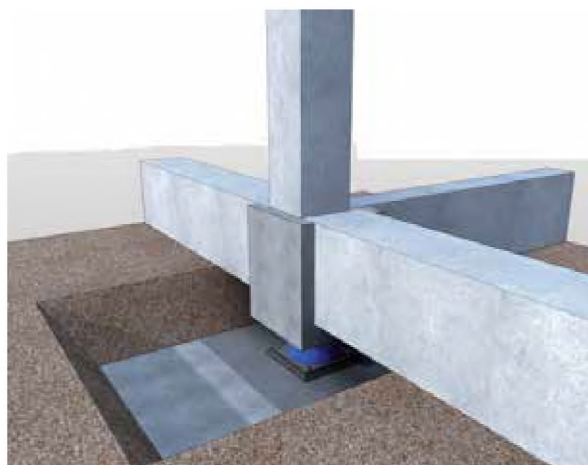
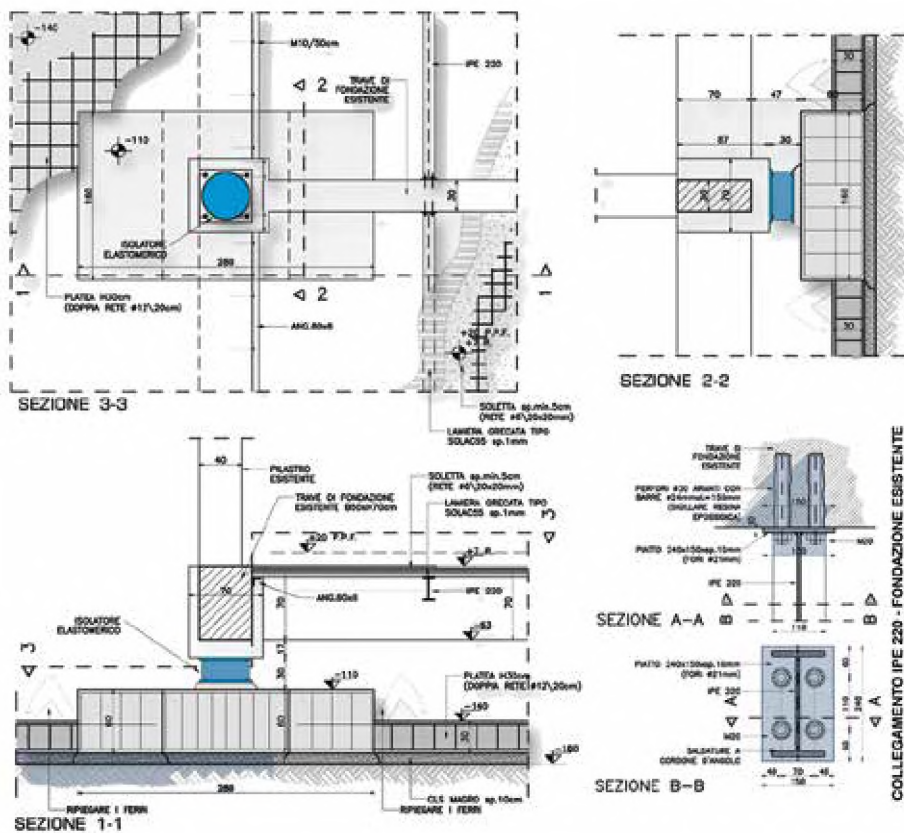
Scavo ed esecuzione 1° plinto di fondazione 160x80xH60



Posizionare struttura metallica e presa in carico pilastro con martinetti



Ringrosso trave esistente con predisposta dima superiore di ancoraggio isolatore



Smontaggio struttura metallica, esecuzione platea H 30 cm e solaio in acciaio

3.8 Edifici IACP a Solarino (Siracusa)

Gianmario Benzoni

Department of Structural Engineering - University of California, San Diego

Fernando Fraternali

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Giuseppe Rocchetta

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Immagini e dettagli tecnici riprodotti con permesso da: Oliveto, G., S.A.P. Studio Engineering s.r.l. (2001). *Adeguamento antisismico di edifici in conglomerato cementizio armato mediante tecniche tradizionali ed innovative*. Applicazioni ad edifici dello IACP di Siracusa, disponibile online su Sap Studio Engineering web all'url: <http://www.sapstudio.it/it/isolamento-sismico/>



Fig. 3.8.1: Vista dell'edificio IACP

L'edificio in esame è di proprietà dello IACP ed è sito nel comune di Solarino (Siracusa) [70]. Dall'analisi dello stato di fatto è emerso che la struttura portante di tale manufatto risultava vulnerabile a terremoti di progetto di alta e media intensità, come di evince dall'analisi presentata nella tabella che segue.

| Zona sismica | Tipo di suolo | Direzione trasversale | Direzione longitudinale |
|-----------------|---------------|-----------------------|-------------------------|
| Alta sismicità | A | 57 | 34 |
| | B | 72 | 56 |
| | C | 76 | 64 |
| Media sismicità | A | 40 | 8 |
| | B | 60 | 39 |
| | C | 67 | 49 |
| Bassa sismicità | A | 0 | 0 |
| | B | 34 | 0 |
| | C | 45 | 15 |

Tabella 3.8.1: Tabella di vulnerabilità sismica (il valore 0 indica edificio non vulnerabile)

Descrizione della struttura

Il fabbricato dell'edificio in esame, di forma rettangolare 24.70 m x 10.70 m, è sorretto da una struttura intelaiata in c.a. con pilastri di 30 cm x 55 cm. Esso è costituito da un piano terra più altri tre livelli. I solai sono in latero-cementizio e le fondazioni sono del tipo diretto a travi rovesce aventi la base di 130 cm, altezza delle ali di 35 cm, larghezza delle ali di 42 cm ed altezza dell'anima di 70 cm (Fig. 3.8.2).



Fig. 3.8.2: Prospetto longitudinale anteriore

Data la presenza di un piano interrato facilmente accessibile, l'adeguamento sismico mediante isolamento alla base è risultato essere la scelta progettuale di adeguamento più congeniale al caso in esame.

Inadempienze e adeguamenti

Prima di procedere all'intervento di adeguamento, sono state effettuate indagini che hanno compreso ispezioni in situ ed indagini sui materiali, allo scopo di individuare e raccogliere tutti gli elementi utili ad una valutazione dello stato di conservazione del fabbricato.

Dalle analisi effettuate è emerso che l'edificio presentava eccessiva deformabilità delle membrature, tale da non consentire di far fronte alle azioni sismiche comunque trasmesse alla sovrastruttura, anche a valle dell'implementazione di un intervento di isolamento alla base. Si è attuato pertanto un intervento preliminare, che riducesse la deformabilità degli elementi portanti, realizzato attraverso l'inserimento di pareti aggiuntive in c.a. di spessore contenuto (Fig. 3.8.3). Tale intervento ha migliorato la capacità portante nei confronti dei carichi verticali ed, allo stesso tempo, ha migliorato l'efficacia dell'intervento di isolamento.

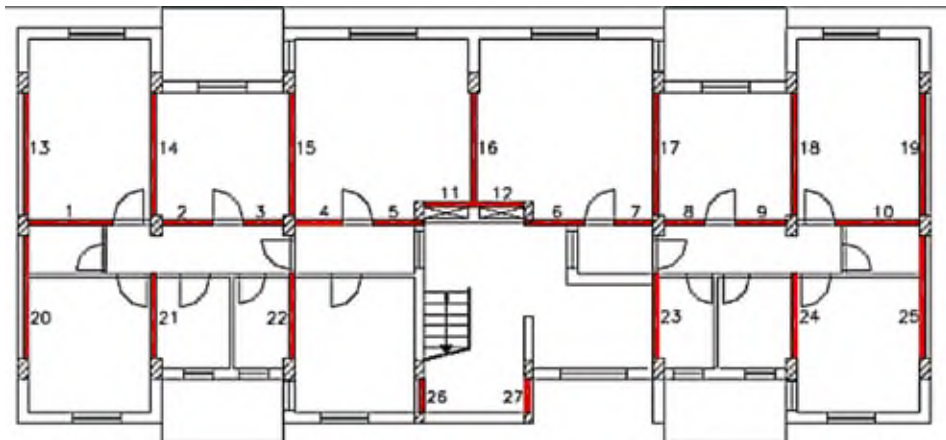


Fig. 3.8.3: Intervento di rinforzo preliminare con l'introduzione di pareti in c.a.

Progettazione del sistema di isolamento

Il complesso strutturale nel suo insieme, inclusa la struttura intelaiata, le pareti di irrigidimento e gli isolatori è stato modellato agli elementi finiti attra-

verso il codice commerciale SAP-2000, allo scopo di condurre un'analisi non lineare incrementale. In fase di progettazione, i progetti hanno ricondotto la struttura isolata ad un modello semplificato a due gradi di libertà, che tenga conto sia della deformabilità della sovrastruttura che della deformabilità del sistema di isolamento, come illustrato in Fig. 3.8.4.

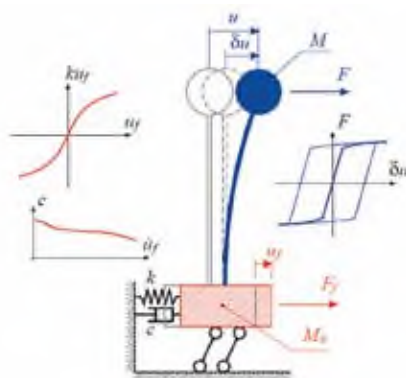


Fig. 3.8.4: Modello a due gradi di libertà adottato per descrivere il sistema isolato

Il modello in Fig. 3.8.4 mette in evidenza le relazioni costitutive non lineari che descrivono la risposta del modello semplificato adottato, nelle quali compaiono la rigidezza k della molla equivalente ed il coefficiente c dello smorzatore equivalente. Le caratteristiche dinamiche fondamentali della sovrastruttura, come individuate dai progettisti [70], sono riassunte di seguito:

- Struttura pre-esistente
 - periodo fondamentale nella direzione longitudinale $T_l = 0.140$ s
 - periodo fondamentale nella direzione trasversale $T_t = 0.132$ s
- Struttura isolata
 - periodo fondamentale tangente all'origine $T_{f,0} = 0.73$ s
 - periodo secante a collasso $T_{f,sec,c} = 1.46$ s
 - spostamento a collasso $u_{f,c} = 14.1$ cm.

Il modello equivalente a due gradi di libertà è stato utilizzato per effettuare simulazioni sotto terremoti spettro-compatibili. Dalle analisi effettuate sono state costruite le curve forza-spostamento della struttura, attraverso un'analisi non lineare incrementale. È stato svolto, in particolare, un confronto tra i risultati ottenuti con riferimento all'edificio originario con base fissa, e quelli relativi all'edificio rinforzato con pareti ed isolato alla base (Fig. 3.8.5)

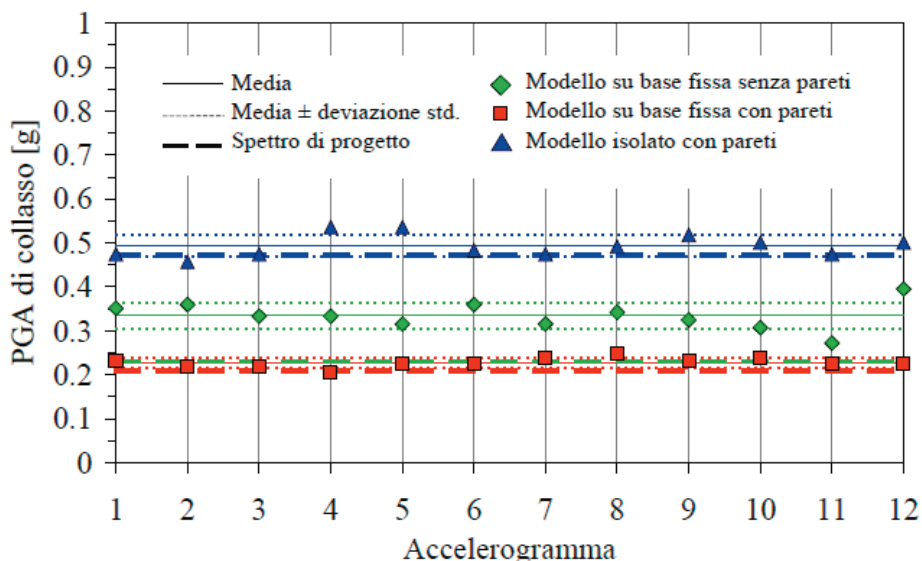


Fig. 3.8.5: Resistenza in termini di pseudo-accelerazione in direzione longitudinale

I risultati illustrati in Fig. 3.8.5 mostrano che l'edificio a base fissa, con l'aggiunta delle sole pareti di rinforzo, esibisce una resistenza sismica inferiore, anche se non di molto, a quella dell'edificio originario (quadrati rossi). Questo comportamento è spiegato dal fatto che l'irrigidimento con pareti determina una riduzione del periodo fondamentale della struttura, favorendo un incremento di accelerazione e quindi di forze sismiche sull'edificio. La combinazione dell'isolamento alla base con le pareti di rinforzo migliora nettamente il comportamento dell'edificio (triangoli blu). È utile osservare che lo spostamento della sovrastruttura, nella configurazione isolata, è praticamente trascurabile rispetto a quello esibito dall'edificio (virtuale) a base fissa rinforzato solo con le pareti, determinando una risposta in fase elastica della struttura isolata.

La progettazione del sistema di isolamento ha condotto alla disposizione di 12 dispositivi elastomerici e di 13 apparecchi a scorrimento del tipo a slitta. La Fig. 3.8.6 mostra le due tipologie di dispositivi di isolamento utilizzati nell'edificio in esame, mentre la loro disposizione in pianta è riportata in Fig. 3.8.7.



Isolatore elastomerico



Apparecchio di appoggio a basso attrito

Fig. 3.8.6: Tipologie degli isolatori utilizzati

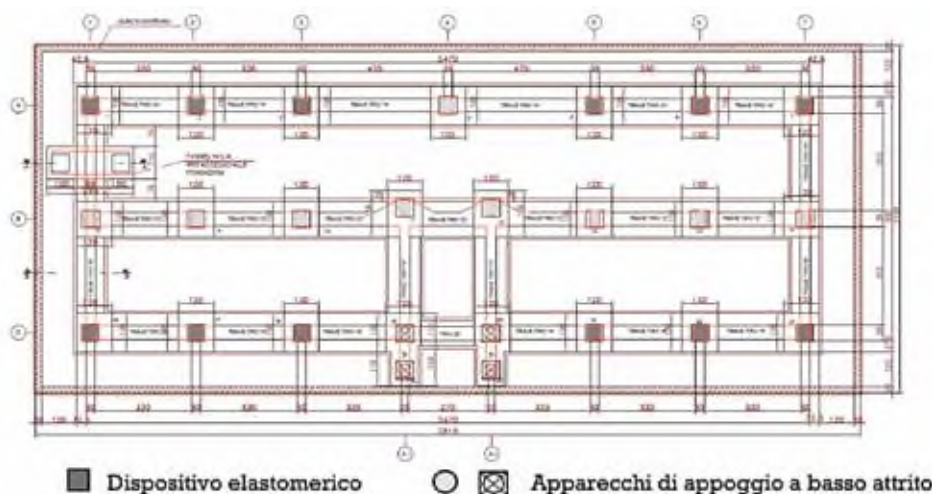


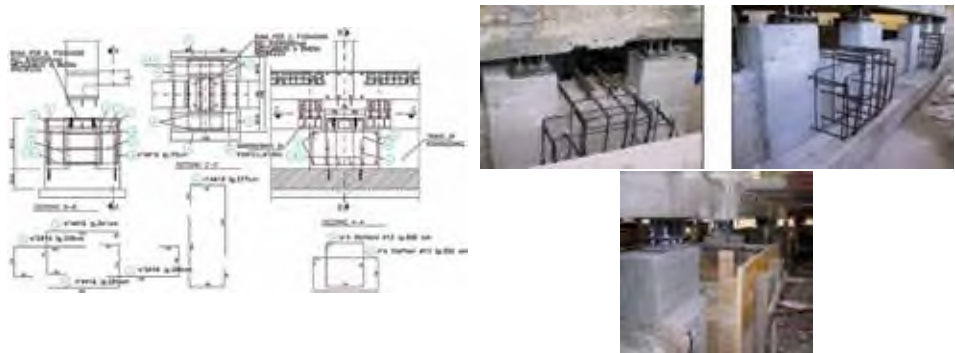
Fig. 3.8.7: Posizionamento in pianta degli isolatori sismici e degli apparecchi di scorrimento

Fasi della messa in opera dei dispositivi di isolamento

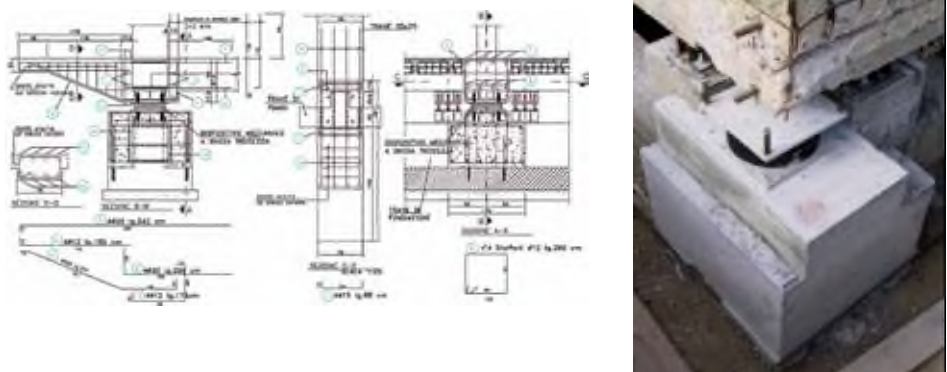
Oltre alle fasi per la messa in opera dei dispositivi di isolamento sismico, l'intervento di adeguamento ha rivolto particolare attenzione alle opere impiantistiche, onde evitare fenomeni di rottura delle tubazioni durante eventi sismici. La prima serie di immagini riportate qui di seguito illustra le fasi salienti della messa in opera dei dispositivi di isolamento.



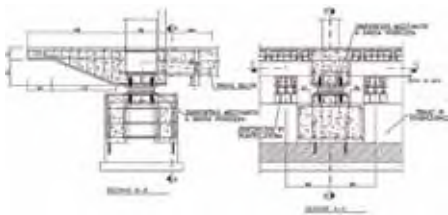
Fase 4: Serraggio dei dispositivi di puntellatura e taglio tronco di pilastro



Fase 5: Messa in opera dell'armatura e loro inghisaggio, messa in opera dima per isolatore sismico, getto della base inferiore

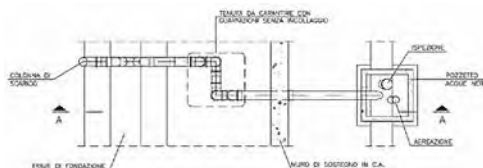
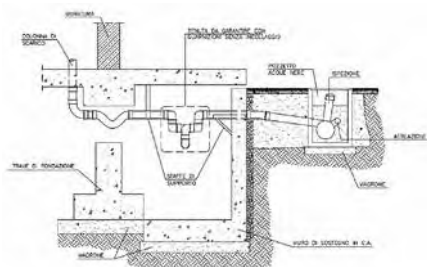


Fase 6: Messa in opera dell'armatura e loro inghisaggio, messa in opera dell'isolatore sismico, getto della base superiore e della trave

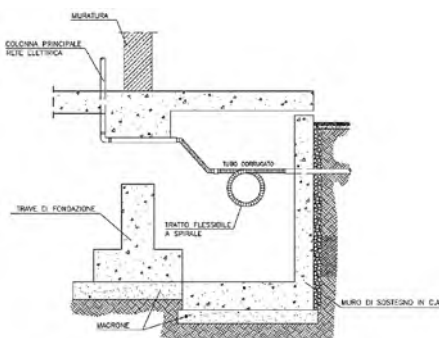
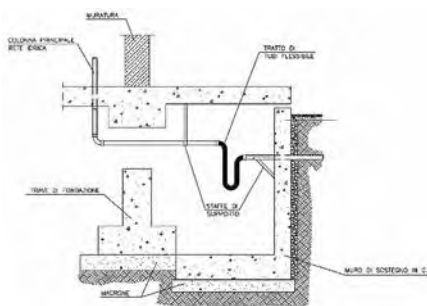


Fase 7: Spostamento dei dispositivi di puntellatura e loro fissaggio permanente alla trave di fondazione. Serraggio dei bulloni di regolazione lasciando 2mm di spazio tra la piastra superiore del dispositivo e la trave di piano

Gli accorgimenti adottati per evitare la rottura delle tubazioni degli impianti nell'edificio isolato sono mostrati nella seconda serie di figure che seguono.



Smaltimento acque nere



Ingresso tubi per impianto idrico o gas

Ingresso linea elettrica

3.9 Città ospedaliera di Avellino

Gianmario Benzoni

Department of Structural Engineering - University of California, San Diego

Fernando Fraternali

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Giuseppe Rocchetta

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Immagini e dettagli tecnici riprodotti con permesso da: Ferraioli, M., Costanzo, R., Avossa, A.M., Formato, F. (2010). *Adeguamento sismico di un ospedale esistente mediante isolamento alla base. Progettazione Sismica*, pp. 31-50, n. 3. Disponibile su Eucentre Press all' url: <http://www.progettazioneismica.it/ojs/index.php/ps/article/view/773>

Immagini e dettagli tecnici riprodotti con permesso da: Ferraioli, M., Costanzo, R., Avossa, A.M., Formato, F. (2010). *Adeguamento sismico di un ospedale esistente mediante isolamento alla base. Progettazione Sismica*, pp. 31-50, n. 3. [34].



Fig. 3.9.1: Vista di una struttura della città ospedaliera di Avellino in fase precedente all'intervento di isolamento sismico

La città ospedaliera di Avellino fu progettata e costruita nella sua configurazione originaria dopo il terremoto che colpì l'Irpinia nel 1980, in accordo con il

quadro normativo vigente all'epoca del progetto, che era costituito dalla *Legge n. 64 del 2/2/1974, dalla Legge Regionale n. 9 del 7/1/1983 e dal D.M. 19/6/1984*. Il suo adeguamento sismico, realizzato mediante isolamento alla base si rese necessario negli anni 2009-2010, allo scopo di uniformare la struttura ai dettami delle sopravvenute NTC 2008.

Il complesso strutturale che forma tale opera è costituito da tre corpi di fabbrica separati da un giunto di ampiezza pari a circa 20 cm. Tale giunto possiede dimensioni certamente inadeguate per consentire un isolamento sismico indipendente dei tre diversi corpi di fabbrica. In considerazione di tale circostanza ed essendosi rilevata, mediante indagini tecniche sullo stato di fatto, una scarsa duttilità degli elementi in c.a. e delle regioni nodali, l'intervento di adeguamento progettò l'isolamento di tutto il complesso strutturale nel suo insieme, previo collegamento solidale dei tre corpi di fabbrica al livello del primo impalcato. La scelta di tale tipo di intervento scaturì dalla considerazione che un intervento di tipo tradizionale (inserimento di pareti aggiuntive di controvento in c.a., rinforzo degli elementi strutturali ed opere accessorie) avrebbe comportato un costo sensibilmente superiore, soprattutto a causa della necessità di rinforzo diffuso delle connessioni travi-pilastri.

Descrizione della struttura

I tre corpi di fabbrica presentano una struttura portante intelaiata di c.a. che si sviluppa in due direzioni planimetriche ortogonali. La fondazione è unica e di tipo superficiale ed è costituita da un graticcio di travi rovesce con altezza pari a 130 cm ed ala di spessore 40 cm. Le scale hanno struttura a soletta rampante di c.a. con spessore di 21 cm, mentre i solai, anch'essi dello spessore di 21 cm (16+5 cm), sono in latero-cemento con travetti prefabbricati precompressi ad interasse di 50 cm. Rilievi ed indagini effettuate in sito hanno segnalato discordanze tra la quantità e la disposizione delle armature negli elementi portanti rispetto a quanto previsto nel progetto originario.

Per quanto attiene ai carichi contemplati dal progetto di adeguamento, si osserva che i carichi permanenti portati sono stati assunti pari a 5.80 kN/m², mentre quelli variabili sono stati assunti pari a 3.0 kN/m². Rispetto al progetto originario, sono stati modificati i carichi permanenti in copertura, da un lato, per la presenza di un gruppo caldaia, con carico unitario di 12.85 kN/m², dall'altro per la presenza di un gruppo frigorifero (94 kN/m²) ed, infine, per la presenza di un gruppo trattamento aria (6.75 kN/m²) in una terza zona della copertura.

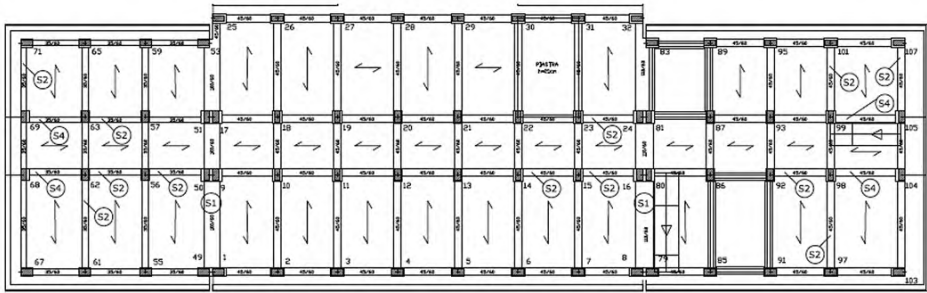


Fig. 3.9.2: Pianta dell'edificio nello stato di fatto

Inadempienze e adeguamenti

La fase preliminare della progettazione dell'intervento di adeguamento è consistita in una verifica della vulnerabilità sismica dell'opera allo stato di fatto (pre-progetto). Dalla documentazione in possesso dei progettisti in termini di grafici strutturali e di relazioni di calcolo e dai risultati delle indagini eseguite in situ ed in laboratorio sui materiali, consistite nel prelievo e prova a compressione di n. 12 carote di calcestruzzo; nell'esecuzione di n. 46 indagini SONREB di tipo non distruttivo (SONic REBound: indagini accoppiate con ultrasuoni e sclerometro) e nell'esecuzione di n. 18 prove di trazione e piegamento su barre di acciaio, si è potuto raggiungere un livello di conoscenza pari a LC3, secondo quanto prescritto dalle NTC 2008.

I risultati delle prove meccaniche hanno fornito valori medi delle resistenze dei materiali pari a 38.5 MPa per il calcestruzzo e 563.1 MPa per l'acciaio.

Le principali carenze strutturali riscontrate nell'opera in condizioni pre-intervento sono risultate le seguenti:

- Passo delle staffe nei pilastri diverso dal valore di progetto: sono state rilevate staffe ϕ 8/20 ed infittimenti ϕ 8/10 nelle zone più sollecitate, contro una previsione di progetto di staffe ϕ 8/15 ed infittimenti ϕ 8/7.5 nelle zone più sollecitate;
- Armature longitudinali nei pilastri riscontrate come $4\phi 20+6\phi 14$, contro una previsione progettuale di $10\phi 14$;
- Nodi travi-pilasti inadeguati rispetto a quanto previsto dalle NTC 2008.

L'esecuzione di simulazioni numeriche in campo non lineare ha condotto a rilevare che i corpi A e C presentavano un indice di rischio sismico allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) ed allo Stato Limite di prevenzione del

Collasso (SLC) minori di uno e che il corpo B non soddisfaceva neanche la verifica allo Stato Limite di operatività (SLO), che è di fondamentale importanza per la particolare destinazione d'uso dell'opera.

Dal momento che la struttura evidenziava le suddette marcate criticità nei confronti delle azioni sismiche, una possibile soluzione di adeguamento poteva condurre ad adottare strategie di protezione di tipo convenzionale (placcatura e fasciatura con elementi metallici o con FRP, inserimento di pareti supplementari di controventamento, ecc.). Vi è da osservare, tuttavia, che tali tecniche incrementano certamente la capacità strutturale in termini di rigidità e resistenza, ma comportano altresì un incremento della domanda sismica (ossia delle *azioni di progetto*).



