

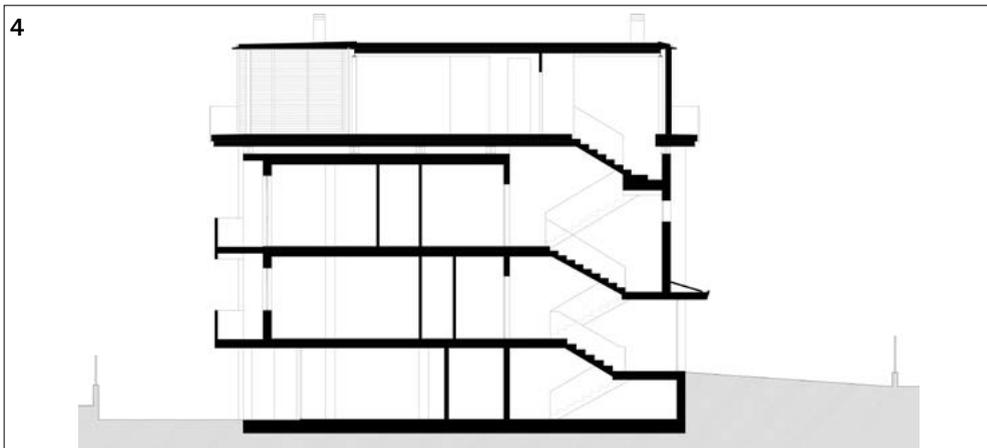
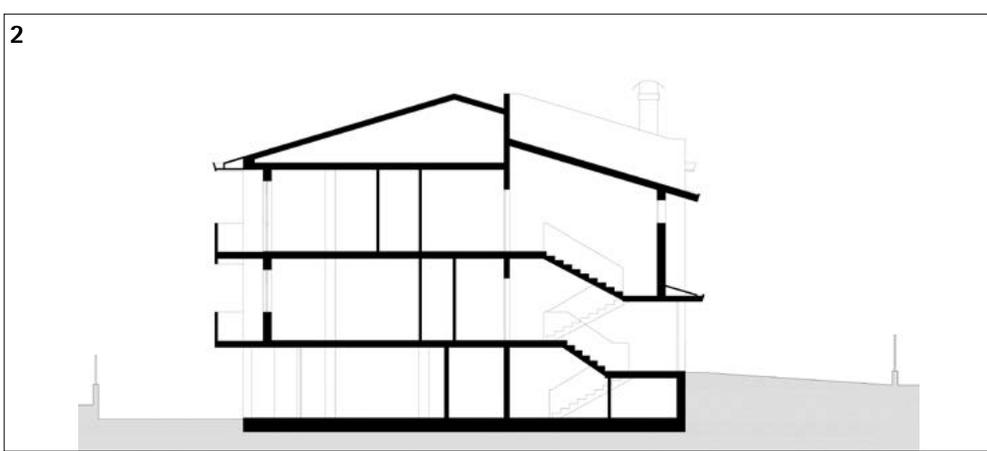
# INTERVENTO DI ADEGUAMENTO DI FABBRICATO IN C.C.A.

con realizzazione di sopraelevazione di un piano in acciaio ad uso residenziale

## SEISMIC ADJUSTMENT OF AN EXISTING RESIDENTIAL R.C. BUILDING

with superlevation of one floor made by steel structure

Marco Peroni, Irene Fabbi



Tutti abbiamo un TMD (sistema smorzante a massa accordata) in casa, per esempio nella nostra lavatrice, in cui la presenza di una massa su molle permette di controbilanciare lo spostamento dell'elettrodomestico durante la fase di centrifuga. In genere, nelle strutture civili, lo smorzatore a massa accordata è costituito da una massa più piccola collegata alla massa più grande dell'edificio attraverso una molla e un dissipatore visco elastico che ne attenua i movimenti. Nel caso della

Fig. 1 - Prospetto Sud-Est Stato di Fatto. Fig. 2 - Sezione Stato di Fatto. Fig. 3 - Prospetto Sud-Est Stato di Progetto. Fig. 4 - Sezione Stato di Progetto

sopraelevazione a Faenza di cui si tratta in questo articolo, il ruolo classico è ribaltato, nel senso che la massa smorzante è costituita dall'involucro abitato che partecipa ai movimenti sismici insieme al telaio esterno sul quale è appoggiato e contribuisce a diminuire le azioni sulla costruzione sottostante che, con pochi interventi all'esterno, risulta essere anche adeguata alla nuova normativa NTC2008.