Fig. 3.9.3: Dettaglio costruttivo dell'intervento di solidarizzazione delle travi del primo impalcato

I progettisti hanno constatato, grazie a simulazioni numeriche, che l'impiego di tecniche tradizionali non avrebbe garantito l'incremento di sicurezza richiesto dalle norme NTC 2008 per l'adeguamento sismico della struttura. Hanno pertanto preferito adottare una strategia di intervento mediante isolamento alla base, che si è rivelata più conveniente dal punto di vista economico e che ha condotto a ridurre marcatamente la domanda sismica. Come si è già osservato in precedenza, tale strategia ha condotto a solidarizzare fra loro i tre diversi corpi di fabbrica, in considerazione delle ridotte dimensioni dei giunti esistenti fra essi in condizioni pre-intervento (Fig. 3.9.3).

Prima di procedere all'isolamento sismico si è provveduto ad unire i tre corpi di fabbrica rigidamente e permanentemente a livello del primo impalcato. Ciò è stato ottenuto disponendo in opera nuove staffe atte a circondare le travi adiacenti presenti lungo le linee di giunzione ed eseguendo, in una

fase successiva, un getto integrativo di calcestruzzo a ritiro compensato (Fig. 3.9.3 – Intervento S1). Al fine di incrementare la resistenza degli elementi posti al livello dell’impalcato “solidarizzato”, sono state successivamente rinforzate a flessione alcune travi di tale livello mediante la tecnica del beton plaqué con piatti in acciaio tipo S355 di spessore 4mm. Tali placcaggi sono stati solidarizzati alle travi esistenti mediante connettori infissi a freddo ed incollaggio con resina epossidica (Fig. 3.9.4 - Intervento S2, S3, S4).



Fig. 3.9.4: Interventi di rinforzo delle travi con placcaggi metallici

L’ancoraggio dei piatti in acciaio in corrispondenza dei nodi trave-colonna è stato realizzato utilizzando angolari metallici saldati ad appositi collari, a loro volta sono stati ancorati ai pilastri (Fig. 3.9.4 - Interventi S2, S3, S4). In sequenza a tale intervento, sono state successivamente maggiorate le sezioni resistenti al piede dei pilastri del livello inferiore all’impalcato solidarizzato (piano interrato), al fine di incrementarne la resistenza ed allo scopo di disporre in testa a tali ringrossi i dispositivi di isolamento (Fig. 3.9.5 - Interventi S5 -S6, vedi anche Fig. 3.9.7).

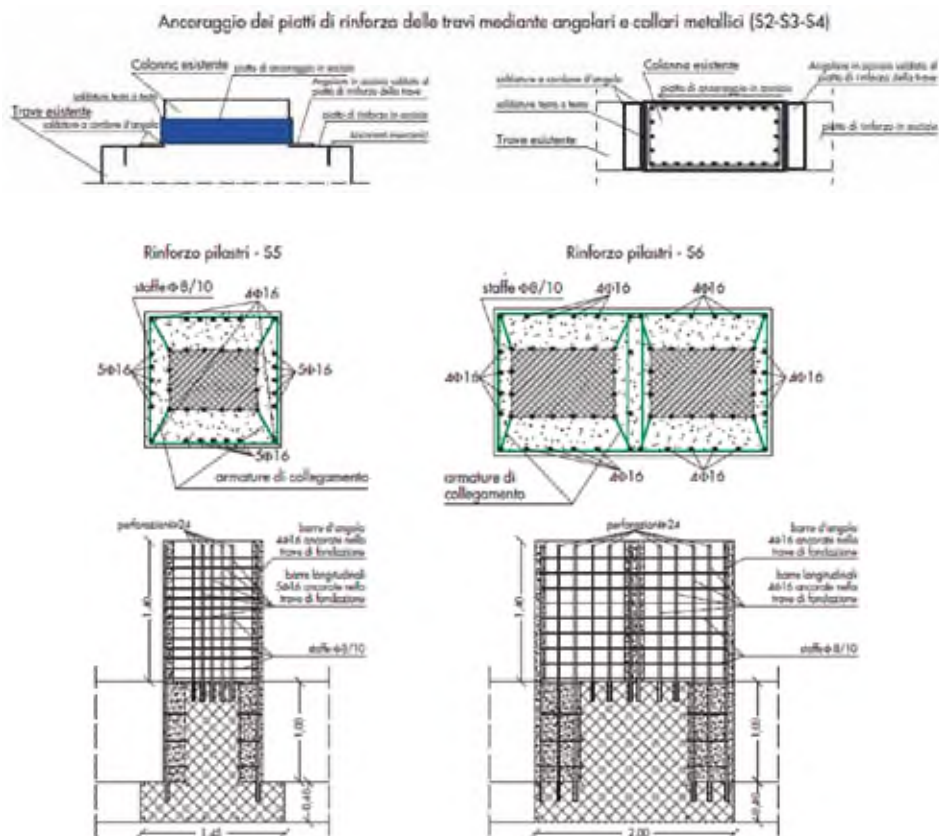


Fig. 3.9.5: Interventi di rinforzo dei pilastri

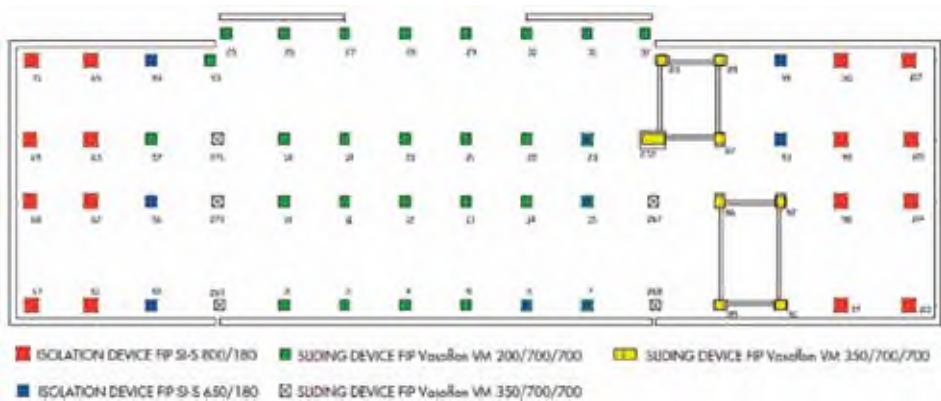
Progettazione del sistema di isolamento

Come si è più volte osservato in precedenza, la scelta di adeguare sismicamente la struttura in esame mediante isolamento alla base, realizzata disponendo isolatori in gomma e slitte in sommità dei ringrossi realizzati al piede dei pilastri posti al piano interrato, è stata vagliata attentamente in alternativa ad approcci tradizionali rivolti ad incrementare la resistenza e la duttilità degli elementi strutturali (*pilastri, travi, nodi*) attraverso, ad esempio, la loro fasciatura diffusa (a tutti i livelli) con elementi metallici o materiali compositi, l'incremento diffuso delle sezioni e l'inserimento di elementi di controvento supplementari. Tali interventi, come è ben noto, hanno la finalità di ridurre le sollecitazioni sismiche negli elementi preesistenti trasferendole

ai nuovi elementi di controvento, da realizzare con elementi dissipativi quali *pareti in c.a., controventi metallici, ecc.* L'intervento di adeguamento attraverso l'isolamento alla base si è mosso invece nella direzione di limitare l'entità delle sollecitazioni sismiche a carico degli elementi strutturali pre-esistenti, in virtù dello shift dei periodi propri di vibrazione della struttura isolata verso il range di valori caratteristico delle strutture flessibili, con il risultato di ridurre di numero gli elementi della sovrastruttura bisognosi di rinforzo, essenzialmente localizzati al livello dell'impalcato solidarizzato(travi) ed al livello immediatamente superiore (pilastri).

L'intervento di isolamento è stato progettato e realizzato impiegando sia isolatori elastomerici ad elevato smorzamento (HDRB), di fabbricazione FIP-Industriale FIP SI-S (n. 16 di diametro 800 mm, n. 9 di diametro 650 mm, con spostamento ultimo pari a 35 cm), che dispositivi a scorrimento del tipo slitte FIP VASOFLON (Fig. 3.9.6).

La disposizione ed il numero degli isolatori elastomerici sono stati fissati con l'obiettivo di rendere minima l'eccentricità tra il centro di rigidezza del sistema di isolamento ed il centro delle masse della struttura in elevazione. Come illustrato in Fig. 3.9.6, i dispositivi di diametro e forza verticale maggiore sono stati posizionati in corrispondenza dei pilastri maggiormente sollecitati, mentre le scale sono state interessate dall'inserimento di isolatori a scorrimento (slitte).



| SPOSTAMENTO 350 mm | | | | | | | | | | |
|--------------------|--|-----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----|-----|-----|-----|
| SI-S | V | F _{sd} | K _e | K _v | D _e | t _e | h | H | Z | W |
| | kN | kN | KN/mm | KN/mm | mm | mm | mm | mm | mm | kg |
| SI-S 650/180 | 1260 | 6260 | 0.74 | 854 | 650 | 180 | 277 | 327 | 700 | 507 |
| SI-S 800/180 | 3400 | 13280 | 1.12 | 1506 | 800 | 180 | 281 | 341 | 850 | 835 |
| V | Carico verticale massimo agente sull'isolatore in presenza di sisma corrispondente allo SLC | | | | | | | | | |
| F _{sd} | Carico verticale massimo agente sull'isolatore in assenza di sisma (SLU), concomitante con rotazione 0 e spostamento orizzontale 10 mm | | | | | | | | | |
| K _e | Rigidezza orizzontale equivalente | | | | | | | | | |
| K _v | Rigidezza verticale | | | | | | | | | |
| D _e | Diametro elastomero | | | | | | | | | |
| t _e | Spessore totale gomma | | | | | | | | | |
| h | Altezza escluse piastre di ancoraggio | | | | | | | | | |
| H | Altezza totale incluse piastre di ancoraggio | | | | | | | | | |
| Z | Lato piastre di ancoraggio | | | | | | | | | |
| W | Peso isolatore escluse zanche | | | | | | | | | |

Tabella 3.9.1: Isolatore elastomerico serie S (mescola morbida)

La Fig. 3.9.7 illustra la disposizione degli isolatori in prossimità della testa dei pilastri al piano interrato. Tale posizionamento è stata dettato da ragioni logistiche e pratiche dal momento che, il loro posizionamento in testa o al piede sarebbe ininfluenza ai fini delle esigenze progettuali sopra richiamate.

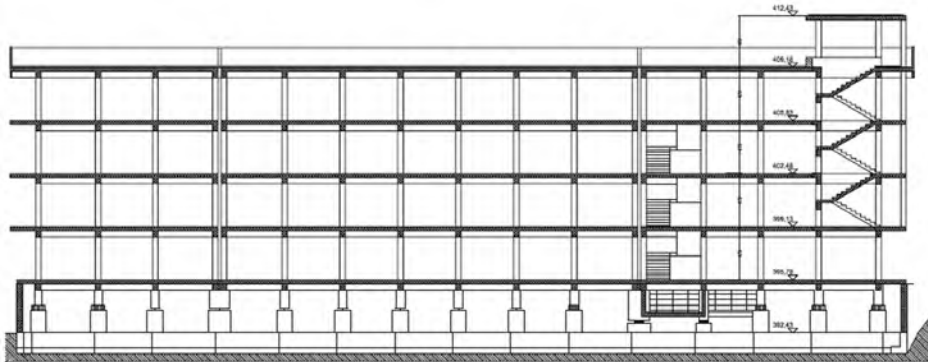


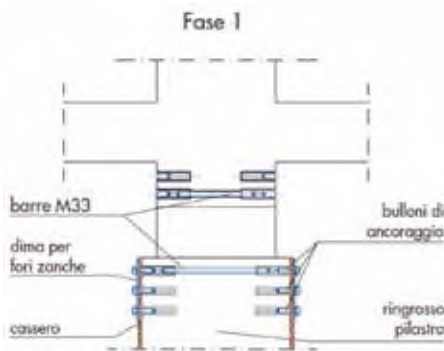
Fig. 3.9.7: Sezione della struttura con i dispositivi di isolamento inseriti

Fasi della messa in opera dei dispositivi di isolamento

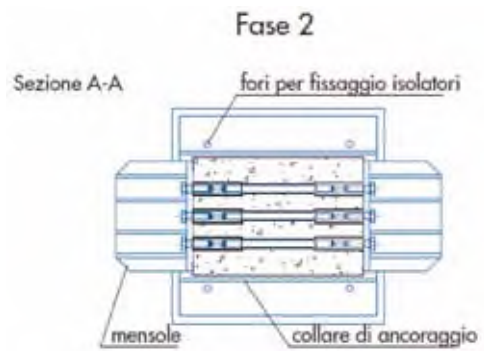
La realizzazione del sistema di isolamento è avvenuta per fasi successive. I dispositivi di isolamento/scorrimento del tipo in gomma ed a slitta sono stati collocati in sommità dei ringrossi realizzati ai piedi dei pilastri del piano interrato, a quote variabili tra 1.40 m ed 1.74 m dallo spiccato delle travi di fondazione. Ciò è avvenuto previa esecuzione di tagli in corrispondenza delle sezioni di applicazione degli isolatori, dopo aver temporaneamente trasferito il carico verticale dei pilastri interessati ad apposite strutture ausiliarie. La

struttura ausiliaria è stata costituita da coppie di mensole in acciaio, di cui la prima ancorata alla base del tratto superiore del ritto e l'altra ancorata al baggiolo sottostante la quota del piano di isolamento. Il trasferimento del carico è stato realizzato utilizzando due coppie di martinetti idraulici per ciascun pilastro. Durante tutta la fase di sollevamento necessaria alla posa in opera dei dispositivi, nonché durante la fase di successivo rilascio, sono stati monitorati gli spostamenti verticali differenziali tra il pilastro interessato dalle operazioni suddette ed i pilastri adiacenti, nell'ottica di un controllo *real time* della sicurezza dell'intervento, onde evitare rotture e/o fessurazioni indesiderate.

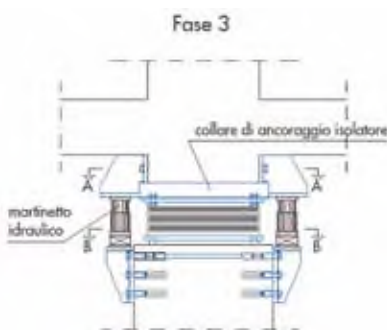
Le immagini e le foto che seguono illustrano i principali dettagli tecnici dell'intervento di inserimento dei dispositivi di isolamento.



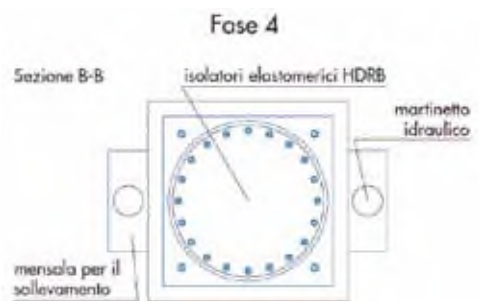
Fase 1: Realizzazione dei fori e predisposizione di zanche per l'ancoraggio delle mensole del sistema di sollevamento



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



Foto: Fase di installazione dei dispositivi di isolamento

3.10 Edificio Scolastico ad Avezzano (L'Aquila)

Gianmario Benzoni

Department of Structural Engineering - University of California, San Diego

Luciano Feo

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Fernando Fraternali

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Giuseppe Rocchetta

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Immagini e dettagli tecnici riprodotti con permesso da: Nuti, C., Bergami, A. (2010). *Edificio esistente nel comune di Avezzano (L'Aquila). Adeguamento di strutture esistenti in zona sismica - Atti del Convegno dell'Associazione Italiana Calcestruzzo Armato e Precompresso - AICAP: "La Progettazione Strutturale Secondo D.M. 14.01.08"*, Andria. Disponibile Online su sito web AICAP all'url: <http://www.associazioneaicap.com/wp-content/uploads/2014/12/15-NUTI-BERGAMI-Adeguamento.pdf>



Fig. 3.10.1: Vista della struttura precedente all'intervento di adeguamento

L'intervento di adeguamento sismico in esame in questo paragrafo si riferisce ad un edificio scolastico sito nel comune di Avezzano (L'Aquila) [68] (Fig. 3.10.2). I vari corpi di fabbrica che compongono tale edificio esi-

biscono una struttura portante intelaiata di c.a.: i corpi A e C sono adibiti ad aule, mentre il corpo B è destinato ad uffici e biblioteca ed il corpo D è adibito a palestra. I corpi sono separati da un giunto di ampiezza variabile tra 10 e 12 cm.

Descrizione della struttura

La struttura portante in c.a è costituita da quattro blocchi di forma approssimativamente rettangolare, che si differenziano per le loro dimensioni in pianta e in altezza. L'edificio A si eleva per 19.00 m, mentre il corpo B esibisce un'altezza di 10.5 m, il corpo C ha un'altezza di 15.46 m ed il corpo D esibisce un'altezza di 9.17 m. La superficie in pianta e la cubatura di ciascun edificio sono indicate nella tabella che segue.

| <i>Edificio</i> | <i>Superficie Totale [m²]</i> | <i>Cubatura totale [m³]</i> |
|------------------|--|--|
| <i>A</i> | 3270 | 8483 |
| <i>B</i> | 2950 | 8495 |
| <i>C</i> | 2825 | 6881 |
| <i>D</i> | 2928 | 11540 |
| <i>corridoio</i> | 340 | 612 |
| <i>Tot</i> | 12313 | 36011 |

Tabella 3.10.1: superficie e cubatura dei singoli edifici (o corpi di fabbrica)

Le travi dei telai portanti sono emergenti nelle due direzioni principali dell'edificio, mentre i pilastri esibiscono sezione variabile lungo l'altezza. Con riferimento ai corpi A, B e C, si rileva che i solai sono realizzati con travetti gettati in opera e fondello prefabbricato, posti ad interasse di 50 cm con soletta variabile da 3 a 4 cm.

Tutti gli elementi strutturali sono stati progettati con calcestruzzo la cui resistenza caratteristica è $R_{ck} = 25$ MPa, mentre le armature sono a barre lisce con acciaio AQ/42. Questo acciaio veniva utilizzato nel periodo tra il 1950 e 1980 ai sensi della normativa vigente all'epoca (Circolare LL.PP. n. 1472/1957). L'acciaio AQ42 era il tipo di acciaio più utilizzato negli anni '50 del secolo scorso, che fu successivamente sostituito da acciai a maggiore resistenza (*sia a rottura che a snervamento*) quali, ad esempio, l'acciaio AQ50, predominante nella seconda metà degli anni '60 ed i primi anni '70.

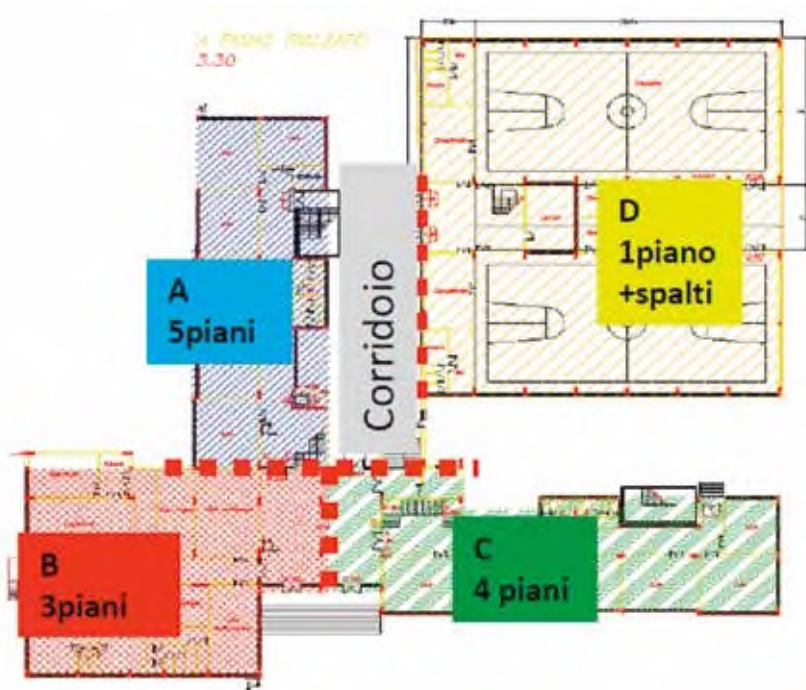


Fig. 3.10.2: Vista planimetrica del piano rialzato dei quattro corpi di fabbrica

Descrizione dei danni e interventi di riparazione

La prima fase del progetto di adeguamento del complesso strutturale analizzato nel presente paragrafo è consistita in un'indagine conoscitiva delle condizioni statiche dei vari corpi di fabbrica. È stata effettuata una campagna di indagini *in situ*, consistenti in un rilievo geometrico delle strutture, in saggi per l'individuazione delle armature, nonché in prelievi e prove di laboratorio per l'individuazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali. Tali prove hanno consentito il raggiungimento di un livello di conoscenza corrispondente al livello intermedio "LC2" delle norme tecniche vigenti. Prove di carico sono state effettuate sui solai dei corpi A, B e C, utilizzando un dispositivo di carico oleodinamico e registrando gli spostamenti attraverso trasduttori elettromagnetici a lettura continua. Dalle prove effettuate sono emerse una serie di deficienze per quanto riguarda il calcestruzzo, dal momento che si sono rilevati i seguenti valori medi di resistenza in sito a fronte del valore caratteristico di progetto $R_{ck} = 25$ MPa: $R_{cm} = 16$ MPa per le travi e $R_{cm} = 17$

MPa per i pilastri. Si è anche rilevato che le armature presentavano un grado di corrosione elevato, che la disposizione delle staffe non corrispondeva a quella di progetto e che i solai non erano adeguati a sostenere il carico di esercizio di progetto.

Si riassumono qui di seguito le gravi carenze strutturali riscontrate mediante le indagini in sito ed in laboratorio:

- Qualità insufficiente dei materiali rispetto alle previsioni di progetto;
- Pilastri inadeguati a carichi verticali;
- Solai e travi inadeguati a carichi verticali;
- Deficienze nel sistema strutturale per azioni orizzontali, fatta eccezione per il corpo D;
- Muri contro terra assenti.

L'intervento di adeguamento ha previsto, in fase preliminare, interventi di rinforzo strutturale mediante tecniche di vario tipo. Le fondazioni sono state rinforzate mediante inserimento di setti in c.a. in modo da ottenere una distribuzione uniforme dei carichi; i pilastri e le travi sono state rinforzate mediante l'utilizzo di fasciature discontinue e placcaggi in FRP, sia a flessione che a taglio; sui solai è stata prevista una soletta da 5 cm con calcestruzzo autocompattante e sono state introdotte travi in acciaio come elementi rompitratta.

La Fig. 3.10.3 mostra un dettaglio degli interventi di rinforzo delle travi, sia a flessione che a taglio, e l'intervento di cerchiatura dei pilastri in FRP.

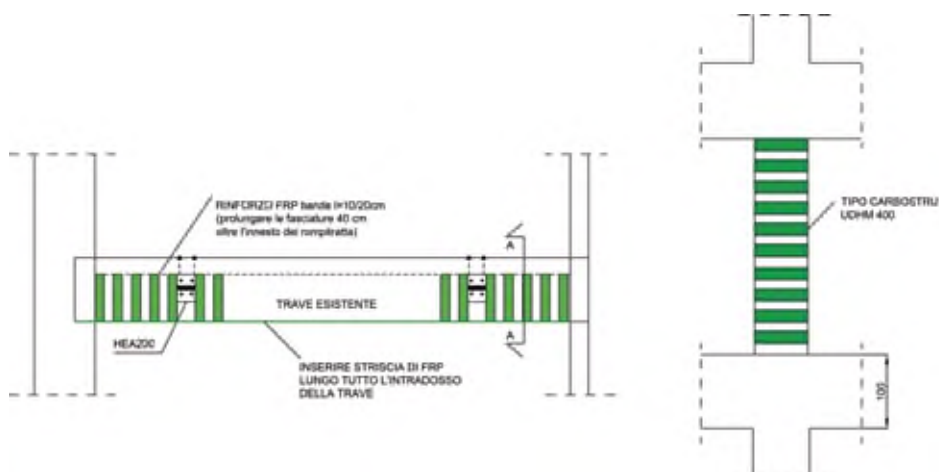


Fig. 3.10.3: Rinforzo di travi e pilastri con FRP

Progettazione del sistema di isolamento

Una volta eliminate le carenze strutturali iniziali, si è proceduto ad una valutazione del tipo di intervento di adeguamento più opportuno formulando due ipotesi: l'introduzione di elementi dissipativi con controventi a instabilità impedita BRB progettati dalla FIP Industriale e denominati da questa ditta come BRAD (*Buckling Restrained Axial Dampers*) ed, in alternativa, l'impiego di setti aggiuntivi di controvento in c.a.

La tabella che segue evidenzia, in particolare, i principali vantaggi e svantaggi della tecnica di adeguamento mediante setti aggiuntivi

| VANTAGGI | SVANTAGGI |
|--|---|
| <ul style="list-style-type: none">• La struttura rimane in campo elastico e quindi gli elementi strutturali non subiscono danni;• Si evitano interventi di rinforzo dei nodi in quanto essi vengono inglobati nei setti;• Si evitano rinforzi sulle travi con FRP. | <ul style="list-style-type: none">• Impatto architettonico;• Complessità delle fasi realizzative;• Irrigidimento della struttura;• Problemi in fondazione con aumento dei carichi verticali e delle forze di taglio;• Necessità di intervenire in fondazione. |

Considerate le problematiche che l'intervento con setti avrebbe comportato, che fanno riferimento agli svantaggi sopra indicati, nonché i relativi costi di realizzazione, la scelta di adeguamento finale si è orientata sul rinforzo mediante introduzione di dispositivi BRAD.

Contrariamente alla tecnica dell'isolamento, intesa a ridurre la domanda sismica sulla sovrastruttura grazie all'aumento del suo periodo fondamentale di vibrazione, la strategia di adeguamento adottata segue una diversa filosofia di approccio al problema. L'inserimento degli elementi dissipativi BRB è mirata, infatti, a trasferire a tali elementi la maggior parte dell'energia sismica in ingresso, con conseguente riduzione delle sollecitazioni e degli spostamenti sugli elementi della struttura originaria, con particolare riferimento ai drift di interpiano.

È stata condotta un'analisi statica non lineare della struttura rinforzata con BRB determinando, sulla curva di capacità, lo spostamento di interpiano massimo corrispondente a quello dello stato limite prefissato (0.5%h, vedi Par. 7.3.6.1 delle NTC18). La Fig. 3.10.4 mostra che il punto di funzionamento della struttura post-operam coincide con quello corrispondente allo spostamento obiettivo.

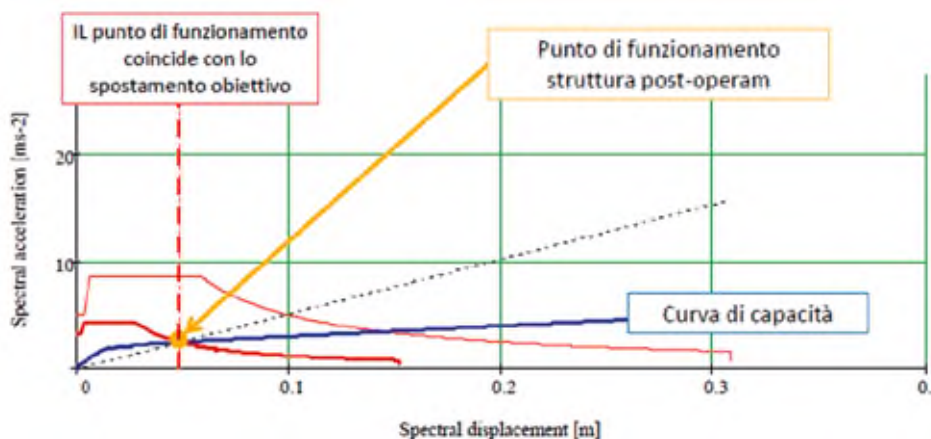


Fig. 3.10.4: Punto di funzionamento della struttura post-operam

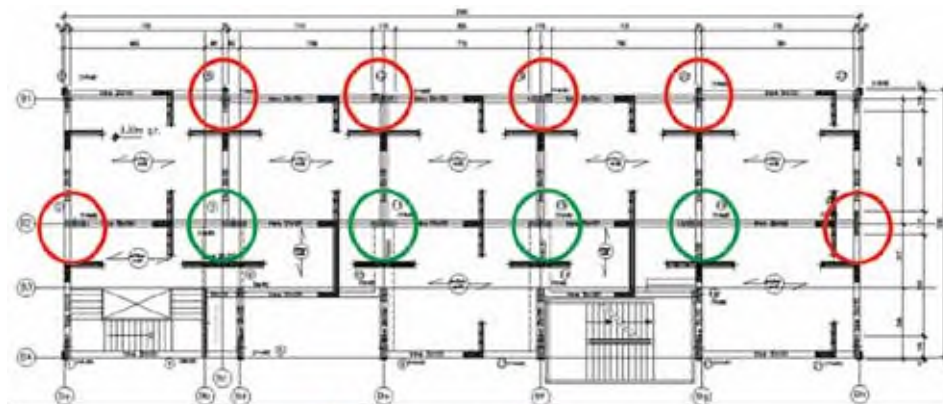
I controventi dissipativi BRB prescelti sono del tipo Brad13/40, 37/40 e 56/40. Si riportano di seguito, a titolo di esempio, le principali caratteristiche meccaniche del dispositivo Brad 13/40.

| sigla | Primo numero | Secondo numero |
|------------|--|--|
| Brad 13/40 | forza di compressione al terzo ciclo allo spostamento massimo 130 kN | indica lo spostamento massimo pari a ± 20 mm |

La disposizione dei BRB è stata fissata attraverso una procedura di ottimizzazione orientata al raggiungimento dello spostamento massimo di interpiano previsto in progetto (0.5% h).

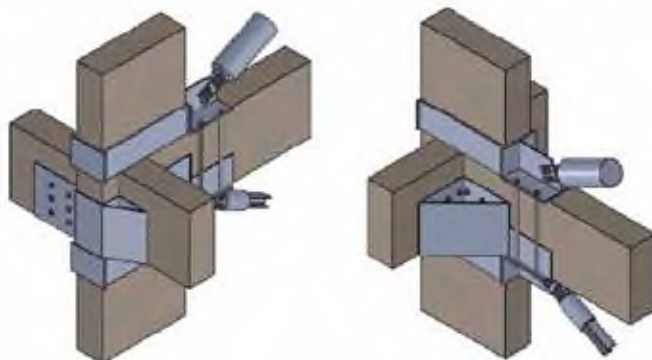
Fasi della messa in opera dei dispositivi

Considerando come riferimento l'edificio A, si riportano di seguito la disposizione dei controventi dissipativi in pianta ed in sezione e, successivamente, i dettagli dei collegamenti ai pilastri ed alle travi, realizzati con elementi in acciaio. La progettazione ottimale dei BRB, ottenuta a valle di un'analisi iterativa, ha condotto a disporre tali controventi a croce in tutte le campate e tutti i piani nella direzione longitudinale ed in un numero inferiore di campate nella direzione trasversale (*lato minore dell'edificio*, vedi figura che segue).

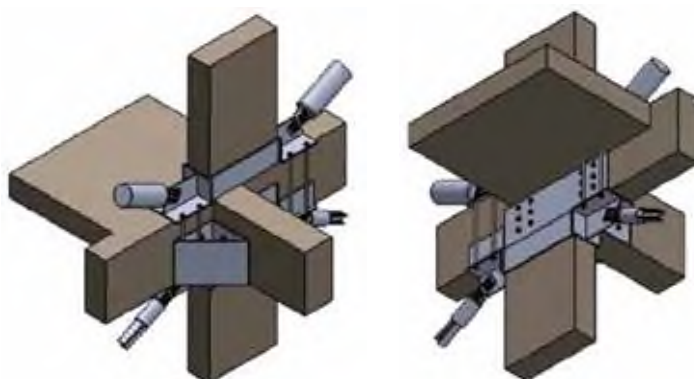


○ tipologia 1 e 2; ○ tipologia 3

Tipologie di collegamento dei BRB ai nodi



Tipologie di collegamento 1e 2 nei nodi di estremità



Tipologia di collegamento 3 nei nodi centrali

3.11 Villa La Silvestrella a L'Aquila

Gianmario Benzoni

Department of Structural Engineering - University of California, San Diego

Fernando Fraternali

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Giuseppe Rocchetta

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Immagini e dettagli tecnici riprodotti con permesso da: *Vetturini, R., Cecchini, W., Mariani, R., Mariani, R., Ciotti, T., Agostini, E.M. (2013). Intervento di isolamento sismico alla base di un edificio in muratura di pregio storico-artistico in L'Aquila. Progettazione Sismica*, v. 4, n. 1, pp. 95-118. Disponibile online su Eucentre Press all'url: <http://progettazioneismica.it/ojs/index.php/ps/article/view/892>



Fig. 3.11.1: Vista di Villa La Silvestrella precedente all'intervento di adeguamento

La villa “La Silvestrella” a L'Aquila, realizzata nei primi del novecento, era giunta fino ai giorni attuali senza subire alcuna sostanziale manomissione. Purtroppo il sisma del 6 aprile 2009 ha determinato ingenti danni a tale struttura, tali da ricondurla ad uno stato avanzato di danno, prossimo al collasso strutturale [86].

Descrizione della struttura

Il fabbricato, di forma irregolare in pianta ed in altezza, è realizzato in muratura ed è costituito da tre livelli fuori terra più una torretta che si erge per un piano più alto. Al piano terra la muratura è del tipo misto, con presenza di malta di calce di scarsa qualità.

Si rileva l'assenza di una vera e propria struttura di fondazione: le pareti murarie poggiano direttamente sullo strato litico affiorante ed evidenziano a tratti lesioni compatibili con cedimenti fondali differenziali.



Fig. 3.11.2: Sezione della struttura con la messa in evidenza delle muratura in falso

Le pareti principali dell'edificio sono identificabili come murature in pietrame disordinato, mentre le colonne del porticato sono realizzate in mattoni pieni. Le pareti perimetrali della villa, infine, sono realizzate prevalentemente in mattoni pieni.

Gli orizzontamenti sono costituiti in parte da solai in travi in acciaio, in parte da solette in calcestruzzo armato. Dalla Fig. 3.11.2 si evince che molte delle pareti del piano primo e del piano secondo insistono in falso, su travature poggiate sulle pareti trasversali del vano sottostante.

Descrizione dei danni e interventi di riparazione

In prima analisi si è proceduto ad un'indagine conoscitiva della struttura. Considerato il particolare pregio storico che la villa possiede (pareti decorate,

porzioni significative di parati da conservare), è stata effettuata una campagna di indagini *in situ* di tipo limitato (livello LC1, § 8.5.4 NTC 2018).

Si descrivono di seguito le principali carenze strutturali riscontrate:

- Lesioni da taglio e pareti fortemente disgregate;
- I due torrini risultano inclinati e gravemente compromessi;
- Nella parte nord del primo piano si evidenziano espulsioni delle pareti;
- Al pianterreno, si sono evidenziate fessurazioni sulle pavimentazioni che poggiano direttamente sul terreno;
- Fondazioni inesistenti per gran parte delle murature;
- Presenza di lesioni compatibili con cedimenti locali in fondazione.

Il progetto di adeguamento sismico si è incentrato su un intervento di isolamento alla base, in conseguenza delle necessità di conservazione delle opere in elevazione e delle parti decorative e di pregio, che un intervento di adeguamento di tipo tradizionale (realizzato, a esempio, mediante l'inserimento di *pareti in c.a.*), avrebbe sicuramente danneggiato.

Prima di poter applicare l'isolamento alla base, è stato tuttavia necessario intervenire sugli elementi precari danneggiati in elevazione, utilizzando tecniche tradizionali di riparazione (con prevalente disposizione di tiranti, al fine di equilibrare le spinte degli archi) e creando un giunto di 25 cm nei solai e nelle pareti adiacenti, al fine di separare il corpo di fabbrica a più livelli dalla parte di edificato contro terra.

Si è successivamente creata una sottofondazione in c.a. di altezza pari a 70 cm alla base delle pareti esistenti, al di sotto della quale sono stati alloggiati gli isolatori.

Progettazione del sistema di isolamento

Come si è già osservato in precedenza, sulla base del rilievo del quadro fessurativo, dei dettagli costruttivi e delle tipologie di muratura presenti è stato possibile acquisire solo il livello di conoscenza minimo LC1 previsto dalle NTC 2018. Utilizzando le caratteristiche della muratura rilevate *in situ*, è stato inoltre possibile modellare la struttura agli elementi finiti. Ciò ha permesso di valutare i parametri della risposta sismica nello stato attuale (*struttura a base fissa*), impiegando un'analisi statica non lineare (*pushover*) ed adottando il metodo del telaio equivalente. Successivamente, è stata eseguita un'analisi dinamica modale della struttura isolata utilizzando elementi finiti bidimensionali (*shell*) a quattro nodi.

Per la determinazione degli effetti dell'azione sismica si è fatto riferimento al § 7.3.4.1 delle norme NTC, portando in conto le incertezze nelle posizioni delle masse sismiche ed attribuendo al centro di massa dei solai rigidi un'eccentricità accidentale, come suggerito al § 7.2.6 delle NTC.

I parametri di base adottati per l'analisi sismica sono riportati di seguito:

- Vita nominale (VN): 50 anni;
- Classe d'uso (classe): II;
- Coeff. d'uso (CU): 1.0;
- Periodo di riferimento per l'azione sismica ($VR=VN \times CU$): 50 anni.
- Categoria sismica del terreno: B

Sulla base di quanto previsto dalle NTC vigenti, l'analisi pushover della struttura a base fissa è stata condotta utilizzando due distribuzioni di carico, delle quali una di forma "triangolare" (proporzionale al primo modo di vibrare) e la seconda di forma "rettangolare".

Dalle analisi svolte si è ottenuta una capacità dell'edificio in termini di accelerazione massima al suolo pari a: $PGASLV = 0.110 \text{ g}$. Il corrispondente indicatore di rischio sismico IR PGA della struttura, calcolato come rapporto fra la capacità e la domanda sismica in termini di accelerazione, è risultato pari a 0.37.

Gli isolatori sismici utilizzati per il progetto sono del tipo HDRB SI-S prodotto dalla FIP Industriale, con spostamento massimo di 250 mm e smorzamento effettivo del 13%. In totale, sono stati inseriti 25 isolatori elastomerici e 23 a scorrimento (slitte), per un totale di 48 dispositivi. Questa strategia di isolamento (illustrata in grafico in Fig. 3.11.3 ed in Fig. 3.11.4) ha condotto a conseguire un

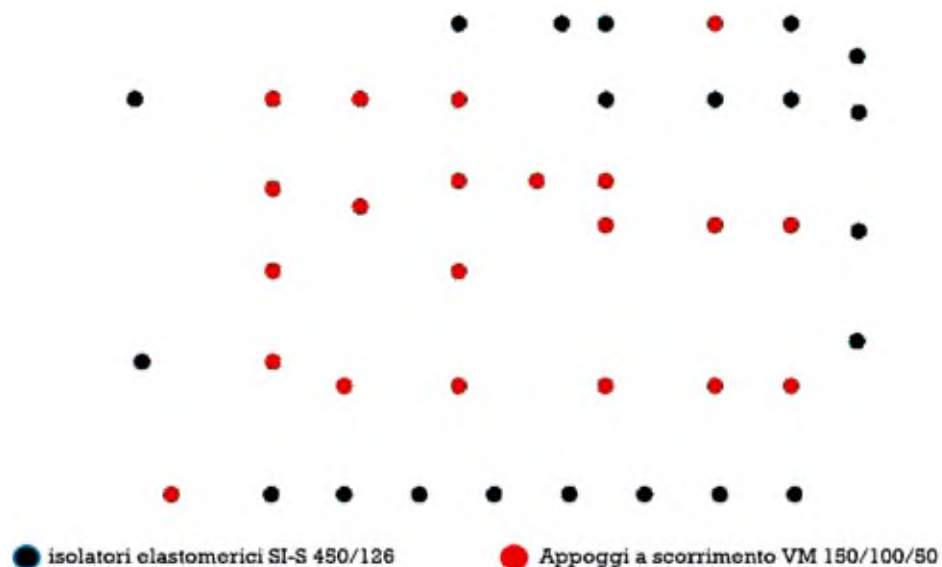


Fig. 3.11.3: Disposizione in pianta dei dispositivi elastomerici e dei dispositivi a scorrimento

periodo proprio di vibrazione delle struttura isolata pari a $T_{is} = 2.5$ s, che assicura un marcato disaccoppiamento del movimento della sovrastruttura da quello del suolo, nonché un rapporto di isolamento $T_{is}/T_{bf} = 7$ (avendo denotato con T_{bf} il periodo fondamentale di vibrazione della struttura a base fissa). L'intervento di isolamento è riuscito, inoltre, a ridurre sostanzialmente a zero l'eccentricità del centro delle masse dal centro delle rigidezze.



Fig. 3.11.4: Vista in 3D dei dispositivi elastomerici e dei dispositivi a scorrimento

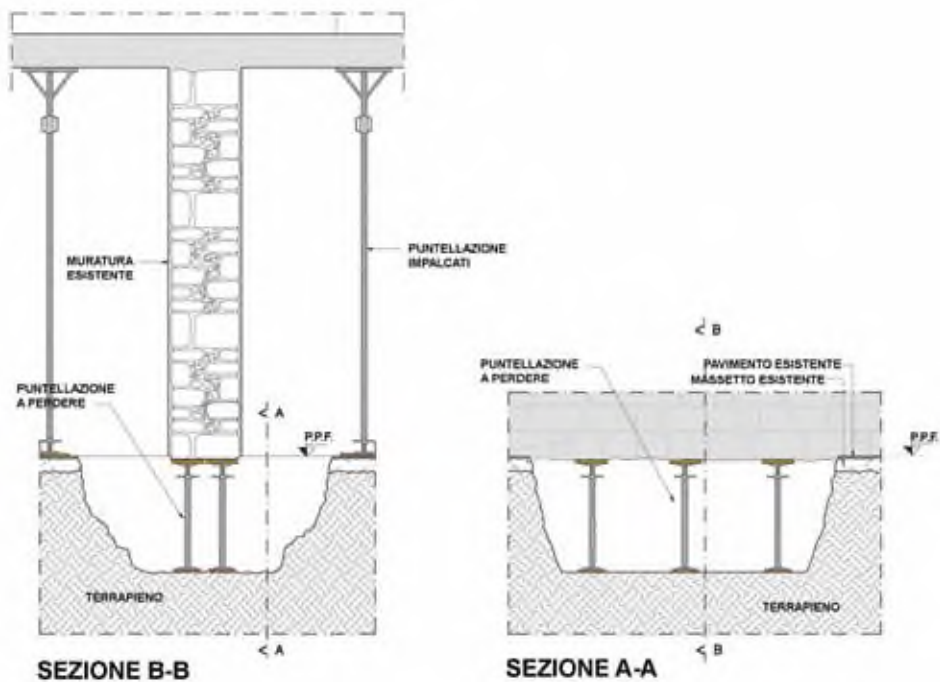
Le principali caratteristiche dei dispositivi elastomerici impiegati sono riportate nella tabella che segue.

| SPOSTAMENTO 250 mm | | | | | | | | | | |
|--------------------|--|-----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----|-----|-----|-----|
| SI-S | V | F _{vd} | K _e | K _v | D _e | t _e | h | H | Z | W |
| | kN | kN | KN/mm | KN/mm | mm | mm | mm | mm | mm | kg |
| SI-S 450/126 | 530 | 2890 | 0.51 | 587 | 450 | 126 | 226 | 276 | 500 | 239 |
| V | Carico verticale massimo agente sull'isolatore in presenza di sisma corrispondente allo SLC | | | | | | | | | |
| F _{vd} | Carico verticale massimo agente sull'isolatore in assenza di sisma (SLU), concomitante con rotazione 0 e spostamento orizzontale 10 mm | | | | | | | | | |
| K _e | Rigidezza orizzontale equivalente | | | | | | | | | |
| K _v | Rigidezza verticale | | | | | | | | | |
| D _e | Diametro elastomero | | | | | | | | | |
| t _e | Spessore totale gomma | | | | | | | | | |
| h | Altezza escluse piastre di ancoraggio | | | | | | | | | |
| H | Altezza totale incluse piastre di ancoraggio | | | | | | | | | |
| Z | Lato piastre di ancoraggio | | | | | | | | | |
| W | Peso isolatore escluse zanche | | | | | | | | | |

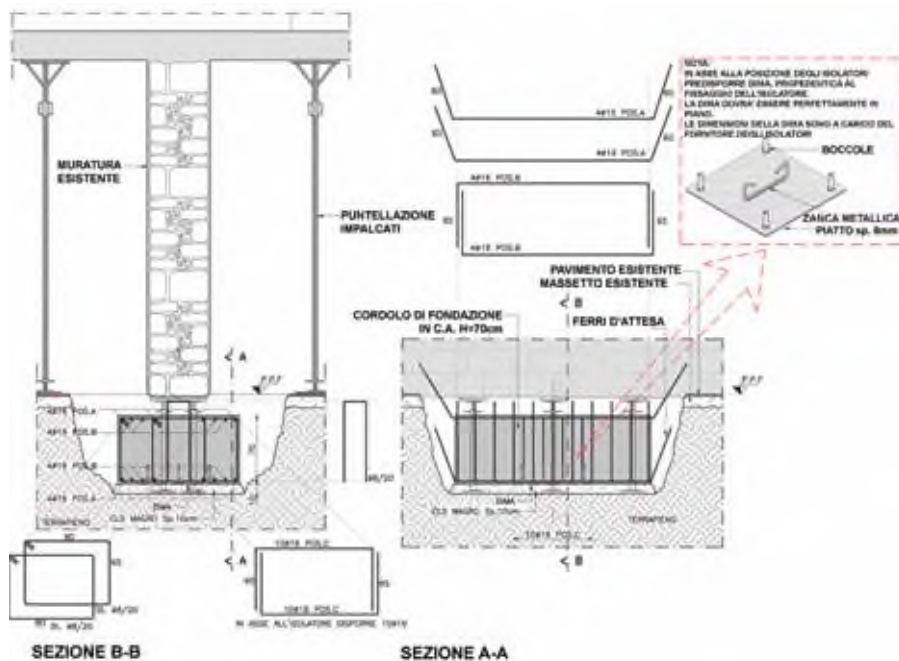
Tabella 3.11.1: Isolatore elastomerico serie S (mescola morbida)

Fasi della messa in opera dei dispositivi di isolamento

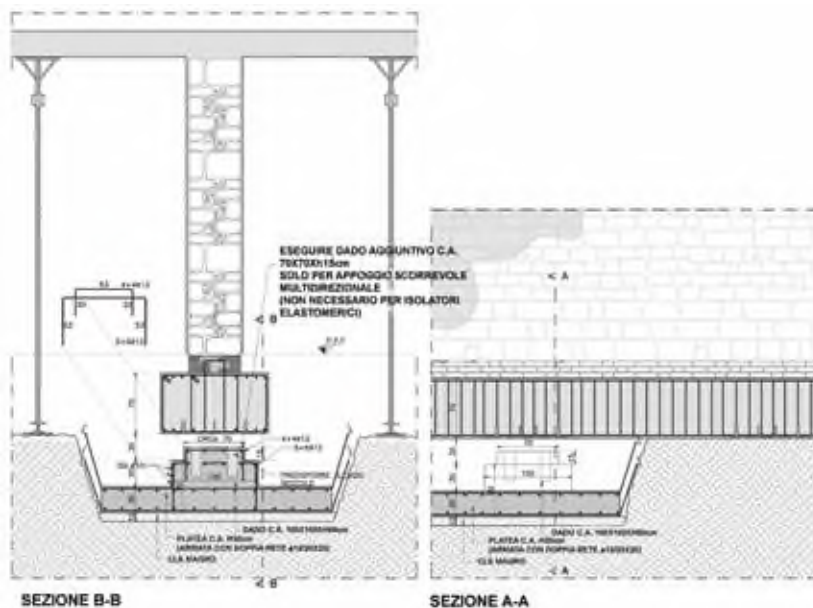
Le fasi operative che caratterizzano la messa in opera dei dispositivi di isolamento sono state ispirate alla ben nota tecnica tradizionale per la realizzazione di sottofondazioni in un edificio fondato sul terreno. La prima operazione ha riguardato la messa in sicurezza degli elementi in elevazione che presentavano il danneggiamento maggiore. Successivamente, come si è già osservato in precedenza, sono stati separati i due corpi adiacenti, quello a più livelli con quello contro terra, realizzando un giunto di circa 25 cm. Le principali fasi operative sono illustrate e descritte dalle figure di seguito riportate.



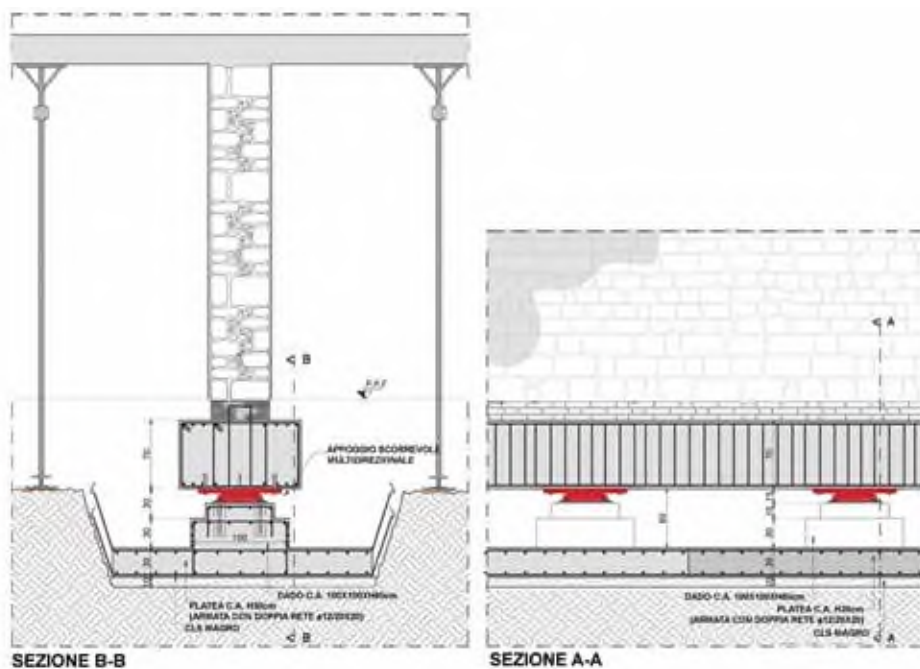
Fase 2: Scavo per cantieri e puntellazione



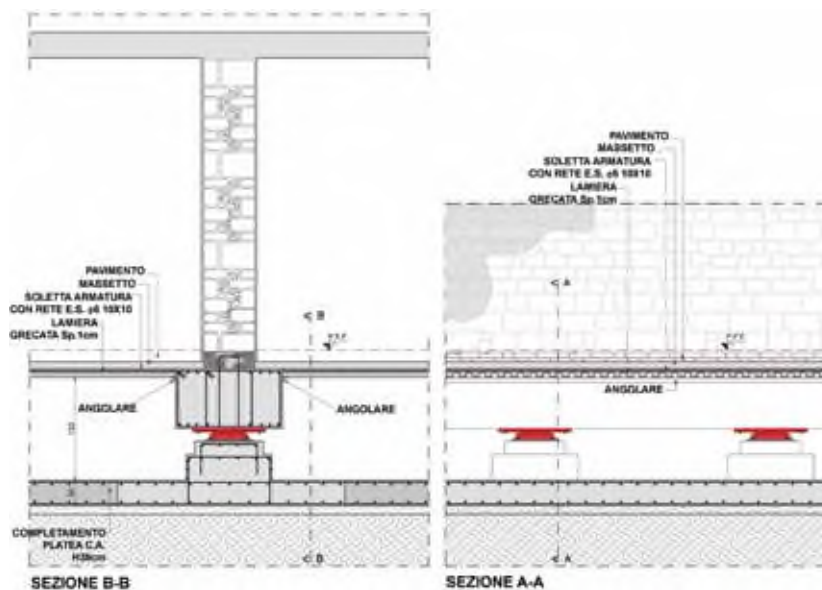
Fase 3: Esecuzione della sottofondazione c.a. per cantieri posizionando la dima superiore dell'isolatore



Fase 4: Scavo per cantieri ed esecuzione della platea nervata



Fase 5: Eseguire allo stesso modo le fasi precedenti per tutti gli isolatori



Fase 6: Realizzazione del solaio in lamiera grecata e getto collaborante di complemento



Foto 1: Vista della sottofondazione dell'edificio in muratura



Foto 2: Fase di scavo e realizzazione dei baggioli di appoggio



Foto 3: Vista di un isolatore inserito al di sotto del portico



Foto 4: Vista del baggiolo della sottostruttura, del sistema di isolamento, del cordolo di base e della sovrastruttura

4.

Esempio di dimensionamento e calcolo relativo ad un edificio esistente in c.a.

Gianmario Benzoni

Department of Structural Engineering - University of California, San Diego

Fernando Fraternali

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Giuseppe Rocchetta

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Il presente capitolo illustra la progettazione e l'analisi di due diversi interventi di adeguamento sismico di un edificio in cemento costruito tra gli anni '60 e '70 del secolo scorso ad Avellino (Fig. 4.1). Si tratta di interventi virtuali, dal momento che l'edificio in esame non ha ancora subito, allo stato, alcun intervento di adeguamento sismico reale. Il condominio dell'edificio interessato ha fornito ai curatori di questo volume alcune informazioni tecniche disponibili sulla progettazione originaria dello stesso. Quest'ultimo, data la sua epoca di costruzione, non risponde alle prescrizioni delle più recenti normative sismiche nazionali ed europee. Le ipotesi di rinforzo strutturale che si passa ad esami-



Fig. 4.1: Vista dello stato attuale dell'edificio preso in esame

nare sono orientate a mettere tra loro a confronto alcune possibili strategie di adeguamento sismico di una tipologia di edifici per civili abitazioni molto diffusa sul territorio nazionale.

Una prima parte dello studio che forma l'oggetto del presente capitolo si incentra su una accurata modellazione della struttura dell'edificio preso in esame, al fine di valutarne la risposta sismica nelle sue condizioni attuali, nonché il livello di sicurezza e la vulnerabilità sismica. Si è ipotizzato un livello di conoscenza dello stato di fatto corrispondente al livello LC1 della normativa NTC2018, in previsione dell'effettuazione di saggi e *limitate prove in situ* per l'individuazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali e dell'effettiva entità e disposizione delle armature. Non disponendo tuttavia di tali risultati, che si immaginano solo virtualmente disponibili, le simulazioni presentate nel prosieguo del capitolo fanno riferimento a valori medi attendibili delle caratteristiche meccaniche dei materiali e delle armature, in considerazione della tipologia strutturale presa in esame e dell'epoca di costruzione del fabbricato [84].

Le simulazioni presentate fanno riferimento a due diverse modellazioni dell'organismo resistente dell'edificio: modello di telaio semplice e modello di telaio inglobante bielle equivalenti. Queste ultime simulano la presenza di tamponature in muratura non giuntate dal telaio. La scelta di tali modellazioni è orientata a valutare il ruolo giocato dalla rigidità delle tamponature sulla risposta sismica dell'edificio in condizioni pre-intervento

4.1 Descrizione della struttura

L'edificio in esame è stato costruito tra gli anni '60-'70 del secolo scorso ad Avellino, in Via Cappone n. 29. Introdotto un riferimento Cartesiano x-y (asse x- disposto secondo la facciata più lunga), si rileva che l'edificio qui in esame è affiancato da un edificio gemello, dal quale è giuntato in elevazione (vedi Fig. 4.1). Nel seguito si farà riferimento ad uno solo degli edifici gemelli, che si estende in direzione "x" per 26.35 m ed in direzione "y" per 16.60 m (Fig. 4.1.2). L'edificio analizzato si eleva per otto livelli strutturali con un'altezza di interpiano corrente di 3.70 m; presenta un piano seminterrato destinato a garage, parzialmente sottoposto rispetto al piano stradale in pendenza; un piano porticato soprastante e diverse aperture per l'ingresso ai garage. L'ultimo piano ha un'altezza di 2.90 m ed è delimitato da una copertura a falde.