*We all have a TMD (tuned mass damper) in our houses, for example in our washing machine, in which the presence of a mass supported by springs allows to counterbalance the displacement of the machine during the spin cycle. Typically, in the civil structures, the harmonic absorber is constituted by a small mass connected to the larger one (the building itself) through a spring and a visco-elastic damper that attenuates the movements.*

*In the case illustrated in this paper, an existing residential building in Faenza has been superelevated reversing typical roles of the TMD: the damping mass is created directly by the new floor, that participates in the seismic displacement together with the external frame and helps to decrease seismic actions on the entire building on which is backed, that, with few external interventions, is also checked according to the last technical standards (NTC2008).*

## INTRODUZIONE

Con questo articolo intendiamo condividere l'esperienza maturata in relazione alla sopraelevazione di un edificio esistente che si trova in una zona urbana residenziale edificata all'inizio degli anni '80 nel comune di Faenza (RA).

Si tratta di una palazzina residenziale con tre appartamenti e servizi comuni, costituita da un piano seminterrato, uno rialzato

e un piano primo (figure 1-2). Ha un'altezza media alla gronda di 8,40 m dalla quota del marciapiede mentre tutti gli edifici circostanti presentano mediamente un piano in più.

La Normativa Comunale di Zona in questi casi permette di sopraelevare gli edifici utilizzando sistemi edilizi ecocompatibili. L'altezza massima consentita in questa zona è di 12,5 m dalla quota del marciapiede.

L'intervento prevede quindi una ristrutturazione edilizia che coinvolge l'involucro esterno del fabbricato, una sopraelevazione dell'attuale lastrico solare con un piano attico in acciaio e vetro, e l'installazione di un ascensore esterno per l'abbattimento delle barriere architettoniche del primo e secondo livello (figure 3-4). Dal punto di vista strutturale, la realizzazione di una sopraelevazione determina la necessità di un adeguamento sismico del fabbricato esistente in c.a., realizzando interventi atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle attuali Norme Tecniche. Tuttavia, in questo caso particolare, la possibilità di intervento è limitata dalla necessità di evitare interventi strutturali invasivi nei locali interni, che risultano attualmente abitati e sono stati recentemente ristrutturati e arredati.

In tale contesto è stata quindi elaborata e sviluppata una soluzione innovativa che prevede la realizzazione della sopraelevazione ad un piano mediante l'interposizione di un sistema di isolatori sismici alla sommità dell'edificio esistente, tra il vecchio edificio e la nuova parte in elevazione. La nuova sopraelevazione, "tarata" opportunamente come massa propria, controbilancia il movimento sismico del telaio inferiore, creando una sorta di "sistema TMD abitato".

L'edificio risultante dal progetto di ristrutturazione e sopraelevazione sarà quindi un nuovo edificio con caratteristiche energetiche e sismiche complessivamente adeguate rispetto alle normative vigenti.

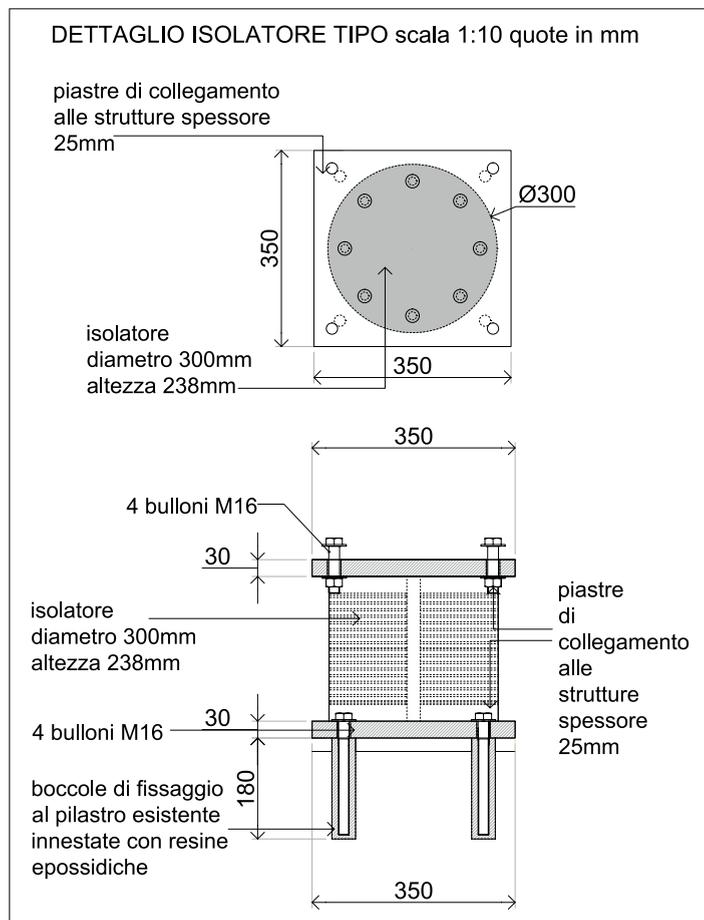


Fig. 5 - Isolatore elastomerico

## DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA ESISTENTE – STATO DI FATTO

Il progetto di adeguamento dell'esistente in c.a. si basa su un adeguato rilievo della geometria, dei materiali e delle armature presenti negli elementi resistenti.

La conformazione planimetrica dell'edificio nel suo complesso è pressoché quadrata, caratterizzata da dimensioni in pianta di circa 16,50 × 16,40 m, costituita da un piano seminterrato e due piani fuori terra, per uno sviluppo in elevazione di  $h = 8,50$  m dalla quota +0.00 (figure 1-2).

La struttura portante è costituita da un telaio spaziale costituito da travi e pilastri in c.a., e da pareti in c.a. per il piano seminterrato e per il vano scala.

In particolare è stato possibile reperire gli elaborati grafici originali di progetto strutturale del fabbricato in c.a., datati 1982, completi di piante, sezioni, prospetti e dettagli degli elementi strutturali e con la descrizione della quantità e della disposizione delle armature.

## DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI SOPRAELEVAZIONE DELL'ESISTENTE – STATO DI PROGETTO

L'intervento prevede la realizzazione di una sopraelevazione del fabbricato esistente in c.a. mediante la nuova costruzione di un telaio in acciaio S275 e vetro ad uso civile-abitazione, di altezza netta pari a circa 3,7 m (figure 3-4).

La realizzazione degli interventi di sopraelevazione richiede innanzitutto la demolizione del solaio di copertura a falde e il consolidamento delle travi in c.a. esistenti del solaio di sottotetto, mediante cordoli e plinti armati di appoggio delle nuove strutture in acciaio. Per quanto riguarda la realizzazione della sopraelevazione, in corrispondenza della sommità dei pilastri in c.a. verranno installati isolatori in gomma ad alta dissipazione di energia (High Damping Rubber Bearings, HDRB).

Gli HDRB (figura 5) sono imbullonati a piastre metalliche esterne che consentono il fissaggio alle strutture sottostanti mediante barre e iniezioni di resine epossidiche. La funzione principale degli isolatori sismici è quella di abbattere l'azione sismica riducendo le forze orizzontali che sollecitano la struttura in caso di

terremoto.

Sopra di essi verrà posizionato un grigliato in acciaio composto da travi HEA 200 e HEA 140, sopra le quali verranno collegati i pilastri tubolari circolari 160×6 mm, atti a sostenere una copertura formata da travi principali in profili IPE 270 e secondarie in profili IPE 160, e pannelli coibentati in lamiera grecata. Infine il telaio verrà opportunamente controventato mediante barre tonde 24 (figure 6-7).

In particolare, nel nostro caso, si considera di utilizzare isolatori elastomerici del diametro di 300 mm, realizzato con miscela elastomerica morbida, con strati in gomma aventi spessore totale di 100 mm e spostamento ultimo di 200 mm, con le caratteristiche di progetto riportate in tabella 1, come da scheda tecnica tipica.

## CRITERI DI MODELLAZIONE E ANALISI DELLA STRUTTURA

I modelli numerici e le analisi sono stati sviluppati mediante il programma di calcolo Midas/Gen (figura 8).