Tutti i livelli presentano una destinazione d'uso per "civili abitazioni", ad eccezione del livello porticato e del livello seminterrato. Alcuni tamponamenti di piano si presentano aggettanti rispetto alle travi perimetrali, a chiusura dei

numerosi elementi a sbalzo presenti lungo il perimetro. L'edificio è infatti dotato di balconi su tutti i piani abitabili, lungo i lati nord e sud. È presente un vano scala con al centro il corpo ascensore, aggettante rispetto al corpo dell'edificio. I solai sono in latero cemento con soletta irrigidente di spessore di 40 mm.

L'edificio si assume realizzato con un calcestruzzo di tipo C20/25, in ragione delle considerazioni sopra-esposte. Le travi interne sono tutte a spessore con sezione retta 25x25 cm mentre quelle perimetrali hanno sezione 50x25 cm. I primi tre piani presentano pilastri più spessi di dimensioni 60x30 cm e 30x60 cm. Dal quarto piano al sesto piano i pilastri presentano una rastremazione ed esibiscono sezioni di 50x30 cm e 30x50 cm. All'ultimo piano è presente un ulteriore restringimento della sezione dei pilastri, che ivi esibiscono sezioni 40x30 cm e 30x40 cm. In Fig. 4.1.2 è riportato un disegno schematico del piano tipo dell'edificio.

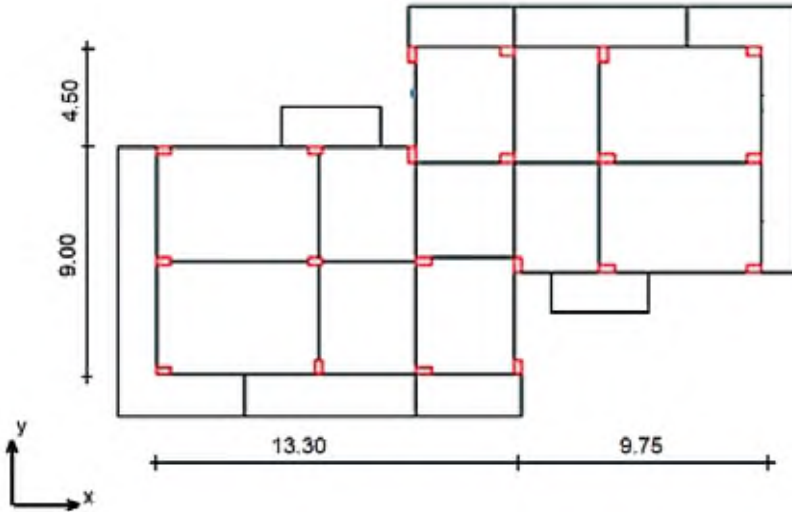


Fig. 4.1.2: Pianta tipo dell'edificio

Alcune ipotesi sono state formulate allo scopo di identificare i materiali da costruzione impiegati, facendo riferimento a materiali tipici di costruzioni risalenti allo stesso periodo di fabbricazione dell'edificio in esame. Specificatamente, si è ipotizzato l'impiego di un acciaio per armature di tipo Feb32K (D.M. 30/05/1972), con resistenza allo snervamento pari a 320 N/mm² e resistenza a rottura 500 N/mm² [84]. Ogni pilastro presenta 4 barre di acciaio negli spigoli di diametro $\phi 16$, mentre lungo i lati le barre hanno un diametro di $\phi 14$. Le

staffe con diametro ϕ 8 hanno un passo variabile compreso tra 20 e 30 cm in funzione del tipo di sezione dei pilastri.

Gli impalcati tipo in elevazione sono considerati sottoposti ad un carico permanente strutturale $G_1 = 3.00 \text{ kN/m}^2$, un carico permanente non strutturale $G_2 = 1.76 \text{ kN/m}^2$ ed un carico accidentale $Q = 2.00 \text{ kN/m}^2$. Il piano copertura è soggetto allo stesso carico permanente strutturale G_1 , mentre ivi risulta: $G_2 = 1.86 \text{ kN/m}^2$ e $Q = 1.50 \text{ kN/m}^2$. Sugli sbalzi si considerano agenti i seguenti carichi: $G_1 = 5.00 \text{ kN/m}^2$, $G_2 = 1.50 \text{ kN/m}^2$ e $Q = 4.00 \text{ kN/m}^2$. Il peso totale dell'intero edificio è stimato pari a 17152 kN.

4.2 Criticità dell'edificio

Il fabbricato in esame mostra diverse criticità dal punto di vista della sua risposta sismica, secondo quanto previsto dalle normative tecniche vigenti (NTC 2018). Si ricorda che esso fu progettato precedentemente alla promulgazione della prima normativa tecnica antisismica moderna in Italia, che si può identificare con la legge 2 febbraio 1974, n. 64 (*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*). L'edificio in esame, pertanto, non fu progettato per rispondere ai criteri alla base delle più moderne normative antisismiche, così come la maggior parte degli edifici in c.a. destinati a civili abitazioni in Italia, che risalgono allo stesso periodo di fabbricazione. Esso è caratterizzato da telai portanti distribuiti su venti pilastri relativamente snelli ed a sezione rastremata in elevazione, con disposizione in pianta non simmetrica (Fig. 4.1.2). Tale distribuzione genera una sensibile eccentricità del centro delle rigidezze strutturali, rispetto al centro delle masse. Si osservi, ad esempio, che le coordinate del centro di massa al primo impalcato pressoché coincidono con quelle del centro geometrico della struttura ($x=13.17 \text{ m}$; $y=8.30 \text{ m}$), mentre le coordinate del centro delle rigidezze allo stesso impalcato ($x=15.19 \text{ m}$; $y=8.46$) presentano eccentricità dal centro delle masse pari a 0.16 m in direzione x e 2.02 m in direzione y. Tale osservazione porta a prevedere la presenza di sensibili effetti torsionali sulla risposta sismica della struttura, sui quali si tornerà in maggiore dettaglio nel prosieguo del capitolo.

Caratteristico e sensibilmente irregolare rispetto al corpo del fabbricato è il piano terra di accesso al vano scala, che si presenta libero ed aperto, a formare un unico porticato i cui unici elementi a vista sono rappresentati dai pilastri del primo livello. Esso si configura come un tradizionale "*piano soffice*", insieme al piano seminterrato. Quest'ultimo, attualmente adibito ad autorimessa condominiale, è infatti caratterizzato da una distribuzione irregolare e non continua dei tamponamenti non collaboranti.

Va notato che la maggior parte delle aperture del piano cantina si trovano localizzate sul lato y , che rappresenta il lato meno rigido della struttura. Una configurazione strutturale di questo tipo, caratteristica dell'edilizia degli anni '60-'70 del secolo scorso, risulta, come documentato abbondantemente in letteratura, non ottimale in termini di risposta sismica. Si vedrà infatti più avanti che tale configurazione determina come conseguenza la dissipazione dell'energia sismica in ingresso prevalentemente in corrispondenza dei piani soffici, impedendo di fatto la formazione di un meccanismo duttile distribuito lungo tutto lo sviluppo in elevazione della struttura. I danni prevedibili in occasione di eventi sismici di forte intensità si possono immaginare concentrati prevalentemente alle estremità delle colonne dei piani soffici. Tali danni potrebbero potenzialmente condurre la struttura al collasso sotto scuotimenti di notevole rilievo, caratterizzati da un'intensità anche superiore al sisma dell'Irpinia del 1980. Si rileva, tuttavia, che l'edificio in esame si caratterizza per un discreto carattere di deformabilità strutturale (primo periodo proprio di vibrazione variabile tra 0.80 s ed 1.00 s, vedi il successivo Par. 4.4.1), il che implica la presenza di azioni sismiche assorbibili dalle strutture portanti sotto azioni sismiche di intensità non particolarmente elevata. Ciò sempre ammettendo che le caratteristiche meccaniche dei materiali siano assimilabili a quelle ipotizzate nell'ambito del presente studio, in assenza di rilievi oggettivi in situ.

La variazione progressiva della sezione dei pilastri induce una variazione da piano a piano delle eccentricità tra centri di rigidità e di massa.

4.3 Modellazione strutturale dell'edificio esistente

È noto che la risposta sismica delle strutture può essere sensibilmente influenzata dalla presenza di elementi non portanti, quali i tramezzi e i tamponamenti. In presenza di azioni sismiche, l'influenza che tali elementi esercitano sul comportamento strutturale, è ampiamente testimoniata dai numerosi studi disponibili in letteratura sull'argomento (vedi ad esempio, il riferimento bibliografico [42] ed i lavori ivi citati). Sulle base di queste considerazioni, vengono di seguito adottate le seguenti due modellazioni:

- T_S – telaio semplice (*senza tamponamenti*)
- T_B – telaio con bielle equivalenti (*con tamponamenti*).

Le bielle equivalenti, che simulano la presenza collaborante dei tamponamenti in muratura, vengono inserite al piano seminterrato, in corrispondenza delle facciate cieche ed al piano terra in corrispondenza del vano scala. La

modellazione T_B viene effettuata introducendo elementi diagonali (bielle) non lineari, che reagiscono solo a compressione. È utile osservare che la distribuzione dei tamponamenti è irregolare in pianta, con una presenza maggiore nella direzione y , che, come si vedrà in seguito, risulta essere la direzione debole dell'edificio.

Le modellazioni di cui sopra sono state implementate nel software commerciale SAP2000 (versione Research v.21). Ad ogni impalcato è stata attribuita una opportuna rigidità flessionale fuori piano (corrispondente allo spessore della soletta irrigidente), utilizzando nel piano il vincolo diaframma per simulare il comportamento di una lastra infinitamente rigida. Le masse sono distribuite su elementi shell disposti a formare i diversi impalcati. Le analisi strutturali presentate nel seguito includono l'analisi dinamica modale, l'analisi pushover con l'introduzione di cerniere plastiche di tipo FEMA (Eurocodice 8 [82]-[83]) e l'analisi time-history eseguita sulla base degli accelerogrammi associati allo spettro elastico di progetto. Sulla base dei risultati delle analisi svolte sull'edificio allo stato attuale, vengono successivamente proposte progettazioni di adeguamento sismico con isolatori di varia natura e con elementi dissipativi BRB.

4.4 Valutazione della risposta della struttura

4.4.1 *Analisi dinamica modale*

L'analisi dinamica modale con SAP 2000 dei modelli T_S (*senza tamponamenti*) e T_B (*con tamponamenti*) ha focalizzato la propria attenzione sui primi tre modi di vibrare della struttura, sia in termini di forme modali che in termini di frequenze naturali. In Fig. 4.4.1 sono mostrati i 3 modi di vibrare principali con massa partecipante maggiore del modello T_S .

I risultati in Fig. 4.4.1 mostrano un primo modo traslazionale nella direzione y , detta anche direzione debole, con periodo $T_1 = 1.19$ s ($f_1 = 0.84$ Hz) e massa partecipante dell'80%. Il secondo modo è traslazionale in direzione x , direzione forte, con $T_2 = 1.02$ s ($f_2 = 0.98$ Hz) e massa partecipante del 79%, mentre il terzo modo è torsionale con periodo $T_3 = 0.82$ s ($f_3 = 1.22$ Hz) e massa partecipante dell'83%.

I valori traslazionali di periodo confermano la stima approssimata desumibile dalla seguente formula, introdotta dalle NTC 2008 e ripresa dalla Circolare C.S.LL.PP: n. 7 del 21 gennaio 2019 che riporta istruzioni per l'applicazione delle NTC 2018:

$$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0.93$$

dove:

- H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione (28.80 m nel caso in esame);
- C_1 vale 0.075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato.

La presenza di un modo torsionale conferma l'irregolarità in pianta della struttura, che è stata precedentemente richiamata.

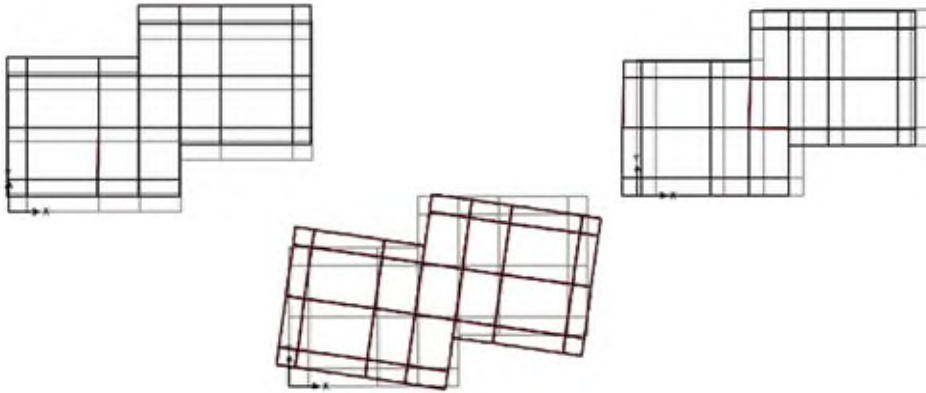


Fig. 4.4.1: Visualizzazione dei primi tre modi di vibrazione del modello T_s

L'analisi dinamica modale del modello con bielle equivalenti T_B ha prodotto risultati molto simili a quelli rilevati nel caso del modello T_s . I periodi e le frequenze corrispondenti a tale modello si avvicinano sensibilmente a quelli osservati in precedenza. In particolare, nel modello T_B si osservano i seguenti valori dei primi tre periodi fondamentali di vibrazione $T_1 = 0.99$ s (frequenza $f_1 = 1.01$ Hz); $T_2 = 0.86$ s ($f_2 = 1.16$ Hz) e $T_3 = 0.73$ s ($f_3 = 1.37$ Hz).

Nella Tabella 4.4.1 sono confrontati tra loro i risultati dell'analisi modale dei due modelli sopra richiamati.

Tabella 4.4.1 – Confronto tra i periodi dei primi modi di vibrazione dei modelli T_s e T_B

| Modo | T_s [s] | T_B [s] |
|------|----------------------|--------------------|
| | Modello senza bielle | Modello con bielle |
| 1 | 1.19 | 0.99 (-17%) |
| 2 | 1.02 | 0.86 (-16%) |
| 3 | 0.82 | 0.73 (-11%) |

4.4.2 Analisi pushover

L'analisi pushover è stata condotta sull'edificio in condizioni pre-intervento allo scopo di ottenere una previsione accurata e realistica della risposta sismica non-lineare della struttura e della sua evoluzione nel tempo, sotto un input sismico. Come è ben noto, tale analisi porta a costruire un modello evolutivo della struttura a plasticità concentrata (con formazione progressiva di cerniere plastiche), fino al collasso finale. Essa è stata condotta facendo aumentare progressivamente, attraverso un opportuno moltiplicatore, la distribuzione di carico sismico (forze orizzontali di piano) corrispondente al primo modo di vibrazione della struttura.

L'analisi pushover è stata condotta nelle due direzioni x e y , monitorando lo spostamento all'ultimo piano dell'edificio per entrambe le modellazioni T_S e T_B . In Fig. 4.4.2 si mostrano le configurazioni evolutive del modello T_S in corrispondenza degli step iniziale e finale della legge di carico evolutiva. Nelle figure che seguono, in accordo con le notazioni adottate da SAP 2000, le sezioni marcate con cerchi magenta, blu, giallo e ciano rappresentano rispettivamente sezioni che hanno appena raggiunto la condizione di snervamento (magenta); sezioni che sono in una fase centrale dell'escursione plastica "hardening" (blu); sezioni che hanno raggiunto la fase finale della zona plastica hardening (giallo) e sezioni che sono al punto terminale della fase discendente della risposta post-plastica, immediatamente precedente il collasso (ciano).

In entrambe le direzioni x e y , al primo step di carico si verifica un immediato raggiungimento del limite plastico in corrispondenza di due pilastri del primo piano e del piano semiinterrato. Allo step finale dell'analisi si crea invece una vera e propria zona di criticità in corrispondenza di tali piani che vengono a configurarsi come *piani soffici*, come si era peraltro già osservato in precedenza.

A differenza del modello T_S , l'analisi pushover del modello con bielle equivalenti T_B non mette in luce il raggiungimento del limite plastico nei primi step dell'analisi evolutiva (Fig. 4.4.3). Nel modello T_B , infatti, solo negli step di carico successivi ai primi, si osserva la formazione di cerniere plastiche, questa volta in corrispondenza dei piani superiori al piano terra. Tale risultato indica che la presenza collaborante dei tamponamenti in muratura conduce ad incrementare il valore di rigidezza della struttura, modificando il valore del carico di attivazione delle cerniere plastiche e la loro distribuzione in elevazione. È utile anche osservare che gli effetti di piano soffice osservati nel modello T_S (Fig. 4.4.2) non sono da attribuirsi alla presenza del porticato al piano terra, ma bensì dalla distribuzione delle rigidezze strutturali primarie in elevazione, dal momento che il modello T_S non tiene conto della presenza delle tamponature collaboranti. Viceversa, il modello T_B , che porta in conto la risposta delle

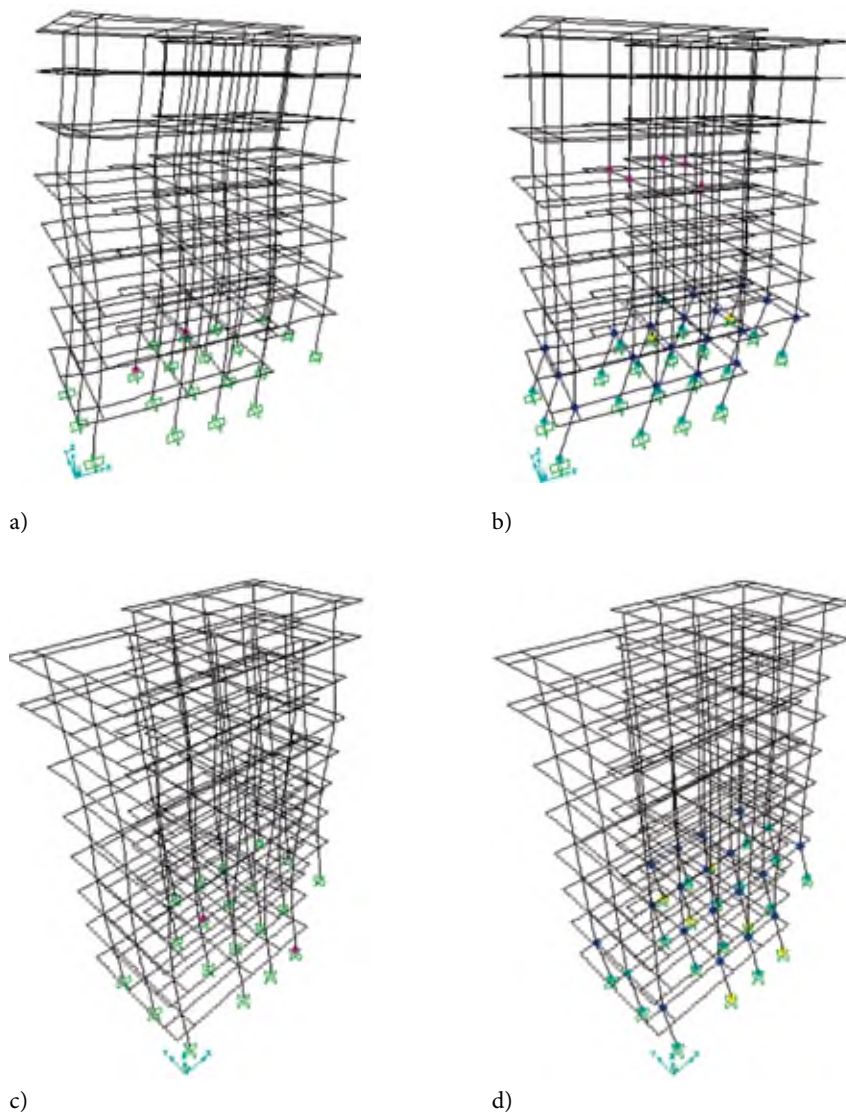


Fig. 4.4.2: Formazione delle cerniere plastiche per l'analisi pushover del modello TS. a) Step iniziale lungo x; b) Step finale lungo x; c) Step iniziale lungo y; d) Step finale lungo y.

murature collaboranti del vano scala e del piano semiinterrato, non esibisce significativi effetti di piano soffice al primo ed al secondo impalcato (Fig. 4.4.3).

La Fig. 4.4.3 mostra un confronto tra le curve di pushover in direzioni x e y dei modelli T_S e T_B .

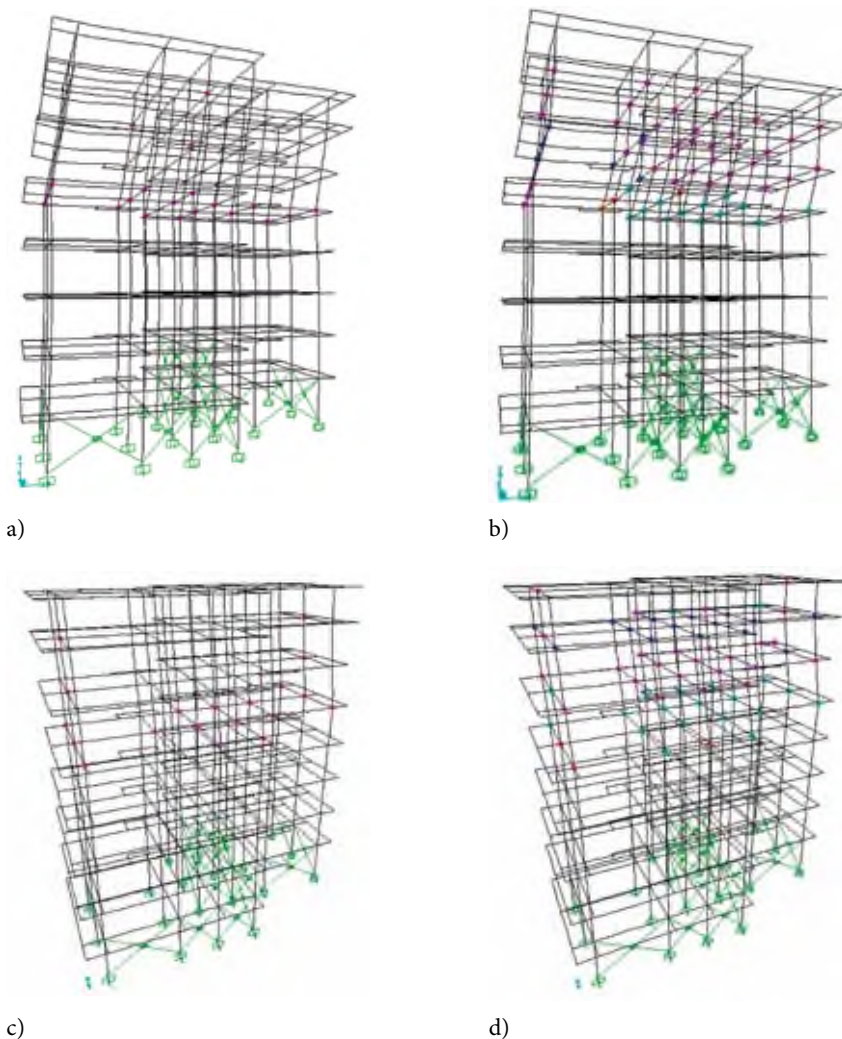


Fig. 4.4.3: Meccanismi di attivazione delle cerniere plastiche per l'analisi pushover nel caso TB.
a) Step 2 lungo x; b) Step finale lungo x; c) Step iniziale lungo y; d) Step finale lungo y.

Il confronto tra le due modellazioni di cui sopra mostra un incremento di forza laterale massima assorbibile dell'ordine del 40% nel caso del modello T_B (per confronto con il modello T_S). Il massimo spostamento in sommità si registra per il modello T_S e raggiunge un valore pari a 182 mm. In considerazione delle maggiori criticità potenziali messe in luce dal modello T_S nell'analisi di pushover, nel seguito, a vantaggio di sicurezza, si farà riferimento a questo modello per l'analisi time-history e per la progettazione degli interventi di adeguamento sismico.

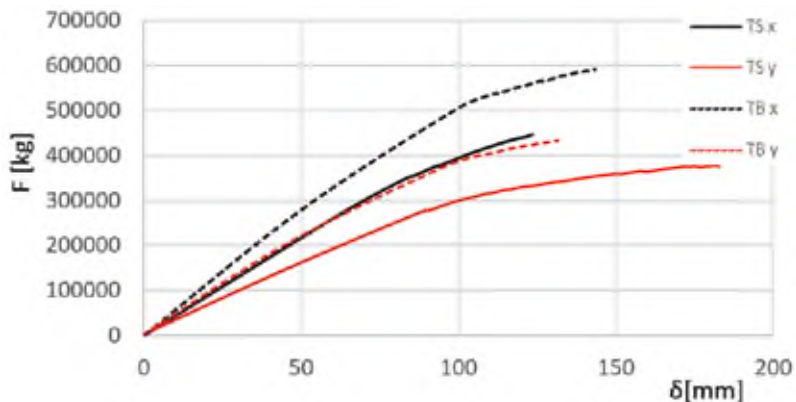


Fig. 4.4.4: Confronto tra le curve di pushover dei modelli T_S e T_B

4.4.3 Analisi dinamica non lineare mediante time-history

Per la scelta dell'input da considerare nella presente analisi, si è fatto uso del software RexeLite (disponibile in versione “free” all'url: <http://itaca.mi.ingv.it>), impiegando i seguenti parametri, caratteristici dell'edificio e del sito in esame:

- Latitude: 40.9154
- Longitude: 14.7896
- Site classification: B
- Topography: 1
- Nominal life [years]: 50
- Building functional type (Cu): 1.0
- Limit state probability: 0.1 (life-safety limit state)

In Fig. 4.4.5 si riportano gli spettri di risposta in termini di accelerazione di sette accelerogrammi ottenuti mediante il software RexeLite per lo stato limite SLV, in corrispondenza di ciascuna delle direzioni di sollecitazione x e y, sulla base dei parametri di input sopra descritti.

Nel seguito, a titolo puramente esemplificativo, si riportano i risultati delle analisi time-history eseguite in corrispondenza di soli due accelerogrammi selezionati tra i sette di cui sopra, uno in direzione x ed uno in direzione y. Gli accelerogrammi considerati presentano picchi di PGA pari a 0.2g in direzione x e -0.23g in direzione y e corrispondono a quelli con picchi di accelerazione più elevati tra quelli in esame. Per quanto riguarda il numero e la tipologia di accelerogrammi da considerare per le analisi time-history, ai sensi della normativa tecnica vigente, si rimanda il lettore ai punti 3.2.3.6 e 7.11.3.5.2 delle NTC 2018.

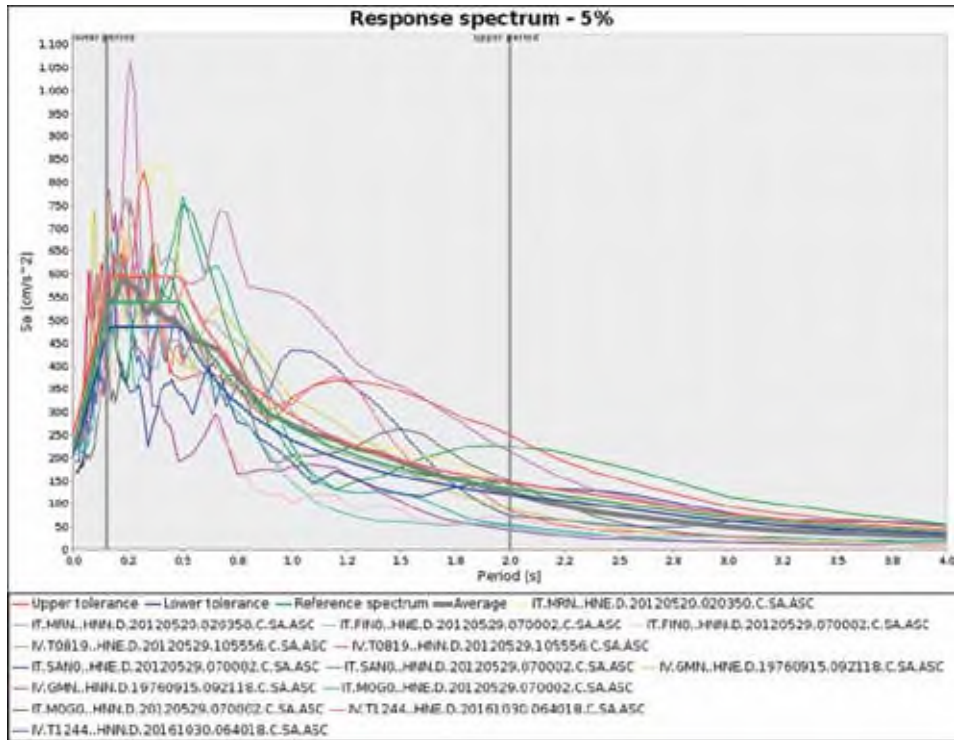


Fig. 4.4.5: Spettri di accelerazione (smorzamento 5%) per il sito in esame

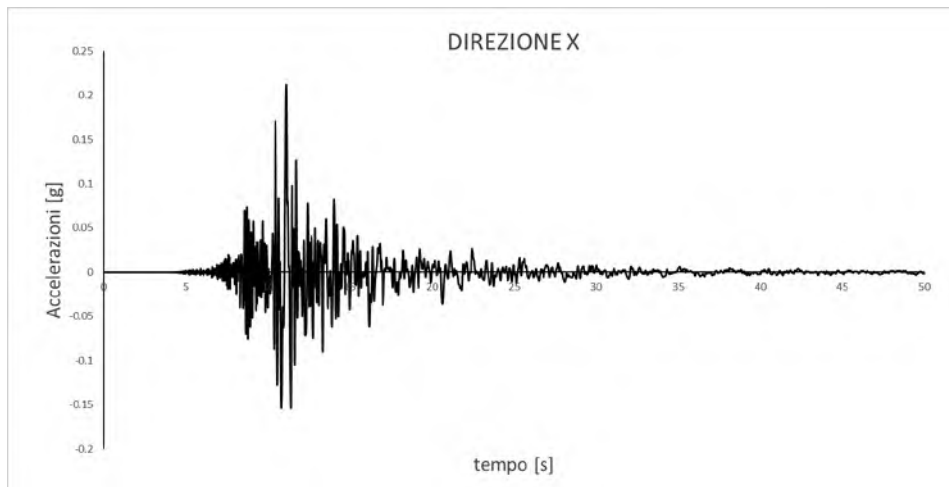


Fig. 4.4.6: Accelerogramma selezionato per l'input alla base in direzione x

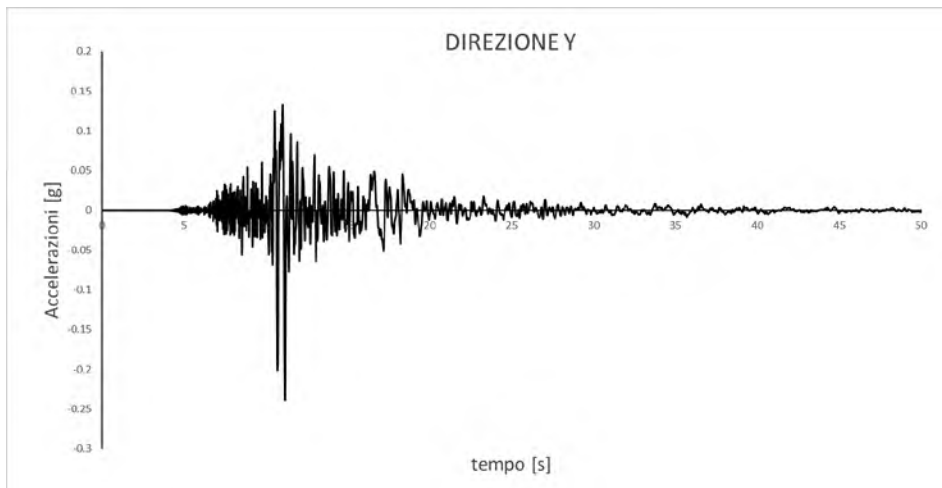


Fig. 4.4.7: Accelerogramma selezionato per l'input alla base in direzione y

Si prendono in esame le seguenti combinazioni degli accelerogrammi selezionati in direzione x e y:

- x 100%;
- y 100%;
- x 100% + y 30%;
- x 30 % + y 100%.

Le analisi time-history eseguite in corrispondenza di tali combinazioni hanno messo in evidenza che la condizione più gravosa risulta essere quella con moltiplicatori pari al 100% in direzione x ed al 30% in direzione y. In corrispondenza di questa combinazione di eccitazione alla base, si riporta in Fig. 4.4.8a l'andamento dell'accelerazione registrata ad ogni piano dell'edificio nelle direzioni x e y. In direzione x, l'accelerazione massima in sommità all'ultimo piano assume un valore di 0.36g, con un fattore di amplificazione rispetto all'accelerazione massima alla base pari al 148%. In direzione y si ottiene invece un picco di accelerazione all'ultimo piano pari a 0.11g con fattore di amplificazione rispetto alla base pari all'83%. In Fig. 4.4.8b si riporta la distribuzione degli spostamenti relativi di interpiano (*interstory-drift*) ad ogni piano. Si registrano valori massimi al primo piano pari a 25 mm lungo la direzione x e pari 6 mm lungo la direzione y. Lo sforzo assiale massimo si registra nei pilastri di base ed è pari a circa 148000 kg. I risultati in Fig. 4.4.8b mettono in evidenza l'effetto di piano soffice al primo impalcato dell'edificio (molto marcato nel caso di eccitazione in direzione x), sul quale ci si è già soffermati in precedenza.

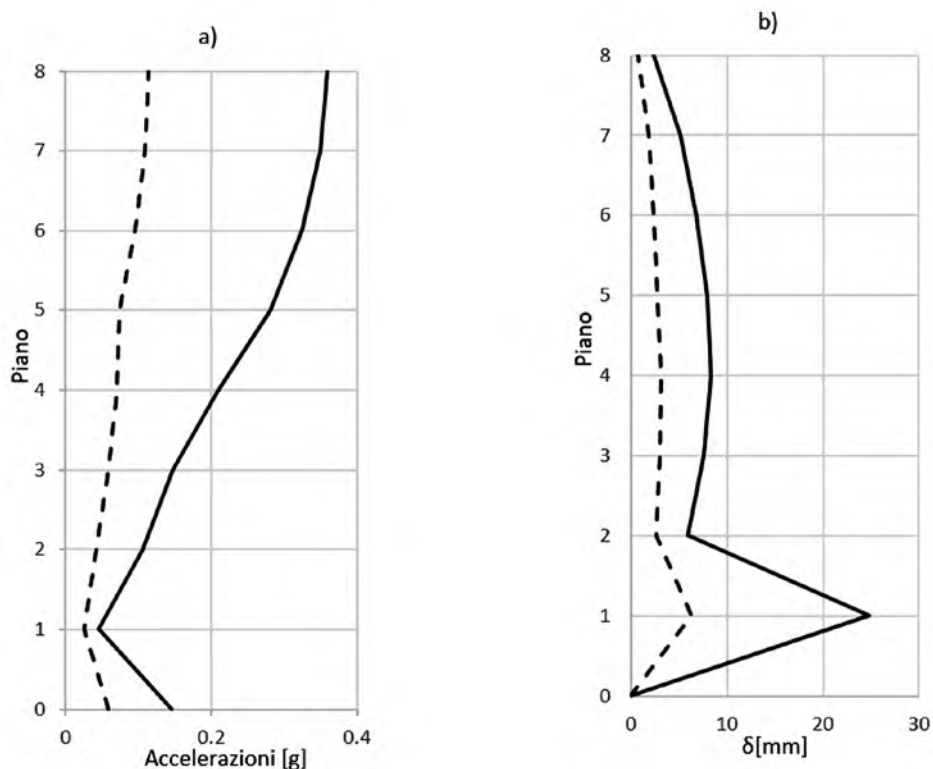


Fig. 4.4.8: Risultati della combinazione x100% +y30% lungo x (linea continua) e lungo y (linea tratteggiata); a) Accelerazioni massime per piano, b) Inter-story drifts

4.5 Adeguamento mediante isolamento sismico

Un primo intervento di adeguamento che si prende in esame si fonda sull'adozione di un sistema di isolamento che impieghi un numero totale di 20 isolatori, pari al numero di pilastri che compongono la struttura dell'edificio. Il calcolo del periodo proprio della struttura isolata, viene effettuato sulla base della normativa vigente. Come si è già osservato in precedenza, il peso totale agente dell'edificio è stimabile pari a 17152 kN (*massa sismica approssimativa pari a 1.75 kN s²/mm*).

Il periodo proprio della struttura isolata è ottenibile sulla base della relazione seguente:

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}}$$

dove K_{eff} è la rigidezza effettiva del sistema isolante e M la massa complessiva al di sopra del piano isolato. Nota la massa sismica della sovrastruttura e fissando un periodo di progetto $T = 3$ s, si ottiene dalla relazione precedente un valore di K_{eff} pari a 7.45 kN/mm. Ipotizzando di applicare isolatori identici in corrispondenza di ogni pilastro, la rigidezza di progetto del singolo isolatore K_{is} risulterà pari a 0.37 kN/mm. Il carico assiale massimo trasferito dal singolo pilastro all'isolatore (*riferito, cautelativamente, ai pilastri del primo livello*) è stimabile pari a circa 1350 kN. Le varie analisi eseguite sull'edificio in condizioni pre-intervento, che sono state presentate nei paragrafi precedenti, mettono in luce che l'edificio in esame è marcatamente deformabile in direzione orizzontale (periodo di vibrazione del modello a base fissa pari a circa un secondo) e sensibilmente più rigido in direzione verticale. Sulla base di tale considerazione, si prendono in esame di seguito diverse soluzioni di isolamento a vari livelli dell'edificio, realizzate attraverso l'impiego delle seguenti due tipologie di isolatori:

- Isolatore elastomero ad alta dissipazione (HDRB) (*tipo SI-S 350/150 dal catalogo FIP Mec srl*)
- Isolatore attritivo a superficie curva “friction-pendulum” (*tipo FIP-D-L 250/200*).

Confronto tra le prestazioni dei sistemi di isolamento esaminati

Vengono paragonati in questo paragrafo i risultati di diverse analisi *time history* con riferimento alle combinazioni x 100% + y 30% (detta di seguito semplicemente combinazione x) e y 100% + x 30% (detta di seguito semplicemente combinazione y), in corrispondenza di soluzioni di isolamento di varia natura e disposizione, di seguito elencate, al fine di avere indicazioni sulla migliore strategia di isolamento da adottare per l'edificio in esame:

- IB: Isolamento con 20 dispositivi HDRB al piano fondazione
- IB + GAP: Isolamento con 12 HDRB ed 8 slitte al piano fondazione
- IE: Isolamento con 20 HDRB al piano soffice
- IE + GAP: Isolamento con 12 HDRB ed 8 slitte al piano soffice
- FP: isolamento al piano soffice con dispositivi ad attrito

Nelle configurazioni con isolamento al piano soffice i dispositivi sono stati applicati alla sommità dei pilastri del piano porticato. È da osservarsi che questo tipo di intervento prevede il contemporaneo rinforzo degli elementi strutturali del piano interrato e degli elementi dello piano soffice (porticato), che risultano affetti da criticità dovute ad eccessiva flessibilità. Per semplicità

di analisi, questi interventi non sono stati modellati negli esempi qui presi in esame e la struttura al di sotto degli isolatori è stata “esclusa” dall’analisi svolta, introducendo incastrati al piede degli isolatori.

Le figure che seguono illustrano la disposizione in pianta degli isolatori in corrispondenza delle soluzioni di isolamento sopra descritte (riferita al piano di applicazione degli isolatori).

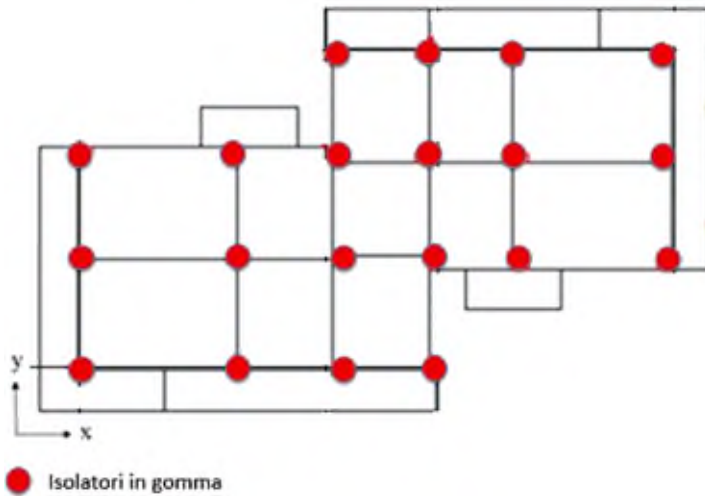


Fig. 4.5.1: Disposizione in pianta degli isolatori per le soluzioni IB, IE e FP

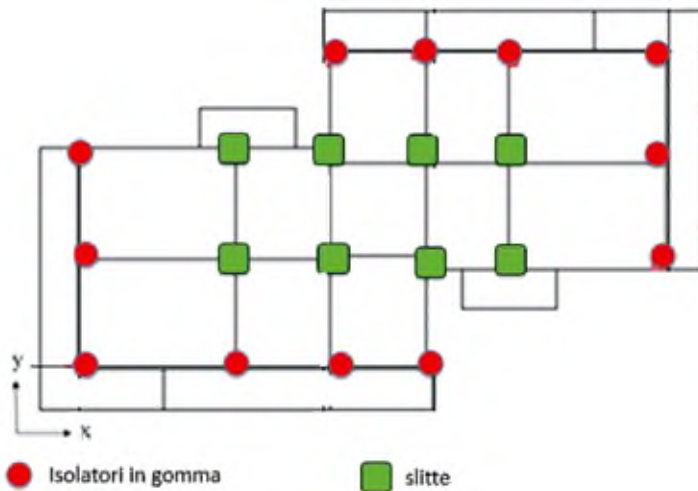
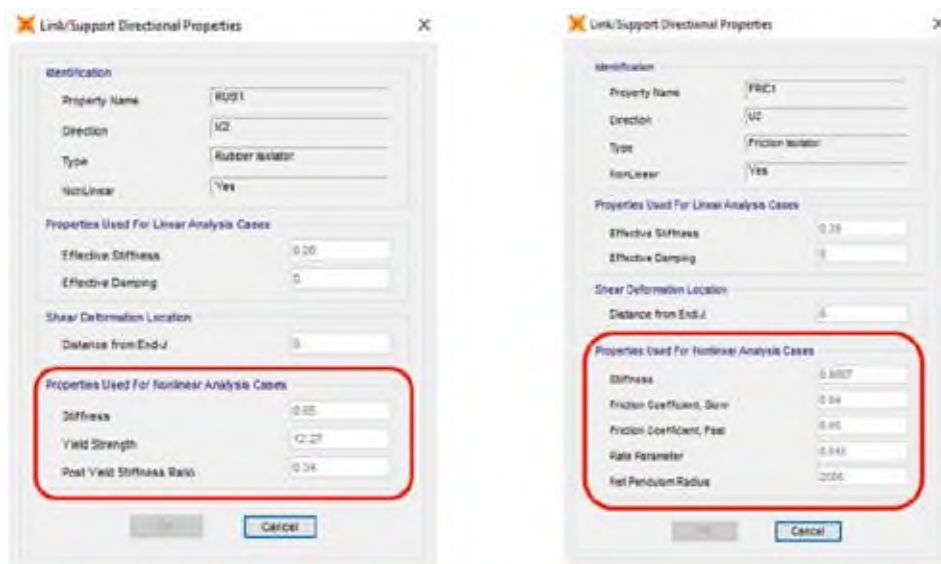


Fig. 4.5.2: Disposizione in pianta degli isolatori per le soluzioni IB+GAP e IE+GAP

Gli elementi GAP del SAP2000 sono stati impiegati per modellare la risposta non-dissipativa degli isolatori del tipo a slitta. Per quanto riguarda la modellazione degli isolatori HDRB e FP, si è fatto uso di elementi Link non-lineari dotati delle proprietà descritte nelle maschere di input illustrate in Fig. 4.5.3 (unità adottate KN e mm, vedi Par. 2.1 per i dettagli teorici di queste modellazioni).



a) Maschera di input per isolatori HDRB

b) Maschera di input per isolatori FP

Fig. 4.5.3: Maschere di input per la modellazione degli isolatori

Le soluzioni con elementi a slitta prevedono l'introduzione di otto dispositivi di tale tipologia in corrispondenza di altrettanti pilastri centrali dell'edificio (vedi Fig. 4.5.2). Si riportano in Fig. 4.5.4 i diagrammi delle accelerazioni massime di piano registrate nelle due direzioni x e y per tutti i casi esaminati. I risultati illustrati in Fig. 4.5.4 mettono in evidenza consistenti riduzioni di tali accelerazioni di piano in corrispondenza di tutte le soluzioni di isolamento esaminate (IB con e senza GAP; IE con e senza GAP; FP), per confronto con il caso della struttura non isolata (struttura a base fissa, caso FB). La soluzione più performante (accelerazioni minori) risulta essere quella FP per quanto riguarda l'eccitazione in direzione (prevalente) x e la soluzione IB + GAP per sollecitazione in direzione (prevalente) y. La soluzione FP risulta complessivamente la migliore (in corrispondenza di entrambe le combinazioni esaminate), dal

momento che la sua risposta sotto la combinazione y è molto prossima a quella della soluzione IB + GAP. È utile osservare che tutte le situazioni di isolamento prese in esame conducono a valori di accelerazioni massime non molto diversi tra loro, dal piano 2 fino in sommità, e che questi valori sono decisamente minori di quelli esibiti dalla struttura non isolata (soluzione FB).

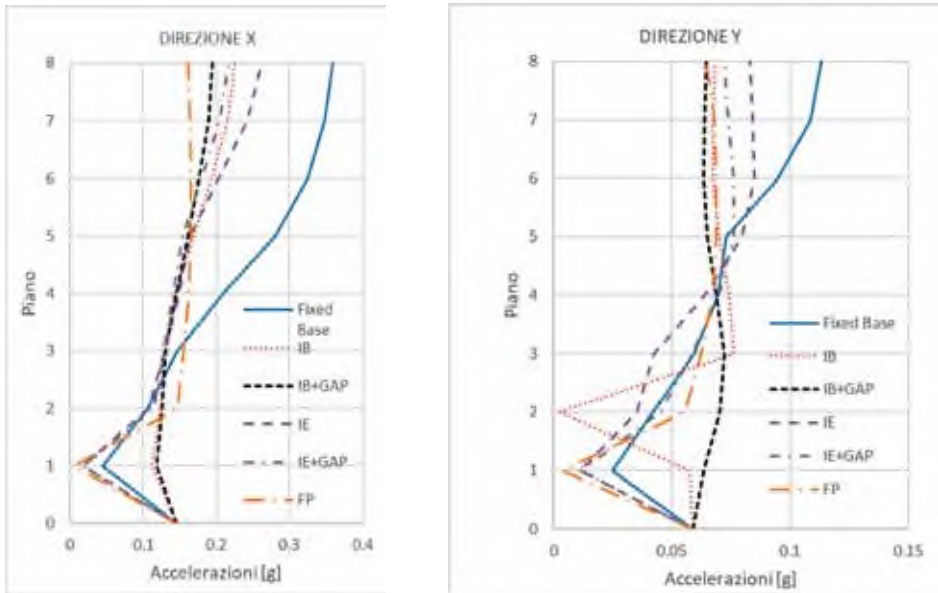


Fig. 4.5.4: Accelerazioni massime per piano

La tabella che segue mette in evidenza i valori massimi di accelerazione registrati all'ultimo piano per la combinazione x

Tabella 4.5.1 – Confronto tra i valori massimi dell'accelerazione all'ultimo piano per combinazione x

| Casistica | Accelerazione massima all'ultimo piano [g] |
|------------|--|
| Base fissa | 0.359125 |
| IB | 0.225736 |
| IB+GAP | 0.195337 |
| IE | 0.261872 |
| IE+GAP | 0.217252 |
| FP | 0.161657 |

Per quanto riguarda la risposta in termini di spostamenti relativi di interpiano, si fa riferimento ai risultati riportati in Fig. 4.5.5, che evidenziano interstory drifts molto più contenuti nelle soluzioni con isolamento rispetto al caso della struttura a base fissa. È utile osservare che le soluzioni con isolamento alla base IB e IB+GAP risolvono l'effetto di piano soffice al primo impalcato della struttura non isolata, particolarmente evidente nella direzione x.

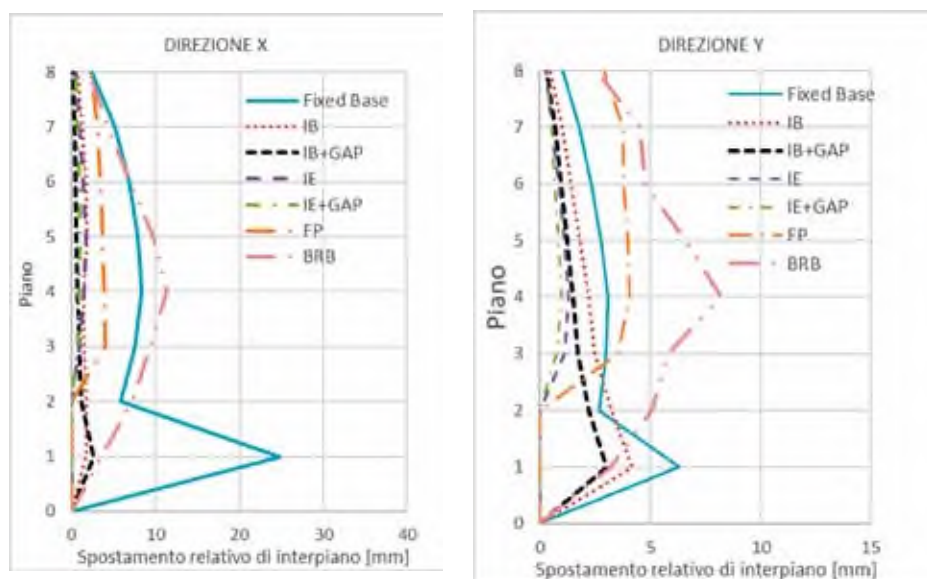


Fig. 4.5.5: Spostamenti relativi massimi di interpiano

4.6 Adeguamento mediante dissipatori BRB

Il presente paragrafo presenta una diversa strategia di adeguamento sismico dell'edificio in esame, ottenuta inserendo controventi dissipativi BRB nella struttura a base fissa (in assenza di isolamento). Si utilizzano controventi prodotti dalla FIP industriale, scegliendo dispositivi di tipo BRAD34/40b in direzione x e dispositivi di tipo BRAD21/40b in direzione y (vedi il catalogo FIP disponibile all' url <https://www.fipindustriale.it/index.php?area=106&menu=74> per i dettagli tecnici di tali dispositivi). Il dimensionamento di tali dispositivi è stato condotto facendo riferimento ai criteri riportati di seguito, che sono stati proposti nel riferimento bibliografico [13]

- *i) privilegiare le campate centrali del telaio al posto di quelle laterali: le campate centrali forniscono un maggior vincolo ai controventi;*

- ii) privilegiare i telai esterni al posto di quelli interni: i telai interni sono più rigidi di quelli esterni e dal momento che i controventi interagiscono con essi, la rigidezza di questi ultimi risulta più bassa;
- iii) privilegiare le campate all'interno delle rientranze: essendo campate in corrispondenza delle rientranze meno rigide rispetto a quelle adiacenti, la rigidezza dei controventi trae beneficio dal momento che le campate adiacenti offrono un buon vincolo;
- iv) posizionare i controventi negli angoli dell'edificio al fine di aumentare la rigidezza torsionale della struttura;
- v) preferire controventi di area inferiore, in modo da ridurre le forze indotte nel telaio irrigidito;
- vi) i controventi dovrebbero essere continui dalla sommità alla base dell'edificio in modo da avere un miglior percorso delle forze da essi sopportate.

La Fig. 4.6.1 illustra un'ipotesi di primo tentativo per l'inserimento dei controventi BRB nell'edificio in esame, che cerca di rispondere ai criteri suesposti, fatta eccezione per il criterio vi). L'adozione di quest'ultimo porterebbe, infatti, ad una soluzione eccessivamente invasiva in termini di disturbo dei piani destinati a civili abitazioni. Si è preferito adottare, in prima approssimazione, un intervento di rinforzo con controventi BRB ai soli primi tre impalcati dell'edificio, che provoca disturbo del solo primo piano destinato a civili abitazioni.

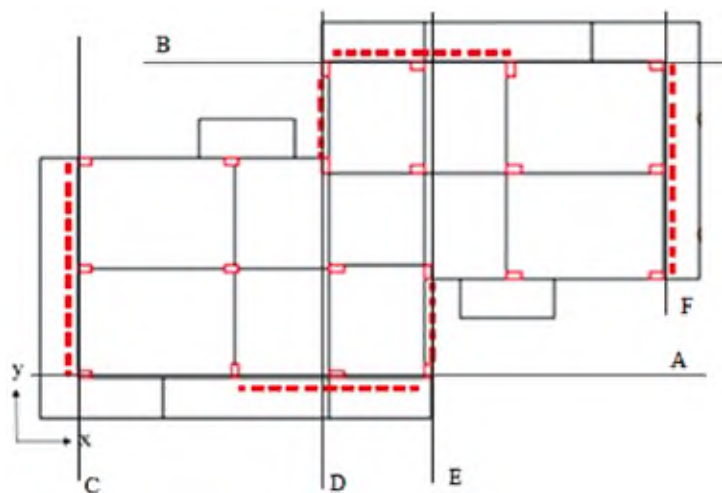
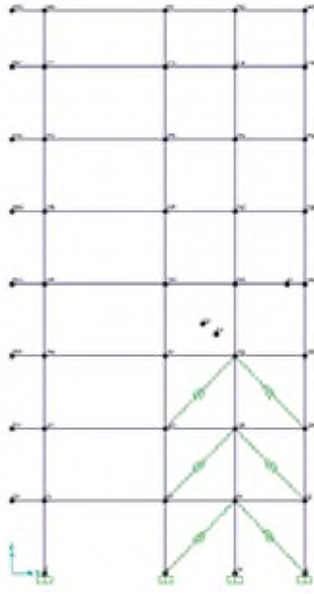


Fig. 4.6.1: Disposizione dei dissipatori BRB

Gli schemi riportati nelle Fig. 4.6.2-Fig. 4.6.4 illustrano le disposizioni dei controventi BRB nei vari allineamenti evidenziati in Fig. 4.6.1.