La progettazione della struttura è stata sviluppata con i criteri specifici di un'analisi dinamica lineare considerando un comportamento strutturale scarsamente dissipativo nei confronti dell'azione sismica (classe di duttilità CD“B”). Per ciascuna direzione dell'azione sismica orizzontale si è scelto di adottare un valore del fattore di struttura  $q = 1,0$ .

Il modello della struttura portante è stato sviluppato modellando travi e pilastri in c.a. e acciaio con elementi “beam” tri-dimensionali, e le pareti in c.a. del piano seminterrato e del vano scala con elementi “wall”. Per la modellazione dei dispositivi di collegamento tra massa e telaio, nel caso di analisi dinamica lineare spettrale, si utilizzano “link elastici” con rigidità  $SD_x$ ,  $SD_y$ ,  $SD_z$ , definiti in Midas/Gen in figura 9. Per simulare il collegamento del pilastro alle fondazioni vengono utilizzati dei vincoli del tipo incastro all'estremità inferiori dei pilastri. Gli impalcati di piano possono essere modellati come piani infinitamente rigidi (figura 10). Al fine di semplificare l'analisi e la lettura dei risultati, si considera di poter modellare in modo semplificato anche il piano di copertura della sopraelevazione come infinitamente rigido, essendo realizzato in lamiera grecata metallica con la presenza di controventi metallici diffusi.

V [kN]	F <sub>zd</sub> [kN]	K <sub>e</sub> [kN/mm]	K <sub>v</sub> [kN/mm]	D <sub>g</sub> [mm]	t <sub>c</sub> [mm]	h [mm]	H [mm]	Z [mm]	W [kg]
105	960	0,28	304	300	100	188	238	350	100
Dove: V = carico verticale massimo agente sull'isolatore in presenza di sisma corrispondente allo SLC; F <sub>zd</sub> = carico verticale massimo agente sull'isolatore in assenza di sisma (SLU); K <sub>e</sub> = rigidità orizzontale equivalente; K <sub>v</sub> = rigidità verticale; D <sub>g</sub> = diametro elastomero; t <sub>c</sub> = 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 1 - Caratteristiche di progetto HDRB