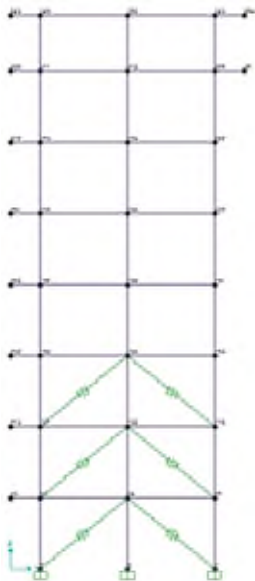


a)

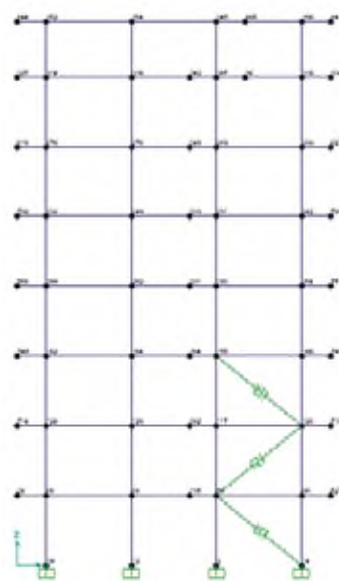


b)

Fig. 4.6.2: Disposizione controventi BRB in direzione x – a) Allineamento A; b) Allineamento B



a)



b)

Fig. 4.6.3: Disposizione controventi BRB in direzione y – a) Allineamento C; b) Allineamento D

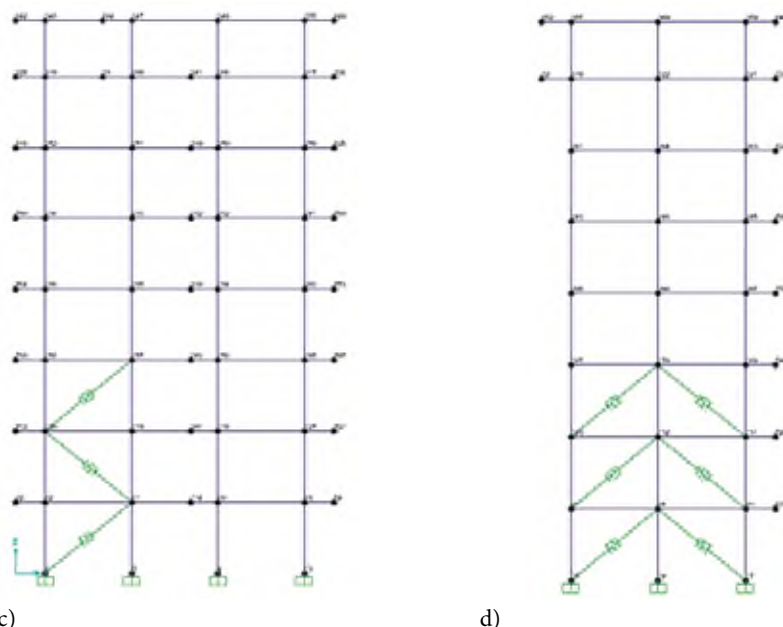


Fig. 4.6.4: Segue disposizione dei controventi BRB in direzione Y – a) Allineamento E; b) Allineamento F

L'analisi agli elementi finiti con SAP 2000 dell'edificio rinforzato con dispositivi BRB è stata condotta modellando tali dispositivi come elementi non lineari tipo Link descritti dai parametri di input illustrati nella Fig. 4.6.5 (unità adottate KN e mm, vedi Par. 2.1 per i dettagli teorici di questa modellazione).

L'analisi svolta è di tipo *time history*, considerando gli accelerogrammi selezionati indicati in precedenza. I risultati in termini di accelerazioni massime di piano sono illustrati in Fig. 4.6.6, che presenta un confronto tra la risposta della soluzione con BRB e quella dell'edificio non rinforzato (soluzione NO BRB). Si osserva che le accelerazioni massime di piano crescono in presenza dei controventi BRB, come conseguenza della maggiore rigidezza dell'edificio rinforzato mediante tali dispositivi. Nell'edificio rinforzato, tuttavia, le strutture preesistenti assorbono una quantità di energia sismica marcatamente inferiore, rispetto al caso dell'edificio non rinforzato, come si vedrà in dettaglio nel seguito.

I risultati in termini di spostamenti relativi di interpiano sono illustrati in Fig. 4.5.5. Tali risultati mettono in evidenza un interstory drift tra il livello 1 e la fondazione (di seguito indicato col simbolo id1) che decresce sensibilmente minore in presenza di elementi BRB, rispetto al caso dell'edificio a base fissa senza BRB (indicato con la sigla FB in Fig. 4.5.5). In particolare, in direzione x si osserva una



Fig. 4.6.5: Maschera di input per la modellazione dei controventi BRB

riduzione di id_1 dell'86% mentre in direzione y si osserva una riduzione di id_1 del 50 %, sempre passando dal caso FB al caso BRB. Se ne deduce che l'inserimento dei controventi BRB porta ad una sensibile riduzione dell'effetto piano soffice nell'edificio rinforzato. Si osserva, tuttavia, che gli interstory drifts della soluzione BRB tendono a diventare più grandi di quelli della soluzione FB muovendosi in elevazione (ossia in corrispondenza dei livelli superiori al primo), come conseguenza della interruzione dei BRB al terzo livello dell'edificio (Fig. 4.6.2-Fig. 4.6.4).

La tabella che segue illustra i periodi fondamentali di vibrazione della struttura senza BRB (o struttura allo stato di fatto SF) e della struttura rinforzata con controventi BRB (struttura CV). In virtù dell'irrigidimento prodotto dai controventi BRB, che si è già menzionato in precedenza, i periodi di vibrazione della struttura CV risultano sensibilmente inferiori rispetto a quelli della struttura SF.

L'effetto benefico in termini di energia assorbita dalle strutture pre-esistenti, che segue al rinforzo con i controventi BRB, è messo in luce dalla Fig. 4.6.7. Tale figura mostra un bilancio tra le diverse energie in gioco, in corrispondenza delle eccitazioni selezionate in direzione x e y . Vengono illustrati gli andamenti temporali dell'energia totale (energia cinetica più meccanica: ET); dell'energia dissipata per viscosità lineare, in presenza di uno smorzamento modale convenzionale del 5% (denotata col simbolo EDVL) e dell'energia dissipata per effetti isteretici nei controventi BRB (denotata col simbolo EDBRB). I grafici in Fig.

4.6.7 mettono in evidenza che, a 20 secondi dall'inizio dell'eccitazione, l'energia dissipata dagli elementi BRB risulta pari a circa il 78% di ET, sia in direzione x che in direzione y. Molto minore è invece l'energia dissipata per effetti viscosi lineari, che risulta pari a circa il 10% di ET, sia in direzione x che in direzione y, sempre a 20 s. Il significativo effetto dissipativo giocato dai BRB conduce ad una riduzione delle sollecitazioni assorbite dalle strutture pre-esistenti (travi e pilastri) ai piani soffici, che vengono a "scaricarsi" parzialmente per effetto della presenza dei controventi dissipativi. Ciò è confermato dalla sensibile riduzione dell'interstory drift id1 presente al primo livello dell'edificio, che si osserva in Fig. 4.5.5 nel passaggio dal caso FB al caso BRB, effetto sul quale ci si è già soffermati in precedenza.

Tabella 4.8.1 – Variazione dei periodi fondamentali di vibrazione con e senza BRB

| | |
|----------------------------|-------------------------------|
| direzione X | Struttura stato di fatto |
| $T_{SF} = 1.02 \text{ s}$ | Struttura con controventi BRB |
| $T_{CV} = 0.856 \text{ s}$ | |
| direzione Y | Struttura stato di fatto |
| $T_{SF} = 1.19 \text{ s}$ | Struttura con controventi BRB |
| $T_{CV} = 0.955 \text{ s}$ | |

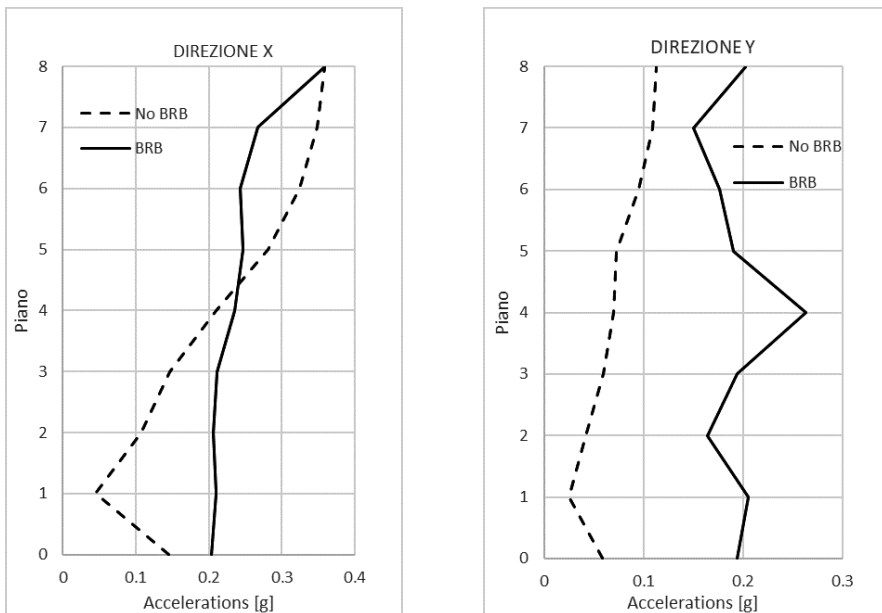


Fig. 4.6.6: Accelerazioni massime per piano

Iterando la progettazione dei controventi BRB si può pervenire ad una ottimizzazione della riduzione degli interstory drifts in elevazione, a fronte di una maggiore invasività dell'intervento di rinforzo.

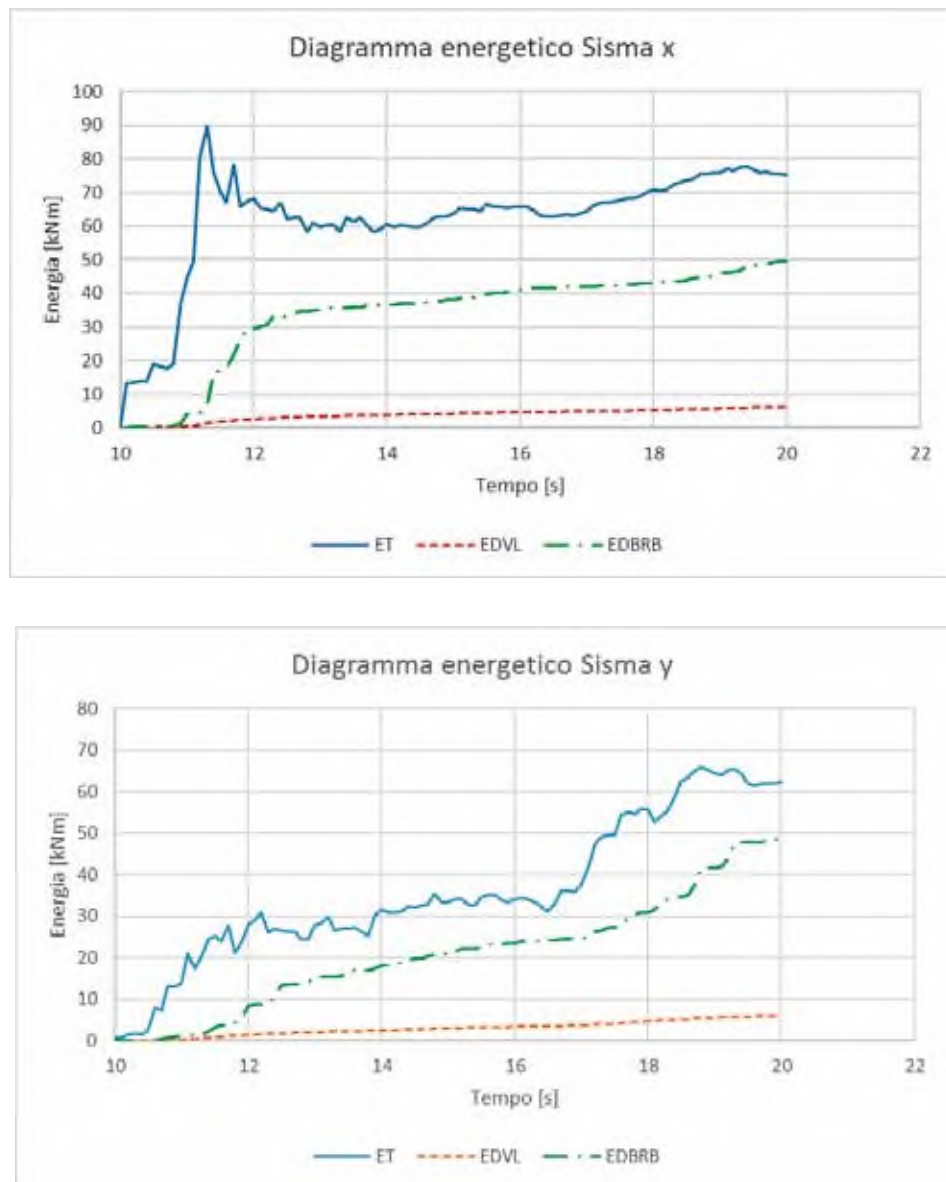


Fig. 4.6.7: Andamento delle energie nel tempo nella struttura rinforzata con BRB

Analisi comparativa dei costi di diverse tecniche di adeguamento sismico

Gianmario Benzoni

Department of Structural Engineering - University of California, San Diego

Luciano Feo

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Fernando Fraternali

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Federico Mazzolani

Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura - Università degli Studi di Napoli

Federico II

Giuseppe Rocchetta

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Premessa

Il presente capitolo illustra alcuni confronti tra diverse tecniche di adeguamento sismico di comune impiego, sia in termini di costi che in termini di tempi di realizzazione. Si fa riferimento agli esempi analizzati nei Paragrafi 3.2 e 3.10 e nel Capitolo 3 di questo volume.

Costi degli interventi analizzati nel caso studio del Paragrafo 3.2

Vengono prese in esame, in primo luogo, le tecniche di adeguamento analizzate nel Paragrafo 3.2, che includono fasciature con fibre di carbonio C-FRP e l'inserimento di controventi dissipativi ad instabilità impedita BRB, con e senza telai di contrasto. Al fine di pervenire ad un confronto obiettivo, i diversi interventi di consolidamento sismico analizzati sono stati progettati nel lavoro di bibliografia [58] in modo da ottenere, come risultato finale, la stessa capacità di resistenza nei riguardi delle azioni orizzontali. Utilizzando l'analisi statica non lineare, lo studio presentato in [58] calcola gli indici di vulnerabilità come rapporto tra domanda e capacità sismica dell'edificio negli stati pre- e post-intervento. Richiamando in sintesi quanto presentato diffusamente nel Paragrafo

3.2, si ricorda che l'intervento mediante C-FRP coinvolge tutti i pilastri, che vengono rinforzati lungo i quattro lati della sezione retta, mentre l'intervento con BRB introduce quattro controventi, due per ogni lato dell'edificio, al primo livello dell'edificio.

Tempi e costi di un intervento con impiego di materiali compositi C-FRP

La prima fase lavorativa relativa all'intervento di rinforzo sismico con C-FRP illustrato nel Par. 3.2 ha riguardato l'allestimento del cantiere con l'installazione dei ponteggi mobili su tutte le facciate, con altezza di 6 m e lunghezza totale di 61 m. I lavori sono proseguiti con la demolizione della tamponatura esterna; della tramezzatura interna e di parti della pavimentazione e massetto, con conseguente trasporto a discarica del materiale demolito.

Le fasi successive hanno riguardato l'installazione dei rinforzi in C-FRP: per i pilastri perimetrali, sul lato esterno sono state applicate quattro strisce di C-FRP aventi larghezza di 50 mm, spessore di 1.4 mm e lunghezza di 1.5 m. Per i pilastri interni e di facciata, sono stati invece utilizzati fiocchi di carbonio (vedi Par. 3.2).

Per determinare la stima dei costi unitari dei materiali impiegati, si è fatto riferimento al listino ufficiale della Regione Campania (2016) [26], per i costi base; al Prezzario della Regione Abruzzo (2014) per i rinforzi con BRB [27] ed ai costi unitari indicati dall'Azienda Mapei per i rinforzi FRP.

Le ultime fasi costruttive hanno riguardato il ripristino delle parti precedentemente demolite. Per il ripristino della tamponatura esterna e delle tramezzature interne, sono utilizzati mattoni aventi le stesse caratteristiche di quelli precedentemente demoliti. La Fig. 5.1 mostra i costi sostenuti mediante la tecnica di intervento con C-FRP. A tali costi, vanno aggiunti anche gli oneri per il soggiorno in albergo per gli abitanti nel periodo di esecuzione dell'intervento. La Fig. 5.2 riporta il cronoprogramma dei lavori.

| Adeguamento con FRP | | | | | |
|---------------------|--|--------------------|----------|--------------------|--------------------|
| Lavorazione | | Unità di misura | Quantità | Costo unitario [€] | Costo totale [€] |
| 1 | Ponteggio mobile | m ³ | 378 | € 17.62 | € 6,660.36 |
| 2 | Demolizione fodera interna tamponatura | m ² | 78 | € 4.78 | € 372.84 |
| 3 | Demolizione fodera esterna tamponatura | m ² | 78 | € 4.78 | € 372.84 |
| 4 | Demolizione tramezzatura interna | m ² | 50.25 | € 4.78 | € 240.20 |
| 5 | Demolizione pavimentazione | m ² | 5.24 | € 8.35 | € 43.75 |
| 6 | Demolizione massetto | m ² | 5.24 | € 14.15 | € 74.15 |
| 7 | Trasporto a discarica | m ³ | 24.84 | € 30.90 | € 767.56 |
| 8 | Nastri in C-FRP | m ³ | 5.1 | € 247.50 | € 1,262.25 |
| 9 | Fiocchi in C-FRP | m | 153 | € 122.96 | € 18,812.88 |
| 10 | Fogli in C-FRP | m ² | 10.2 | € 247.50 | € 2,524.50 |
| 11 | Ricostruzione fodera interna tamponatura | m ² | 78 | € 26.82 | € 2,091.96 |
| 12 | Ricostruzione fodera esterna tamponatura | m ² | 78 | € 37.69 | € 2,939.82 |
| 13 | Ricostruzione tramezzatura interna | m ² | 50.25 | € 26.82 | € 1,347.71 |
| 14 | Massetto | m ² | 5.24 | € 14.09 | € 73.83 |
| 15 | Pavimento | m ² | 5.24 | € 48.16 | € 252.36 |
| 16 | Intonacatura | m ² | 86.5 | € 18.09 | € 1,564.79 |
| 17 | Stuccatura | m ² | 86.5 | € 8.68 | € 750.82 |
| 18 | Tinteggiatura pareti interne | m ² | 1658.5 | € 7.94 | € 13,168.49 |
| TOTALE | | | | | € 53,321.09 |
| 19 | Soggiorno in Hotel 3 stelle pensione completa 25 gg. | persona per giorno | 16 | € 80.00 | € 32,000.00 |
| TOTALE | | | | | € 85,321.09 |

Fig. 5.1: Costi per l'intervento con FRP presentato nel Par. 3.2.

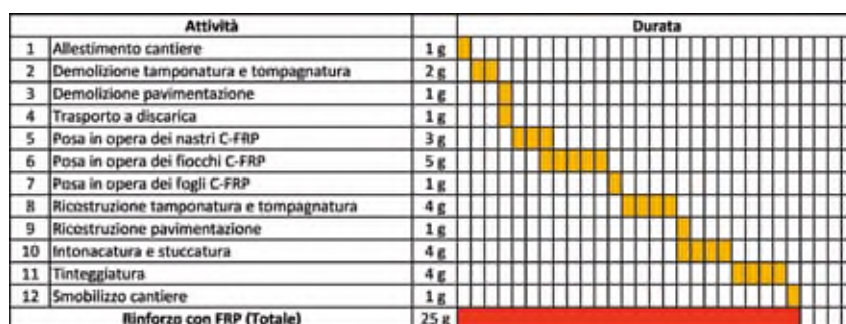


Fig. 5.2: Cronoprogramma dei lavori per l'intervento di rinforzo con FRP illustrato nel Par. 3.2.

Tempi e costi di un intervento con impiego di controventi BRB

Si passa ora ad esaminare l'intervento di rinforzo con controventi BRB illustrato nel Paragrafo 3.2. Anche in questo caso, come in quello relativo all'intervento illustrato in precedenza, la prima fase lavorativa ha riguardato l'installazione dei ponteggi metallici. Nel caso qui in esame i ponteggi hanno interessato solo il primo livello dell'edificio servito, poiché i controventi BRB sono stati previsti solo in corrispondenza di tale piano.

La fase successiva è consistita nella demolizione della tamponatura, con riferimento alla fodera esterna ed una porzione della fodera interna, dal momento

che i controventi BRB sono stati posizionati nella camera d'aria interposta tra gli elementi resistenti della tamponatura. Tale accorgimento ha comportato la demolizione di una quantità minore di materiali, rispetto al caso dell'intervento con FRP.

Il costo per l'installazione dei controventi BRB è dato dalla somma di tre aliquote: il costo del materiale, il costo di produzione ed il costo di montaggio. Anche in questo caso, la fase di ricostruzione della fodera esterna e della parte demolita della fodera interna ha impiegato mattoni aventi le stesse caratteristiche di quelli precedentemente demoliti. Le Fig. 5.3 e Fig. 5.4 illustrano l'analisi dei costi ed il programma dei lavori relativi all'intervento di rinforzo con BRB, con e senza e telai di contrasto.

| Lavorazione | Unità di misura | Quantità | Costo unitario [€] | Costo totale [€] |
|--|-----------------|----------|--------------------|--------------------|
| 1 Ponteggio mobile | m ² | 86.4 | € 17.62 | € 1,522.37 |
| 2 Demolizione fodera esterna tamponatura | m ² | 78.07 | € 4.78 | € 373.17 |
| 3 Trasporto a discarica | m ² | 7.82 | € 30.90 | € 241.64 |
| 4 BRB | kg | 544 | € 4.30 | € 2,339.20 |
| 5 Ricostruzione fodera esterna tamponatura | m ² | 78.07 | € 37.69 | € 2,942.46 |
| TOTALE INTERVENTO CON BRB | | | | € 7,418.84 |
| 6 Cerchiatura metallica | kg | 726 | € 3.04 | € 2,207.04 |
| 7 Connettori acciaio-cis | cadauno | 150 | € 3.00 | € 450.00 |
| TOTALE INTERVENTO CON BRB e TELAIO DI ACCIAIO | | | | € 10,075.88 |

Fig. 5.3: Costi per l'intervento con BRB presentato nel Par. 3.2.

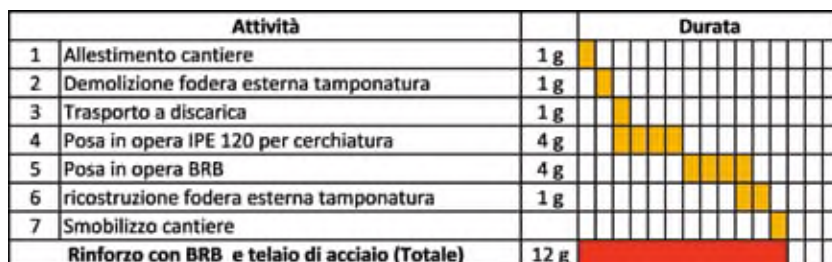


Fig. 5.4: Cronoprogramma dei lavori necessari per l'intervento con BRB illustrato nel Par. 3.2.

Confronti tra le tecniche di adeguamento analizzate nel Paragrafo 3.2

La Fig. 5.5 effettua un confronto tra i tempi di lavorazione ed i costi delle due tecniche di adeguamento sismico illustrate nel Paragrafo 3.2. Tale confronto mette in evidenza che l'impiego della tecnica di rinforzo con C-FRP risulta nettamente più costosa di quella che prevede l'installazione dei controventi BRB, comportando una spesa 7.19 volte maggiore di quella necessaria per quest'ultima. Si tenga anche presente che l'intervento con FRP prevede necessariamente

l'evacuazione dell'edificio, il che richiede di affrontare i costi di soggiorno in albergo dei residenti durante le lavorazioni. Ciò a differenza dell'intervento con BRB, che invece non prevede necessariamente l'evacuazione dell'edificio. Portando in conto anche questi ultimi costi, si può stimare che l'intervento con FRP comporta, con riferimento al caso studio esaminato nel Paragrafo 3.2, un costo 11.50 volte superiore a quello necessario per l'intervento di rinforzo con BRB.

È anche utile osservare che i tempi di realizzazione dell'intervento C-FRP risultano di 3.12 volte superiori rispetto a quelli necessari per l'intervento con BRB.

Infine, l'aggiunta dei telai in acciaio di contrasto nell'intervento con controventi BRB comporta un incremento di costo pari al 26% del costo dell'intervento senza telai di contrasto ed altresì un aumento dei tempi di lavorazione di soli quattro giorni.

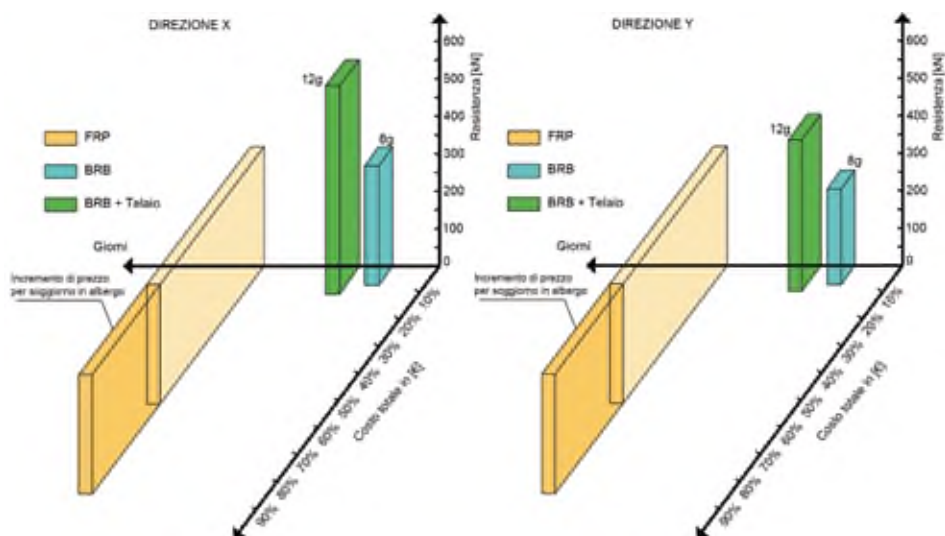


Fig. 5.5: Diagrammi tempo/costo/resistenza per gli interventi relativi al caso studio del Par. 3.2.

Costi degli interventi analizzati nel caso studio del Paragrafo 3.10

L'esempio analizzato nel Paragrafo 3.10 è riferito ad uno dei quattro edifici del complesso scolastico di Avezzano, ovvero l'edificio "A". Si rammenta che gli interventi previsti su tali edifici hanno coinvolto diverse tecniche di rinforzo, che includono sia tecniche di tipo convenzionale (*setti in c.a., inserimento di rompi tratta in acciaio, introduzione di rinforzi in FRP su pilastri e travi*), sia tecniche di rinforzo di tipo innovativo (*controventi dissipativi BRB*).

Si riportano nella figura che segue, i costi unitari sostenuti per l'adeguamento dei quattro edifici del complesso scolastico di Avezzano ed i costi relativi agli interventi sui soli edifici "A" e "B". Facendo riferimento ai costi riferiti all'intero complesso strutturale, si può osservare che il costo relativo all'installazione dei dispositivi BRB risulta pari al 9.52% del costo totale (16,4 Euro/mq). Quadi doppio è il costo riferito ai rinforzi in FRP, che ammonta al 18.85% del totale (52,34 Euro/mq). Si conferma il trend osservato nel paragrafo precedente in merito ai maggiori costi degli interventi con FRP rispetto ai costi relativi all'installazione dei controventi BRB. Vi è da osservare, tuttavia, che tali risultati sono da riferirsi agli esempi analizzati e non si possono generalizzare a tutti gli interventi di adeguamento sismico, dal momento che la natura di questi ultimi varia a seconda della natura e delle problematiche strutturali degli edifici interessati.

| | Intera struttura | | | | | Edificio A | | | | | Edificio B | | | | |
|-----------------------------------|------------------|------------------|------------------|--------------------|---------------|--------------------|------------------|------------------|--------------------|---------------|--------------------|------------------|------------------|--------------------|--|
| | Spesa | Incidenza | | | | Spesa | Incidenza | | | | Spesa | Incidenza | | | |
| | € | €/m ² | €/m ³ | €/K _{str} | € | €/K _{str} | €/m ² | €/m ³ | €/K _{str} | € | €/K _{str} | €/m ² | €/m ³ | €/K _{str} | |
| Voci di conto | | | | | | | | | | | | | | | |
| Pareti e travi in c.a. | 90338 | 73,3 | 25,1 | 26,4% | 22963 | 6,7% | 70,2 | 27,1 | 17,3% | 443296 | 11,0% | 190,7 | 52,2 | 44,0% | |
| Travi riempite | 23470 | 19,1 | 6,5 | 6,9% | 9877 | 2,9% | 30,1 | 11,6 | 7,4% | 6276 | 1,6% | 21,1 | 7,1 | 6,2% | |
| Realiz. Soletta all'esterno | 58931 | 47,7 | 16,3 | 17,2% | 23139 | 6,8% | 71,3 | 27,5 | 17,8% | 178934 | 5,2% | 60,7 | 21,1 | 17,8% | |
| Controventi dissipativi | 32320 | 26,4 | 9,0 | 9,5% | 19978 | 5,8% | 61,1 | 23,6 | 15,1% | 0 | 0,0% | 0,0 | 0,0 | 0,0% | |
| FRP | 64364 | 52,3 | 17,9 | 18,8% | 31436 | 9,2% | 96,1 | 37,1 | 23,7% | 88768 | 2,6% | 30,0 | 10,4 | 8,8% | |
| Colla garmeto scala | 18900 | 15,3 | 5,3 | 5,3% | 5000 | 1,4% | 1,5 | 0,6 | 0,4% | 0 | 0,0% | 0,0 | 0,0 | 0,0% | |
| Antiribaltamento tramezz. | 19718 | 1,6 | 0,5 | 0,6% | 0 | 0,0% | 0,0 | 0,0 | 0,0% | 19718 | 0,6% | 6,7 | 2,3 | 2,0% | |
| Anticentrino pilastri esterni | 86041 | 7,0 | 2,4 | 2,5% | 34093 | 1,0% | 10,4 | 4,0 | 2,6% | 72167 | 0,8% | 7,5 | 2,6 | 2,2% | |
| Impiego stabilizzazione copertura | 94131 | 7,8 | 2,7 | 2,8% | 20664 | 0,6% | 6,3 | 2,4 | 1,6% | 27276 | 0,8% | 9,7 | 3,7 | 2,7% | |
| Ripristino imparecchiatura | 48900 | 3,8 | 1,3 | 1,4% | 18800 | 0,6% | 5,7 | 2,2 | 1,4% | 13800 | 0,4% | 4,6 | 1,6 | 1,3% | |
| Ripristino impianti termici | 153596 | 12,3 | 4,2 | 4,5% | 55138 | 1,6% | 16,9 | 6,5 | 4,2% | 52500 | 1,5% | 17,9 | 6,2 | 5,3% | |
| Ripristino impianti elettrici | 23802 | 19,4 | 6,6 | 7,0% | 86642 | 2,5% | 26,6 | 10,2 | 6,5% | 83100 | 2,4% | 28,2 | 9,8 | 8,3% | |
| Opere provvisoriale | 72625 | 5,9 | 2,0 | 2,1% | 30815 | 0,9% | 9,4 | 3,6 | 2,3% | 15480 | 0,5% | 5,2 | 1,8 | 1,5% | |
| | € | €/m ² | €/m ³ | | € | €/K _{str} | €/m ² | €/m ³ | | € | €/K _{str} | €/m ² | €/m ³ | | |
| Costi totali (euro) | 341445 | 277,3 | 94,8 | | 132685 | 38,9% | 405,7 | 156,4 | | 300740 | 29,9% | 343,3 | 118,6 | | |

| | | | | | |
|------------------------------|-------|------------------------------|------|------------------------------|------|
| Superficie [m ²] | 12333 | Sup. Ed. A [m ²] | 3270 | Sup. Ed. B [m ²] | 2890 |
| Cubatura [m ³] | 39011 | Vol. Ed. A [m ³] | 6483 | Vol. Ed. B [m ³] | 8899 |

Fig. 5.6: Diagrammi tempo/costo/resistenza per gli interventi relativi al caso studio del Par. 3.2

Costi degli interventi relativi all'esempio di progettazione presentato nel Capitolo 4

Si passa ora ad esaminare un confronto tra costi relativi alle tecniche di adeguamento sismico analizzate nell'esempio progettuale sviluppato nel Capitolo 4, che fanno riferimento ad un intervento con isolatori sismici ed un intervento con inserimento di controventi dissipativi BRB. Il confronto tra i costi presentato nel seguito analizza anche un'ulteriore tipologia d'intervento, che non era stata presa in esame nel Capitolo 4, la quale prevede rinforzi di travi e pilastri con fasciature FRP ed inserimento di pareti suppletive di rinforzo in c.a. al piano terra (intervento di tipo "tradizionale" o "FRP+Pareti").

Per la valutazione dei costi dell'intervento con isolatori sismici, è stata effettuata una stima sulla base del prezzario della Regione Abruzzo 2016. Per quanto riguarda invece l'adeguamento mediante i dissipatori BRB, oltre al costo dei singoli dispositivi, sono stati considerati anche i costi necessari a rinforzare i pilastri dei telai nei quali sono inseriti tali controventi. Anche in questo caso si è fatto riferimento al prezzario della Regione Abruzzo 2016. La valutazione del costo dell'intervento di tipo tradizionale, è stato infine effettuato con riferimento all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 19 del 7 aprile 2017, che indica i costi parametrici per un intervento di miglioramento/adeguamento di strutture civili. Un computo sintetico di tale intervento è stato condotto considerando i costi relativi ad un rinforzo diffuso di travi e pilastri, oltre alle spese per demolizione e rifacimento di tamponature, tramezzature e impianti, comprese le opere di finitura.

Un confronto tra i costi degli interventi sopra descritti è presentato in Fig. 5.7. I risultati illustrati in tale figura mettono in evidenza un costo unitario dell'intervento con FRP+pareti pari a 330 Euro/mq, molto superiore ai costi unitari sia dell'intervento con isolatori (159 Euro/mq) che dell'intervento con BRB (83 Euro/mq). In particolare, nel caso in esame, i costi unitari a mq degli interventi con isolatori e con BRB sono pari rispettivamente al 48% ed al 25% del costo unitario dell'intervento di tipo tradizionale.

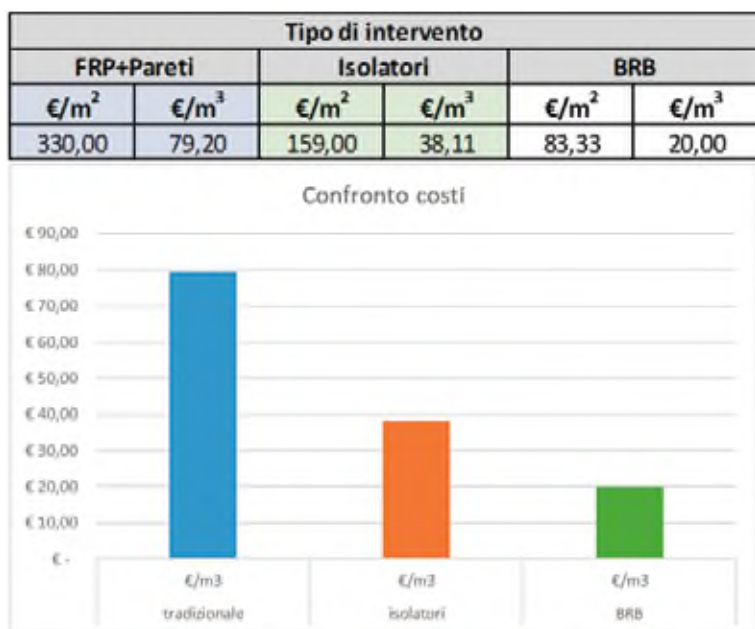


Fig. 5.7: Costi a confronto per diversi interventi relativi all'esempio analizzato nel Cap. 4

È utile evidenziare che l'intervento di adeguamento mediante isolatori preso in esame nel Cap. 4 comporta l'esecuzione di lavori solo in corrispondenza del solo piano terra (adibito a porticato) e del piano interrato (*adibito a garage*). Programmando opportunamente gli interventi, è possibile svolgere tali lavori di adeguamento senza evacuare gli alloggi posti ai piani superiori, soluzione non perseguibile con un intervento di tipo tradizionale. Risulta anche utile osservare, come si è già osservato nel Capitolo 4, che l'isolamento sismico garantisce all'edificio una protezione sismica sicuramente superiore rispetto a quella assicurata dall'intervento di tipo tradizionale sopra descritto, dal momento che alla sovrastruttura dell'edificio isolato perviene una domanda più contenuta in termini di accelerazioni di piano, rispetto al caso dell'edificio a base fissa, con il risultato che la funzione principale dei telai portanti sarà quella di garantire la resistenza nei confronti dei carichi verticali. Si tenga presente, tuttavia, che l'intervento con isolatori deve essere necessariamente applicato ad entrambi i corpi di fabbrica gemelli dell'edificio analizzato nel Cap. 4, allo scopo di evitare possibili spostamenti in contrasto di fase degli stessi e martellamenti tra tali corpi in elevazione.

Leggermente più invasivo, rispetto all'intervento con isolamento, è l'intervento con controventi dissipativi BRB, il cui inserimento è stato previsto anche al primo piano in elevazione dell'edificio (destinato a civili abitazioni), oltre che nel piano garage e nel piano porticato. Vi è da sottolineare, tuttavia, che l'intervento di adeguamento con BRB risulta di gran lunga quello più economico tra gli interventi presi in esame, comportando una spesa del pari a circa il 50% di quella relativa all'intervento con isolatori. Per quanto attiene ai vantaggi meccanici di questo tipo di intervento, si rimanda il lettore alle considerazioni presentate nel Capitolo 4.

Dispositivi di isolamento e dissipazione di tipo innovativo

Gianmario Benzoni

Department of Structural Engineering - University of California, San Diego

Luciano Feo

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Fernando Fraternali

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Vincenzo Piluso

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Giuseppe Rocchetta

Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Dispositivi con leghe a memoria di forma

Negli ultimi decenni, la ricerca scientifica si è orientata verso l'utilizzo delle leghe a memoria di forma (SMA) nel campo dell'ingegneria strutturale, prestando particolare attenzione alla mitigazione del rischio sismico. Il *comportamento superelastico* di questi materiali, che induce effetti dissipativi dovuti a transizione di fase interne al materiale sotto deformazione - senza che si verifichino importanti deformazioni permanenti, consente di realizzare dispositivi capaci di auto-ricentrarsi al termine dell'eccitazione esterna. La superelasticità consente di recuperare deformazioni anche molto grandi (fino all'8%) per effetto di transizioni di fase reversibili (facendo riferimento, ad esempio, a leghe Nichel-Titanio Nitinol, tali trasformazioni comportano il passaggio dalla fase austenitica, stabile ad alte temperature, ad una fase martensitica, stabile a basse temperature) [73]. Tale proprietà, unitamente alla rilevante capacità di dissipazione energetica per transizione di fase, suggerisce di impiegare dispositivi SMA sia all'interno di sistemi di isolamento sismico, che in controventi dissipativi [29][61][73]. L'effetto superelastico delle SMA, indotto da deformazioni meccaniche, si aggiunge al cosiddetto effetto di memoria di forma, nel quale le transizioni di fase delle SMA sono governate da effetti termici [73].

La Fig. 6.1 mostra un controvento dissipativo che ingloba al suo interno fili Nitinol [73]. Tale dispositivo consente di regolare la sua risposta isteretica e la capacità di resistere a diversi livelli di terremoti di progetto. Regolando opportunamente i parametri di progetto, che includono l'angolo di inclinazione dei fili SMA, ed il loro pretensionamento, è possibile infatti regolare opportunamente la risposta del dispositivo.

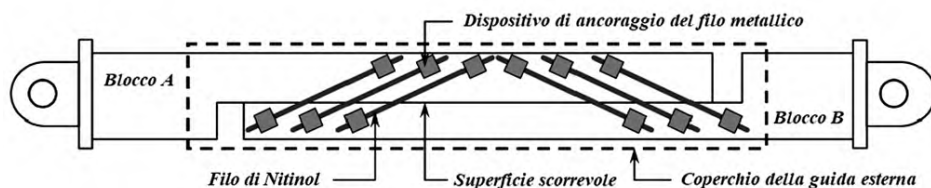


Fig. 6.1: Controvento dissipativo equipaggiato con fili Nitinol

La Fig. 6.2 illustra un dispositivo di isolamento che impiega elementi in SMA. Tale sistema è di tipo ibrido, essendo composto da cuscinetti elastomerici lineari, isolatori a pendolo scorrevole, cavi SMA e smorzatori magnetoreologici [75]. Al fine di controllare la risposta della sovrastruttura dai movimenti del suolo, ogni sotto-componente del dispositivo in Fig. 6.2 può

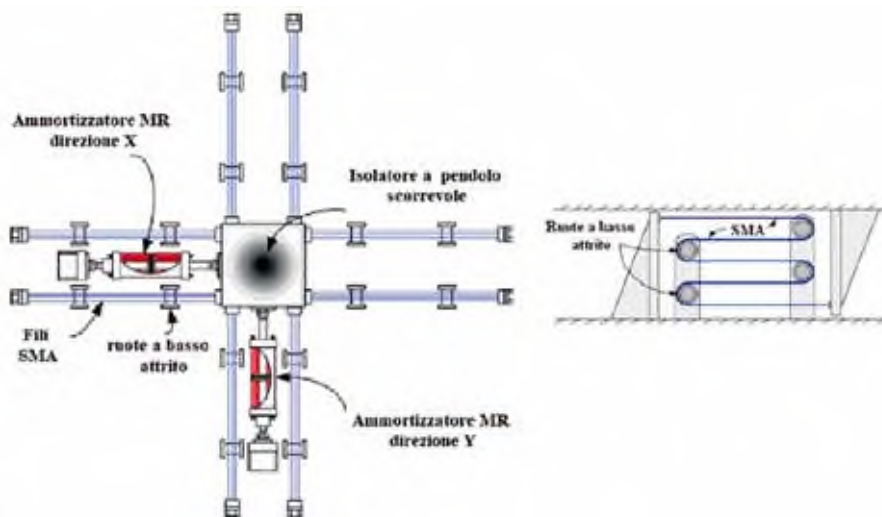


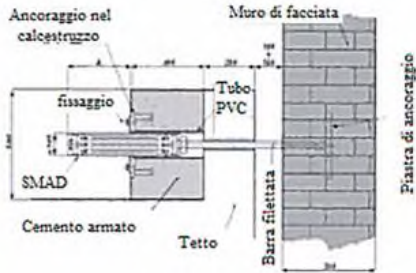
Fig. 6.2: Dispositivo di isolamento ibrido che include cavi SMA

essere progettato per uno specifico compito. Il comportamento isteretico è assicurato dai fili SMA, mentre l'effetto di isolamento è assicurato da un gruppo di ruote a basso attrito.

Applicazioni di sistemi di protezione sismica con elementi SMA realizzati in Italia si rinvencono, ad esempio, nella Basilica di San Francesco di Assisi [24] (vedi Fig. 6.3, dove i dispositivi inglobanti elementi SMA sono denominati SMAD), nella Cattedrale di San Feliciano a Foligno [17] (Fig. 6.4) e nel campanile della Chiesa di San Giorgio di Trignano (Reggio Emilia) [50]. In questi interventi su strutture in muratura, gli elementi SMAD sono impiegati per collegare la parete del timpano alla struttura del tetto (Fig. 6.3.), ovvero per collegare fra loro pareti ortogonali, in modo da prevenire meccanismi di collasso fuori piano (Fig. 6.4) [17].



(a) Vista generale



(b) Dettaglio ancoraggio degli SMAD



(c) Applicazione degli SMAD



(d) Fase preliminare per l'applicazione degli SMAD

Fig. 6.3: Rinforzo sismico della basilica di San Francesco d'Assisi con elementi SMAD

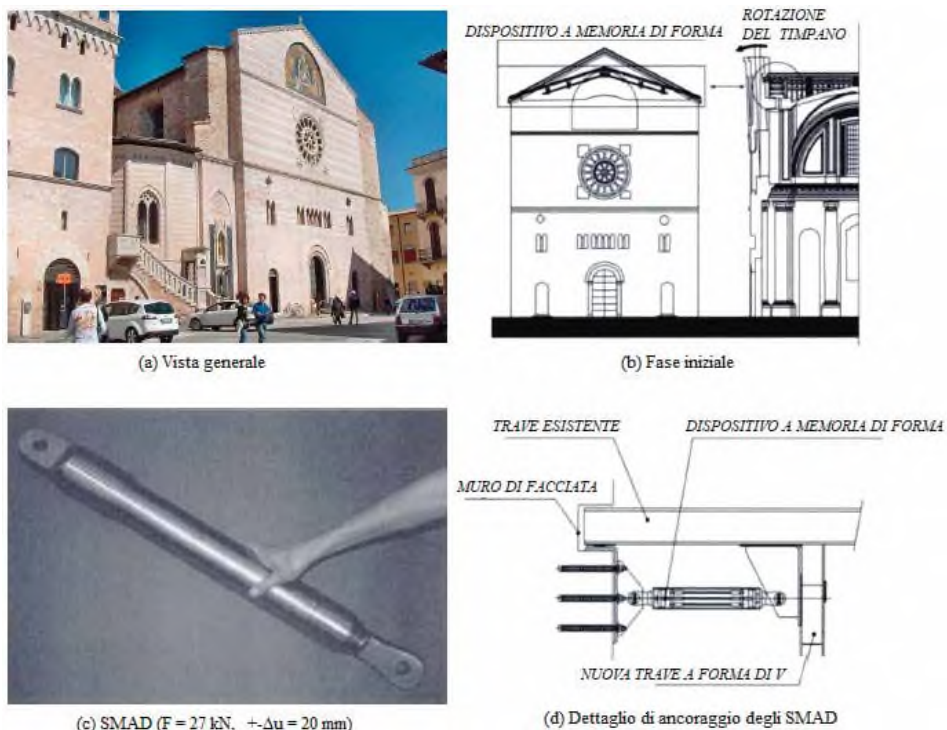


Fig. 6.4: Rinforzo sismico della cattedrale di San Feliciano a Foligno con elementi SMAD

Isolatori pentamode

I reticoli strutturali pentamode sono strutture tridimensionali costituite da celle elementari formate da quattro aste concorrenti in un nodo: quando non sono confinate, queste strutture esibiscono cinque modi di deformazione soffice (con rigidezza nulla o prossima a zero) ed un modo di deformazione rigido (vedi, ad esempio i lavori di bibliografia [46],[64],[69] ed i riferimenti ivi citati). La versione 2d di tali sistemi è formata da sistemi “bi-mode” [63], quali ad esempio, i reticoli a nido d’ape [69]. Le strutture pentamode sono studiate intensamente in diverse aree della meccanica e della fisica, a causa della loro capacità di comportarsi come metamateriali meccanici che esibiscono proprietà di filtraggio delle frequenze di sollecitazioni in ingresso (sistemi “band-gap” e/o cloaking (o invisibilità) elastomeccanica [14],[18],[60]).

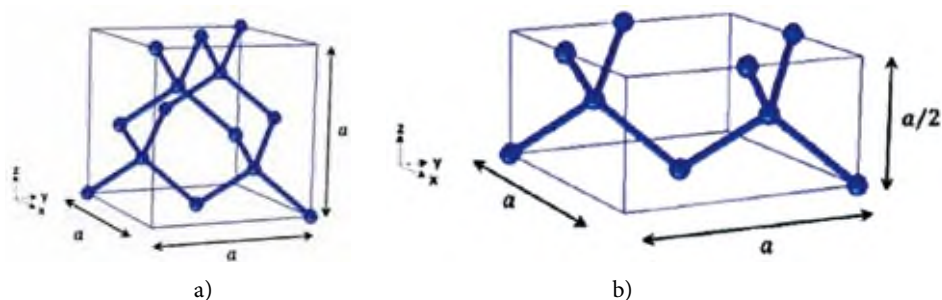


Fig. 6.5: (a) Cella unitaria di un reticolo pentamode fcc; (b) cella sfcc

Studi recenti hanno rivelato una nuova caratteristica di sistemi laminati formati da reticoli pentamode e piastre di irrigidimento, qui di seguito denominati appoggi pentamode o “pentamode bearings” (PMB). Tale caratteristica peculiare dei sistemi laminati pentamode consiste in un comportamento di tipo “tri-mode” tale che la risposta del sistema a carichi verticali e da flessione sia rigida (presenza di tre modi rigidi), mentre la risposta a carichi da taglio e torsione sia soffice (tre modi soffici) (vedi il lavoro [40] per una revisione di letteratura in merito a tali sistemi). La risposta in discorso ha suggerito l’impiego di appoggi PMB come isolatori sismici di nuova generazione, dando origine al Brevetto Europeo N. EP3298217 “Dispositivo di isolamento sismico”, F. Fraternali, Rilasciato il 1° Maggio 2019.

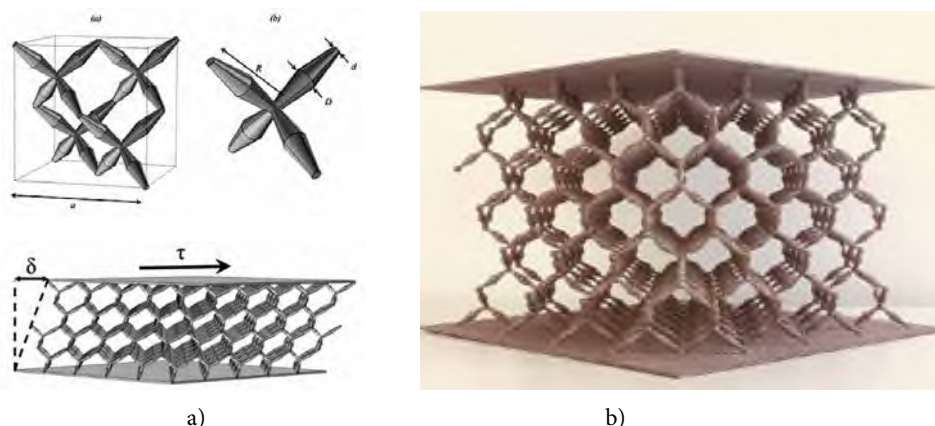


Fig. 6.6: Reticoli strutturali pentamode confinati tra piastre di irrigidimento: (a) geometria dei reticoli e simulazione del comportamento meccanico sotto sollecitazioni di taglio; (b) prototipi ottenuti mediante stampa 3D.

Le ricerche sui dispositivi PMB condotte dal prof. Fraternali ed il suo gruppo di ricerca presso l'Università degli Studi di Salerno hanno evidenziato che i PMB esibiscono velocità delle onde di taglio molto bassa (tendente a zero) e densità minore di più di un ordine di grandezza rispetto ai materiali attualmente disponibili in commercio per l'assorbimento delle vibrazioni. La loro fabbricazione non richiede industria pesante o materiali costosi, essendo possibile anche con ordinarie stampanti 3D di basso costo. Mentre la risposta degli isolatori sismici disponibili in commercio dipende in larga misura dalle proprietà dei materiali impiegati, le proprietà meccaniche degli isolatori pentamode variano principalmente in funzione della geometria dei reticoli che formano tali dispositivi e possono essere agevolmente adattate a quelle della struttura da isolare. La scelta del materiale offre un'ulteriore variabile di progettazione, sia in termini di risposta elastica, che in termini di capacità di dissipazione di energia.

Dispositivi Freedom

Dispositivi dissipatori ad attrito sono stati recentemente sviluppati da un gruppo di ricerca internazionale coordinato dal prof. Vincenzo Piluso presso l'Università degli Studi di Salerno, nell'ambito del Progetto Europeo "FREEDAM" (FREE from DAMAge steel constructions, vedi il lavoro di bibliografia [35] ed i riferimenti ivi citati).

Il progetto FREEDAM ha focalizzato la propria attenzione sullo studio di connessioni di strutture in acciaio che siano in grado di resistere senza alcun danno, non solo ad eventi sismici frequenti o occasionali, ma anche a terremoti distruttivi corrispondenti ad eventi rari o molto rari. A differenza delle strategie di controllo passivo che si basano su una dissipazione supplementare di energia proveniente da dispositivi di smorzamento autonomi, la strategia di protezione proposta da FREEDAM si fonda sull'impiego di smorzatori di attrito inseriti direttamente nelle connessioni trave-colonna. Le connessioni FREEDAM sono dotate di piastre di attrito che possono essere posizionate sia al livello della flangia inferiore che a livello di entrambe le flange (Fig. 6.7). La loro resistenza ad attrito è calibrata agendo sul numero e sul diametro dei bulloni, ovvero anche sulla coppia di serraggio che regola il precarico. Esse sono in grado di esibire cicli di isteresi ampi e stabili, senza indurre danno agli elementi strutturali in acciaio che collegano. Un vantaggio peculiare offerto dalle connessioni ad attrito FREEDAM è legato alla capacità del dispositivo di lavorare come una connessione libera da danni fino al raggiungimento della rotazione plastica richiesta al nodo. In caso di eventi sismici distruttivi, che

comportino una richiesta di rotazione plastica tale da superare lo stato limite di corsa, viene attivato un nuovo meccanismo di resistenza mediante i bulloni e le piastre orizzontali degli smorzatori di attrito sottoposti a taglio. Questo nuovo meccanismo di resistenza fornisce un'ulteriore resistenza a flessione del giunto ed un'ulteriore capacità di rotazione plastica, prima che lo stato limite ultimo venga raggiunto.

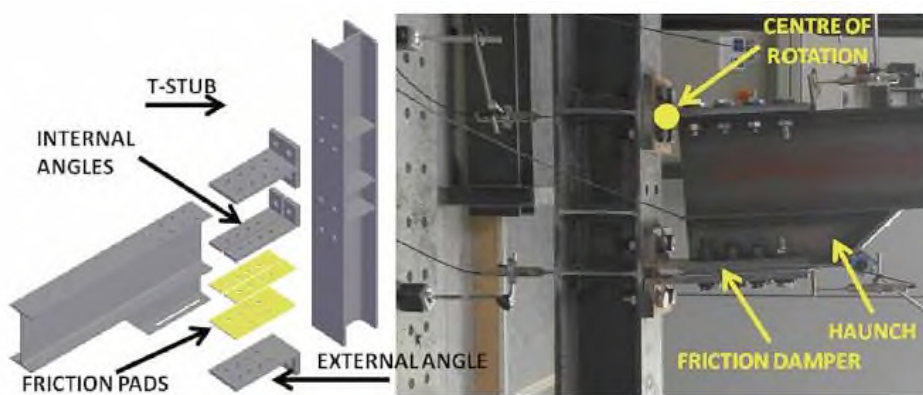


Fig. 6.7: Giunto trave-colonna con smorzamento ad attrito FREEDAM

Considerazioni conclusive

Un obiettivo fondamentale di questo volume ha riguardato la presentazione e la discussione critica delle principali metodologie e linee guida note in letteratura per interventi di adeguamento sismico mediante dispositivi di dissipazione energetica e di isolamento sismico (Capitoli 1 e 2).

Una seconda finalità ha riguardato l'esame di una molteplicità di casi studio relativi ad interventi campione di adeguamento sismico di strutture esistenti effettuati sul territorio nazionale che hanno richiesto l'impiego di isolatori sismici, di controventi dissipativi BRB e/o di rinforzi strutturali di tipo più tradizionale o con materiali compositi (Capitolo 3). I casi studio analizzati hanno evidenziato i vantaggi esibiti dalle soluzioni di protezione sismica adottate, nei confronti degli scenari di rischio sismico delineati dalle norme tecniche vigenti. Sono stati discussi esempi relativi ad edifici con struttura portante in cemento armato, in acciaio ed in muratura. È stato anche sviluppato ed analizzato criticamente un esempio di dimensionamento e di calcolo di un intervento di adeguamento sismico di un edificio esistente in c.a., impiegando diverse strategie di isolamento sismico ed, in alternativa, una strategia di rinforzo sismico che impieghi solo controventi dissipativi BRB (Capitolo 4).

La materia trattata ha anche riguardato l'analisi comparativa dei costi di diverse tecniche di adeguamento sismico (Capitolo 5) e la presentazione di dispositivi di isolamento e dissipazione di tipo innovativo, attualmente in fase di studio e sperimentazione (Capitolo 6).

È auspicio dei curatori e degli autori di questa opera che gli argomenti e le tematiche presentate in questo volume contribuiscano ad alimentare il vivace dibattito in corso su possibili scenari di messa in sicurezza del patrimonio edilizio esistente in Italia, così ricco di opere di grande pregio storico ed architettonico. Siffatta opera di messa in sicurezza, che si caratterizza per notevole complessità

tecnica ed imponenti dimensioni, potrà utilmente avvalersi di tecnologie al passo con i più recenti progressi scientifici e tecnologici nel campo dell'ingegneria strutturale, che questo volume ha inteso presentare in forma di rassegna critica ed in termini di linee guida progettuali di tipo essenziale.