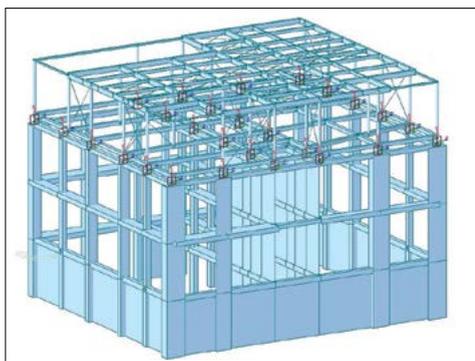


Fig. 8 – Modello Solido 3D Stato di Progetto

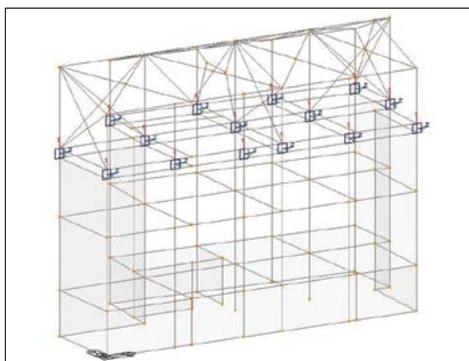


Fig. 9 – Definizione “link elastici” in MidasGen

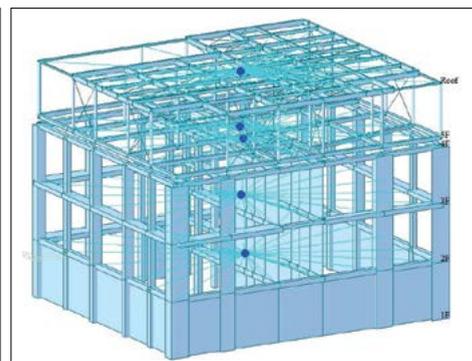


Fig. 10 – Individuazione impalcati di piano rigidi

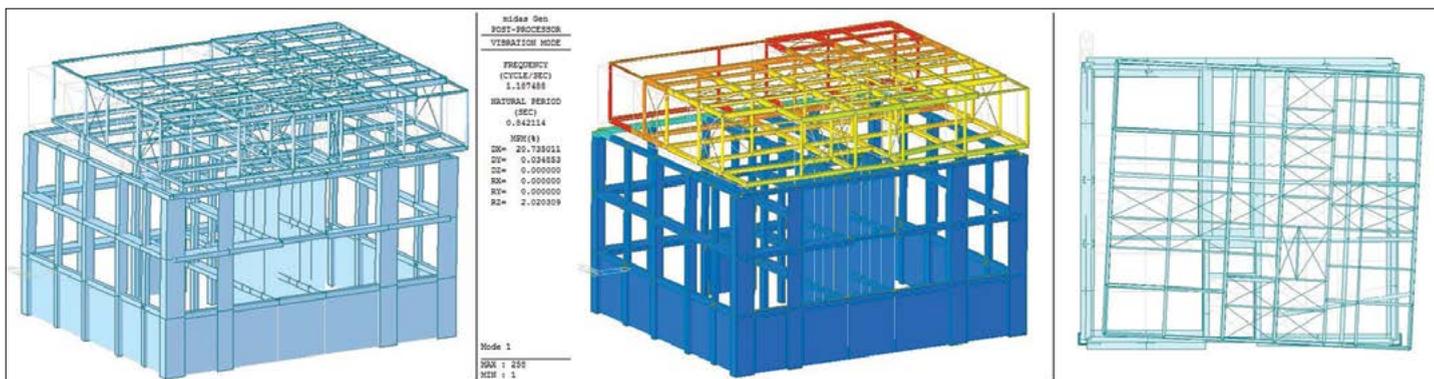


Fig. 11 – Primo Modo di Vibrare Stato di Progetto

### L'ANALISI DINAMICA

Analizzando la rappresentazione grafica dei modi di vibrare principali si può osservare che i primi tre modi di vibrare interessano principalmente la sovrastruttura in acciaio, che funziona, come ci si auspicava, da “sistema TMD abitato” con un movimento che controbilancia quello della struttura sottostante. Si ottengono in

particolare i primi due modi traslazionali con una massa partecipante del 20% (figura 11) e 17% rispettivamente in direzione X e Y, ed il terzo modo torsionale.

D’altro lato la struttura sottostante in c.a. è interessata dai modi successivi, cioè in particolare dal quarto e dal quinto modo, con masse partecipanti del 30%. Dall’analisi delle relative deformate