Ringraziamenti

Uno caloroso ringraziamento dei curatori di questo volume va a tutti gli autori impegnati nella stesura dei capitoli, nonché ai ricercatori ed ai tecnici che hanno concesso l'autorizzazione alla pubblicazione nel volume di testi ed immagini tratti da lavori di letteratura da loro curati. Un ringraziamento speciale va al prof. Federico Mazzolani per i suoi preziosi consigli e suggerimenti sulle tematiche affrontate in questo volume e per la sua attiva collaborazione con la raccolta dati e la presentazione dei casi studio illustrati nei Paragrafi 3.1- 3.4, che sono stati da lui mirabilmente curati e diretti, sia dal punto di vista tecnico, che sotto l'aspetto degli studi scientifici.

Gli autori ringraziano anche calorosamente la FIP Industriale S.p.A. (via Scapacchiò, 41 - Selvazzano, Padova) ed, in particolare, la dott.ssa Maria Gabriella Castellano, Coordinatore dell'Ufficio Ricerca e Sviluppo di tale azienda; Mariella De Piano, Dottore di Ricerca presso il Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università degli Studi di Salerno e Raffaele Miranda, Dottorando di ricerca operante presso la stessa sede universitaria, per la loro preziosa collaborazione alla raccolta dei dati di letteratura sui casi studio presentati in questo volume. Il ringraziamento alla dott.ssa De Piano si estende anche alla sua operosa partecipazione alle applicazioni numeriche presentate nel Capitolo 4.

Bibliografia*

- 1) Amendola, A., Benzoni, G., Fraternali, F. (2017). *Non-linear elastic response of layered structures, alternating pentamode lattices and confinement plates*. Compos Part B-Eng 115, pp. 117-123.
- 2) Amendola, A., Fraternali, F., Carpentieri, G., Montuori, R., Benzoni G. (2015). *Seismic isolation devices based on tensegrity lattices, Proceedings XXV Italian Steel Days* (Salerno, Oct. 1-3, 2015), Vol. 1: Tensegrity and Stability, pp. 107-115.
- 3) Amendola, A., Carpentieri, G., Feo, L., Fraternali, F. (2016). *Bending dominated response of layered mechanical metamaterials alternating pentamode lattices and confinement plates*. Compos Struct 157, pp. 71-77.
- 4) Amendola, A., Fabbrocino, F., Feo, L., Fraternali, F. (2016). *Dependence of the mechanical properties of pentamode materials on the lattice microstructure*, ECCOMAS Congress 2016 - Proceedings of the 7th European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, 1, pp. 2134-2150.
- 5) Amendola, A., Mascolo, I., Benzoni, G. (2018). *On the mechanical response of multilayered pentamode lattices equipped with hinged and rigid nodes*, PSU Research Review, 2 (2), pp. 138-143.
- 6) Amendola A., Mascolo I., Orefice A., Benzoni G., Fraternali F. (2018). *Effective stiffness properties of multi-layered pentamode lattices in the stretching-dominated regime*, Proceedings of the 16th International Conference of Numerical Analysis and Applied Mathematics - ICNAAM 2018.
- 7) Amendola, A., Smith, C.J., Goodall, R., Auricchio, F., Feo, L., Benzoni, G., Fraternali, F. (2016). *Experimental response of additively manufactured metallic pentamode materials confined between stiffening plates*. Compos. Struct. 142, pp. 254-262.
- 8) American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC) (2010). *Seismic provisions for structural steel buildings*. Standard ANSI/AISC 341-10.

* Tutti i documenti disponibili online si riferiscono a pagine web attive alla data di pubblicazione del presente volume.

- 9) Antonucci, R., Balducci, F., Cappanera, F., Castellano, M.G. (2009). *Strutture prefabbricate con controventi dissipativi: l'esempio del nuovo polo didattico della Facoltà di Ingegneria dell'Università Politecnica delle Marche di Ancona*. *Progettazione Sismica*, n. 1, pp. 85-103. disponibile online su Eucentre Press all'url: <http://www.progettazioneismica.it/ojs/index.php/ps/article/view/489>
- 10) Aiken, I.D, Clark, P.W., Kelly, J.M. (1993). *Design and ultimate-level earthquake tests of a 1/2.5 scale base-isolated reinforced-concrete building*. *Proceedings of ATC-17-1 Seminar on seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control*. San Francisco. California.
- 11) Baron, A. (2015). *Studio della risposta sismica di strutture con smorzatori a massa accordata*, *Tesi di Laurea, Università degli studi di Padova*, A.A. 2014. Disponibile online all'url: <http://tesi.cab.unipd.it/48923/>
- 12) Benzoni, G., Casarotti, C. (2009). *Effects of vertical load, strain rate and cycling on the response of lead-rubber seismic isolators*. *J Earthquake Eng*; 13 (3): pp. 293-312.
- 13) Braga, F., Buttarelli, F., Dell'Asta, A., Salvatore, W. (2016). *Protezione sismica degli edifici esistenti in c.a. con controventi dissipativi in acciaio*. Flaccovio Editore.
- 14) Bückmann, T., Thiel, M., Kadic, M., Schittny, R., Wegener, M. (2014). *An elastomechanical unfeelability cloak made of pentamode metamaterials*. *Nat Comm* 5, 4130.
- 15) Briseghella, L. (2010). *Caso applicativo della scuola De Amicis a L'Aquila. Tecniche di isolamento di edifici di pregio storico - architettonico mediante sistemi Soles-Tech di sollevamento*. Atti del Convegno Nazionale: "Sicurezza e Conservazione nel Recupero dei Beni Culturali Colpiti da Sisma", IUAV Venezia, 205-217. Disponibile Online su USRA – Ufficio Speciale Ricostruzione Città de L'Aquila all'url: <http://www.usra.it/wp-content/uploads/studi-pubs/RECUPERO-E-CONSERVAZIONE-VENEZIA2010.pdf>
- 16) Castellano, M.G., Colato, G.P., Infanti, S. (2004). *Use of viscous dampers and shock transmission units in the seismic protection of buildings*, 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 2172, disponibile online all'url: http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13_2172.pdf
- 17) Castellano, M. G., Indirli, M., and Martelli, A. (2000). *Progress of application, research and development and design guidelines for shape memory alloy devices for cultural heritage structures in Italy*. *SPIE Proceedings* 4330 (2000), pp. 250-261.
- 18) Chen Y, Liu, X, Hu, G. (2015). *Latticed pentamode acoustic cloak*. *Sci. Rep.* 5:15745.
- 19) Chilton, J., *Space Grid Structures*, Oxford, UK, 2000.
- 20) Chopra A.K. (2004). *Estimating seismic demand for performance-based engineering of buildings*. *Proc. of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, CD-ROM: paper no. 5007.
- 21) Chou, C.C., Chen, S.Y. (2010). *Subassembly tests and finite element analyses of sandwiched buckling-restrained braces*. *Eng. Struct*, 32, pp. 2108-2121.
- 22) Concilio, L., Lecce, A., editors (2015). *Shape memory alloy engineering*. Boston: Butterworth-Heinemann.

- 23) Constantinou, M.C., Soong, T.T., Dargush, G.F. (1998). *Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit. Monograph of the Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research*, University at Buffalo.
- 24) Croci, G. (2001). *Strengthening the Basilica of St. Francis of Assisi after the September 1997 earthquake*. Struct. Eng. Int. 11, 3 (2001), pp. 207-210.
- 25) D'Aniello, M., Della Corte, G., Mazzolani, F. (2009). *Un controvento speciale ad instabilità impedita per il consolidamento sismico di edifici in c.a. Costruzioni Metalliche*, pp. 47-56.
- 26) Delibera della Giunta Regionale n. 359/2016, Dipartimento delle Politiche Territoriali, Direzione Generale per i lavori pubblici e la protezione civile, Prezzario regionale dei Lavori Pubblici anno 2016 - Regione Campania, 2016.
- 27) Delibera della Giunta Regionale n. 469/2014, Direzione lavori pubblici, Ciclo idrico integrato, Difesa del suolo e della costa, Protezione Civile Prezzi informativi opere edili nella regione Abruzzo, 2014.
- 28) Della Corte, G., D'Aniello, M., Mazzolani, F. (2009). *Sperimentazione al vero di controventi BRB "solo acciaio" per l'adeguamento sismico di edifici esistenti in calcestruzzo armato*. XXII Congresso CTA: L'Acciaio per un Futuro Sostenibile, pp. 425-436.
- 29) Dolce, M., Cardone, D., Ponso, F. C., and Valente, C. (2005). *Shaking table tests on reinforced concrete frames without and with passive control systems*. Earthq Eng Struct D 34 (2005), pp. 1687-1717.
- 30) Donà, M. (2016). *Finite Element Modelling with Plastic Hinges*. E-book, University of Cambridge, UK.
- 31) EN 15129: 2009 Anti-seismic devices, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium (versione 2009 della UNI EN 15129).
- 32) EN 15129: 2018 Anti-seismic devices, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium (versione 2018 della UNI EN 15129).
- 33) Fenz, DM., Constantinou, MC. (2008). *Modeling triple friction pendulum bearings for response-history analysis*. Earthq Spectra 24, pp. 1011-1028.
- 34) Ferraioli, M., Costanzo, R., Avossa, AM., Formato, F. (2010). *Adeguamento sismico di un ospedale esistente mediante isolamento alla base. Progettazione Sismica*, pp. 31-50, n. 3. Disponibile su Eucentre Press all'url: <http://www.progettazioneismica.it/ojs/index.php/ps/article/view/773>
- 35) Ferrante Cavallaro, G., Francavilla, A., Latour, M., Piluso, V., & Rizzano, G. (2017). *Experimental behaviour of innovative thermal spray coating materials for FREEDAM joints*. Compos Part B-Eng, 115, pp. 289-299.
- 36) Fraternali, F., Amendola, A. (2017). *Mechanical modeling of innovative metamaterials alternating pentamode lattices and confinement plates*. J Mech Phys Solids 99, pp. 259-271.
- 37) Fraternali, F., Amendola, A., Benzoni, G. (2018). *Innovative seismic isolation devices based on lattice materials: A review*. Ingegneria Sismica/International Journal of Earthquake Engineering, 4, pp. 93-113.
- 38) Fraternali, F., Amendola, A. (2017). *On the mechanical modeling of the extreme softening/stiffening response of axially loaded tensegrity prisms*. J Mech Phys Solids 74, pp. 136-157.

- 39) Fraternali, F. (2017/2019). *Dispositivo di isolamento sismico* ("Seismic isolator device"), Brevetto Italiano No. 102015000015521, Concesso in data 25 ottobre, 2017, Depositato in data 18 Maggio, 2015. European Patent No. EP3298217, Granted May 1, 2019 (PCT publication number WO2016185376).
- 40) Fraternali, F., Daraio, C. (2013). *Method and apparatus for wave generation and detection using tensegrity structures*, Brevetto USA registrato, Numero di registrazione 8, 616, 328, Data di registrazione 31 dicembre 2013.
- 41) Fraternali F., Carpentieri G., Montuori R., Amendola A., Benzoni G. (2015). *On the use of mechanical metamaterials for innovative seismic isolation systems*, COMPDYN 2015 - 5th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, pp. 349-358.
- 42) Galbano, M. (2008-2009). *Tesi di laurea: Influenza dei tamponamenti sul comportamento sismico di strutture intelaiate in c.a.: Applicazione al caso di un edificio de L'Aquila*. Università di Bologna, Disponibile online all' url: https://amslaurea.unibo.it/744/1/galbano_marco_tesi.pdf
- 43) Giovanardi, F., Guisasaola, A. (2013) "Base Isolation: dalle origini ai giorni nostri", articolo disponibile online sul portale Academia (www.academia.edu) all' url: https://www.academia.edu/4354438/Base_Isolation_dalle_origini_ai_giorni_nostri
- 44) Housner, G. W., Bergman, L. A., Caughey, T. K., Chassiakos, A. G., Claus, R. O., Masri, S. F., Skelton, R. E., Soong, T. T., Spencer, B. F., Yao, J. T. P. (1997). *Structural control: Past, present, and future*. J Eng Mech-ASCE 123, 9 (1997), pp. 897-971.
- 45) Kawamura, S., Sugisaki, R., Ogura, K., Maezawa, S., Tanaka, S., Yajima, A. (2000). *Seismic isolation retrofit in Japan*. In: Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering: Jan 30-Feb 4; Auckland, New Zealand.
- 46) Kadic, M., Bückmann, T., Schittny, R., Wegener, M. (2013). *On anisotropic versions of three-dimensional pentamode metamaterials*. New J. Phys. 15:023029.
- 47) Kelly, J.M. (1979). *Aseismic base isolation: A review*. Proceedings, 2nd U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Stanford, CA, pp. 823-837.
- 48) Kelly, J.M. (1993). *Earthquake-resistant design with rubber*. London: Springer-Verlag.
- 49) Korzekwa, A., Tremblay, R. (2009). *Numerical simulation of the cyclic inelastic behavior of buckling restrained braces*. Proc. of STESSA Conference 2009, Philadelphia (USA).
- 50) Indirli, M., Castellano, M. G., Clemente, P., and Martelli, A. (2001). *Demo-application of shape memory alloy devices: The rehabilitation of the S. Giorgio church bell-tower*. SPIE Proceedings 4330, pp. 262-272.
- 51) Landolfo, R., Mazzolani, F., Dubina, D., Da Silva, L.S., D'Aniello, M. (2017). *Design of steel structures for buildings in seismic areas. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance*. Part 1: General Rules, Seismic Action and Rules for Buildings. ECCS, Wiley VCH, pp. 449-467.
- 52) Lanning, J.T., Benzoni, G., Uang, C-M. (2016) *Using buckling-restrained braces on long span bridges I: Full scale testing and design implications*. J Bridge Eng., 21(5), DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000781](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000781).

- 53) Lanning, J., Benzoni, G., Uang, C.M. (2016) *Using buckling-restrained braces on long-span bridges II: Feasibility and near-fault loading protocol development*. J Bridge Eng, 21(5), DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000804](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000804).
- 54) Lomiento, G., Bonessio, N., Benzoni, G. (2013). *Friction model for sliding bearings under seismic excitation*. J Earthq Eng, 17(8), pp. 1162-1191.
- 55) Lomiento, G., Bonessio, N., Benzoni, G. (2013) *Concave sliding isolator's performance under multi-directional excitations*. Ingegneria Sismica, International Journal of Earthquake Engineering, 30(3), pp. 17-32.
- 56) Mazzolani, F. (1990). *Le strutture sismo resistenti del fabbricato "A" della nuova caserma VV.FF. di Napoli – L'ingegnere*, Periodico d'informazione dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Avellino, pp. 4-23.
- 57) Mazzolani, F., D'Aniello, M. (2014). *Seismic upgrading of a historic steel building by means of buckling restrained braces*, Proceedings of EUROSTEEL 2014, September 10-12, 2014, Naples, Italy. Paper No. 662.
- 58) Mazzolani, F., Formisano, A., Vaiano, G. (2018). *Adeguamento sismico di edifici in cemento armato. BRB e FRP*. Costruzioni Metalliche, pp. 25-50.
- 59) Mazzolani, F., Mandara, A. (1992). *Nuove Strategie di protezione sismica per edifici monumentali: Il caso della Collegiata di San Giovanni Battista in Carife*. Edizione Segno Associati per la Soprintendenza ai B.A.A.A.S. di Salerno e Avellino.
- 60) Martin, A., Kadic, M., Schittny, R., Bückmann, T., Wegener, M. (2010). *Phonon band structures of three-dimensional pentamode metamaterials*. Phys. Rev. B. 86, 155116.
- 61) Menna, C., Auricchio, F., Asprone, D. (2015). *Applications of shape memory alloys in structural engineering*, In: Concilio L, Lecce A, editors. Shape memory alloy engineering. Boston: Butterworth-Heinemann, pp. 369-403.
- 62) Mezzi, M., Vetturini, R., Cecchini, W. (2015). *Actual applications of base isolation to heritage buildings after the 2009 LAquila earthquake*. In: Proceedings of the 14th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures: San Diego, Ca. USA.
- 63) Milton, G.W. (2013). *Adaptable nonlinear bimode metamaterials using rigid bars, pivots, and actuators*. J. Mech Phy. Solids. 61(7), pp. 1561-1568.
- 64) Milton, G.W., Cherkaev, A.V. (1995). *Which elasticity tensors are realizable?* J. Eng. Mater-T. 117, 4, pp. 483-493.
- 65) Mokha, A. S., Constantinou, M. C., Reinhorn, A. M. (1993). *Verification of friction model of teflon bearings under triaxial load*. J Struct Eng, 119, DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1993\)119:1\(240\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:1(240))
- 66) Naeim, F., Kelly, J. (1999). *Design of isolated structures: from theory to practice*. John Wiley & Sons Inc.
- 67) Neri, F. (2009). *L'isolamento sismico alla base per il retrofit della scuola elementare Quasimodo a Riposto (CT)*. In: Atti del XIII Convegno ANIDIS "L'ingegneria Sismica in Italia": Bologna.

Disponibile online su StudyLib all' url: <https://studylibit.com/doc/3637718/l-isolamento-sismico-alla-base-per-il-retrofit-della-scuo>

- 68) Nuti, C., Bergami, A. (2010). *Edificio esistente nel comune di Avezzano (L'Aquila)*. Adeguamento di strutture esistenti in zona sismica - Atti del Convegno dell'Associazione Italiana Calcestruzzo Armato e Precompresso - AICAP: "La Progettazione Strutturale Secondo D.M. 14.01.08", Andria. Disponibile online su sito web AICAP all' url: <http://www.associazioneaicap.com/wp-content/uploads/2014/12/15-NUTI-BERGAMI-Adeguamento.pdf>
- 69) Norris, A.N. (2014). *Mechanics of elastic networks*. Proc. R. Soc. A 470, 20140522.
- 70) Oliveto, G., S.A.P. Studio Engineering s.r.l. (2001). *Adeguamento antisismico di edifici in conglomerato cementizio armato mediante tecniche tradizionali ed innovative*. Applicazioni ad edifici dello IACP di Siracusa, disponibile online su Sap Studio Engineering web all' url: <http://www.sapstudio.it/it/isolamento-sismico/>
- 71) Ozcelik, R., Dikiciaok, Y. (2015). *Buckling restrained braces with different casing systems*. Digital Proceedings of ICOCEE. S. Sahinkaya and E. Kalöpcö (editors), pp. 1621-1630.
- 72) Pant, DR., Wijeyewickrema, AC., ElGawady, MA. (2013). *Appropriate viscous damping for nonlinear time-history analysis of base-isolated reinforced concrete buildings*. Earthquake Engng. Struct. Dyn; 42(4). DOI: <https://doi.org/10.1002/eqe.2328>
- 73) Santos, F. (2010). *Vibration control with shape-memory alloys in civil engineering structures*, Tesi di Dottorato, Universidade Nova de Lisboa, Lisbona, Portogallo.
- 74) SAP2000, *Manuali e Guide in Italiano*, CSI ITALIA SRL, Pordenone, disponibili online all' url: <http://www.csi-italia.eu/software/sap2000/manuali-in-italiano/>
- 75) Shook, D. A., Roschke, P. N., and Ozbulut, O. (2008). *Superelastic semiactive damping of a base-isolated structure*. Struct Control Hlth 15, pp. 746-768.
- 76) Skinner, RI., Robinson, WH., McVerry, GH. (1993). *An introduction to seismic isolation*. John Wiley & Son Ltd.
- 77) Song, G., Ma, N., and Li, H. N. (2006). *Applications of shape memory alloys in civil structures*. Eng Struct 28, pp. 1266-1274.
- 78) Symans M.D. (2009). *Seismic Protective Systems: Seismic Isolation*. Rensselaer Polytechnic Institute, Instructional Material Complementing FEMA 451. Disponibile online all' url: <https://cdn.ymaws.com/www.nibs.org/resource/resmgr/bssc/topic15-7-seismicisolation.pdf>
- 79) Tsai, K.-C., Hsiao, P.-C. (2008). *Pseudo-dynamic test of a full-scale CFT/BRB frame - Part II: Seismic performance of buckling-restrained braces and connections*. Earthq Eng Struct D 37, pp. 1099-1115.
- 80) Trombetta, P.L., Castellano, M.G., Cocchio, D. (2013). *Condominio Leonardo: Adeguamento sismico di edifici mediante isolamento sismico*. In: Atti del XV Convegno ANIDIS "L'ingegneria Sismica in Italia". Disponibile online su Ingenio Web all' url: <<https://www.ingenio-web.it/2739-adequamento-sismico-di-edifici-mediante-isolamento-sismico---m6>>
- 81) Trombetta, PL., Castellano, MG., Cocchio, D. (2013). *Condominio Domus Prima. Adeguamento sismico di edifici mediante isolamento sismico*. In: Atti del XV Convegno ANIDIS "L'ingegneria

- Sismica in Italia”. Disponibile online su Ingenio Web all’url: <<https://www.ingenio-web.it/2739-a-deguamento-sismico-di-edifici-mediante-isolamento-sismico---m6>>
- 82) UNI EN 1998-1: 2013. “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica” - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
 - 83) UNI EN 1998-3: 2005. “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica” - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.
 - 84) Verderame, G.M., Ricci, P., Esposito, M., Sanseverino, F.C. (2011). *Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980*. Atti X Congresso Nazionale “L’Ingegneria Sismica in Italia”, Potenza-Matera, 9-13 Settembre 2001. Disponibile online all’url: <http://wpage.unina.it/astella/anidis.pdf>.
 - 85) Vetturini, R. (2012). *Palazzo Gagliardi-Sardi: Isolamento sismico alla base di un edificio monumentale nel centro storico di L’Aquila*. In: Atti del 15° Congresso Internazionale di Ingegneria Sismica; Lisbona, 24-28 settembre 2012. Disponibile online su Divisare - The Atlas of Architecture all’url: <<https://divisare.com/projects/219028>>
 - 86) Vetturini, R., Cecchini, W., Mariani, R., Mariani, R., Ciotti, T., Agostini, EM. (2013). *Intervento di isolamento sismico alla base di un edificio in muratura di pregio storico-artistico in L’Aquila*. *Progettazione Sismica*, v.4, n.1, p. 95-118. Disponibile online su Eucentre Press all’url: <http://progettationesismica.it/ojs/index.php/ps/article/view/892>
 - 87) Vetturini, R. (2014). *Condominio Via Piave. Isolamento sismico alla base di un edificio per civile abitazione in L’Aquila*. Disponibile su Divisare - The Atlas of Contemporary Architecture all’url: <<https://divisare.com/projects/250007>>
 - 88) Zhang, Y., and Zu, S. (2007). *Seismic response control of building structures with superelastic shape memory alloy wire dampers*. *J Eng Mech* 134 (3), pp. 240-251.
 - 89) Zhang, Y., and Zu, S. (2007). *A shape memory alloy-based reusable hysteretic damper for seismic hazard mitigation*. *Smart Mater Struct* 16, pp. 1603-1623.
 - 90) D.M. 17 gennaio 2018: (2018). “*Norme Tecniche per le Costruzioni*”. G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord.

Gli autori

GIANMARIO BENZONI - Direttore del Laboratorio “Seismic Response Modification Device (SRMD) Test Facility” supportato dal California Department of Transportation (Caltrans) - Department of Structural Engineering - University of California, San Diego, CA, USA - Visiting Professor presso il Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno.

LUCIANO FEO - Professore di Scienza delle Costruzioni - Editor della Rivista Scientifica a diffusione internazionale “Composites Part B: Engineering” (Elsevier, ISSN: 1359-8368) - Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno.

FERNANDO FRATERNALI - Professore di Scienza delle Costruzioni - Responsabile Scientifico del Progetto di Rilevante Interesse Nazionale del Ministero dell’ Istruzione, dell’ Università e della Ricerca (MIUR - PRIN 2017) su Materiali Innovativi nell’ Ingegneria Civile - Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno.

FEDERICO MAZZOLANI - Professore Emerito di Tecnica delle Costruzioni - Assegnatario del Premio “Charles Massonnet 2001” - Dipartimento di Strutture per l’ Ingegneria e l’ Architettura - Università degli Studi di Napoli Federico II.

VINCENZO PILUSO - Professore di Tecnica delle Costruzioni - Responsabile Scientifico dei Progetti Europei “FREEDAM” (FREE from DAMage steel constructions, 2015-2018) ed “EQUALJOINT PLUS (European pre - QUALified steel JOINTS, 2016-2020)” - Componente del Consiglio di Amministrazione - Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno.

GIUSEPPE ROCCHETTA - Ingegnere Civile - Assegnista di Ricerca - Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno.

Indice

| | |
|--|-----|
| 1. Introduzione e Piano dell'opera | 7 |
| 1.1 <i>Introduzione</i> | 7 |
| 1.2 <i>Casistica di dispositivi per isolamento sismico e dissipazione di energia</i> | 9 |
| 1.3 <i>Piano dell'opera</i> | 15 |
| 2. Linee guida progettuali | 17 |
| 2.1 <i>Interventi di adeguamento mediante isolamento sismico</i> | 17 |
| 2.2 <i>Interventi di adeguamento con dispositivi per la dissipazione di energia</i> | 23 |
| 2.3 <i>Interventi combinati con isolamento e dissipazione</i> | 27 |
| 3. Analisi di casi studio | 31 |
| 3.1 <i>Caserma dei Vigili del Fuoco di Napoli</i> | 31 |
| 3.2 <i>Edificio in c.a. a Bagnoli (Napoli)</i> | 42 |
| 3.3 <i>Edificio storico con struttura in acciaio Deutsche Bank (Napoli)</i> | 62 |
| 3.4 <i>Chiesa di San Giovanni Battista a Carife (AV)</i> | 72 |
| 3.5 <i>Palazzo Gagliardi-Sardi a L'Aquila</i> | 86 |
| 3.6 <i>Scuola Elementare Quasimodo a Riposto (Catania)</i> | 96 |
| 3.7 <i>Condominio Via Piave a L'Aquila</i> | 101 |
| 3.8 <i>Edifici IACP a Solarino (Siracusa)</i> | 113 |
| 3.9 <i>Città ospedaliera di Avellino</i> | 122 |
| 3.10 <i>Edificio Scolastico ad Avezzano (L'Aquila)</i> | 132 |
| 3.11 <i>Villa La Silvestrella a L'Aquila</i> | 139 |

| | |
|---|-----|
| 4. Esempio di dimensionamento e calcolo relativo ad un edificio esistente in c.a. | 149 |
| 4.1 <i>Descrizione della struttura</i> | 150 |
| 4.2 <i>Criticità dell'edificio</i> | 152 |
| 4.3 <i>Modellazione strutturale dell'edificio esistente</i> | 153 |
| 4.4 <i>Valutazione della risposta della struttura</i> | 154 |
| 4.5 <i>Adeguamento mediante isolamento sismico</i> | 162 |
| 4.6 <i>Adeguamento mediante dissipatori BRB</i> | 167 |
| 5. Analisi comparativa dei costi di diverse tecniche di adeguamento sismico | 175 |
| <i>Premessa</i> | 175 |
| <i>Costi degli interventi analizzati nel caso studio del Paragrafo 3.2</i> | 175 |
| <i>Tempi e costi di un intervento con impiego di materiali compositi C-FRP</i> | 176 |
| <i>Tempi e costi di un intervento con impiego di controventi BRB</i> | 177 |
| <i>Confronti tra le tecniche di adeguamento analizzate nel Paragrafo 3.2</i> | 178 |
| <i>Costi degli interventi analizzati nel caso studio del Paragrafo 3.10</i> | 179 |
| <i>Costi degli interventi relativi all'esempio di progettazione presentato nel Capitolo 4</i> | 180 |
| 6. Dispositivi di isolamento e dissipazione di tipo innovativo | 183 |
| <i>Dispositivi con leghe a memoria di forma</i> | 183 |
| <i>Isolatori pentamode</i> | 186 |
| <i>Dispositivi Freedom</i> | 188 |
| 7. Considerazioni conclusive | 191 |
| <i>Ringraziamenti</i> | 192 |
| Bibliografia | 193 |
| Gli autori | 201 |

STAMPATO IN ITALIA
nel mese di gennaio 2020
da Rubbettino print per conto di Rubbettino Editore srl
88049 Soveria Mannelli (Catanzaro)
www.rubbettinoprint.it