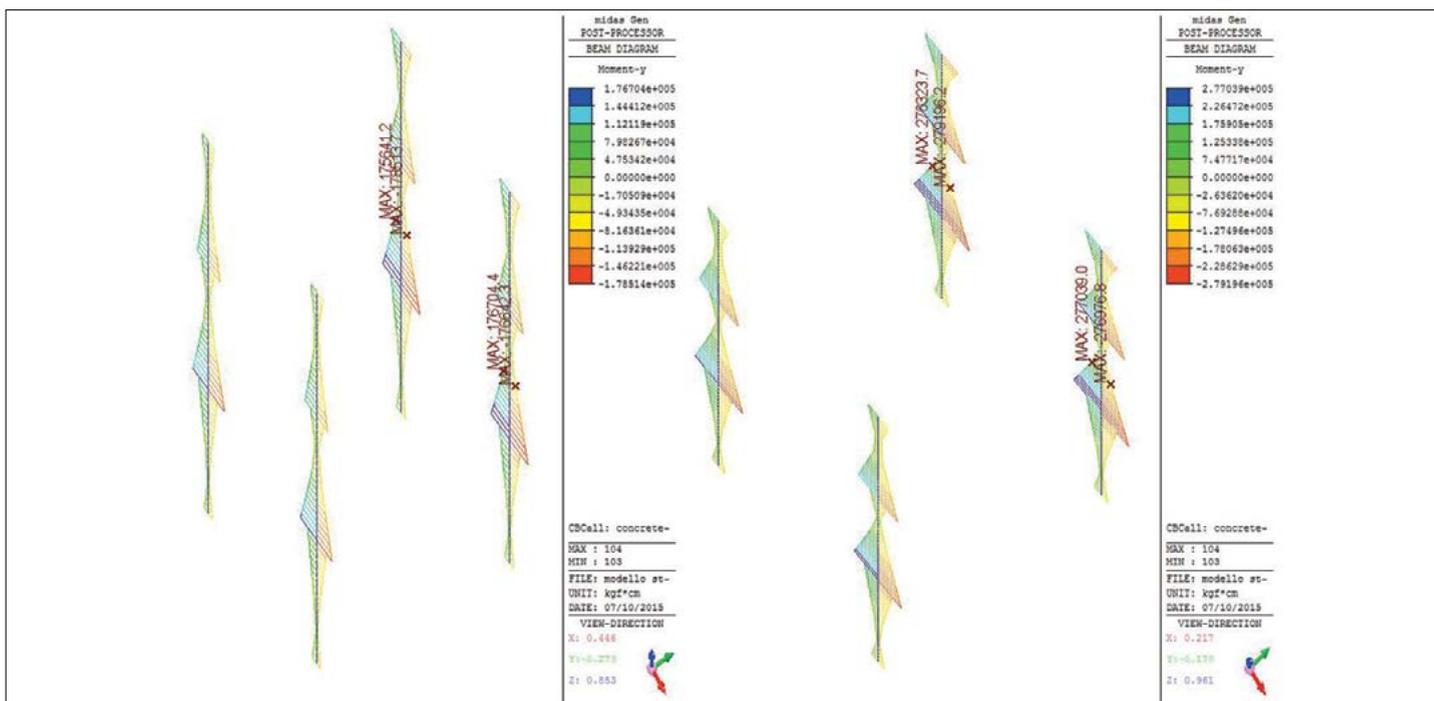


Fig. 12 – Diagrammi dei momenti flettenti  $M_y$  con isolatori (a destra) e senza isolatori (a sinistra)

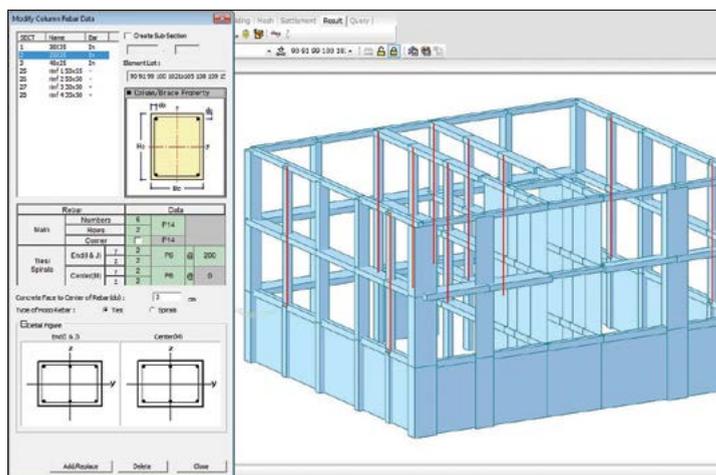


Fig. 13 – Schermata di definizione dei pilastri esistenti in MidasGen

è possibile osservare che il moto interessa soprattutto le strutture portanti esterne, e in particolare i pilastri d'angolo.

Infine si raggiunge una massa partecipante pari al 100% per le direzioni X e Y considerando 15 modi di vibrare.

#### DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO

Come si è accennato, nel caso in esame la scelta del tipo di intervento è limitata dalla necessità di evitare interventi strutturali invasivi nei locali interni abitati. Se ipotizzassimo di sopraelevare la struttura esistente con una nuova struttura in acciaio in modo “tradizionale”, cioè senza l’interposizione del sistema di isolatori, dai diagrammi delle sollecitazioni dei pilastri centrali in c.a. esistenti (figura 12) risulterebbe un momento flettente massimo di circa 28 kNm e un taglio di circa 13 kN. Con tali sollecitazioni i pilastri non sarebbero verificati con le attuali Norme Tecniche. Al contrario considerando il sistema TMD, gli stessi diagrammi forniscono un momento flettente massimo di circa 18 kNm (figura 12) e un taglio di circa 8 kN pari a circa il 35% in meno. Con tali sollecitazioni i pilastri centrali risultano verificati ed è pertanto possibile non intervenire su di essi.

#### VERIFICHE SLV - PILASTRI ESISTENTI IN C.A. NON RINFORZATI

Per quello che riguarda i pilastri interni del fabbricato esistente (quelli sui quali non è possibile intervenire) sono stati verificati con il “check design” di Midas che permette, inserendo l’armatura esistente nella sezione, di verificare l’elemento alle azioni derivanti dal calcolo. Nelle figure 13 e 14 si mostrano le schermate di input e di verifica dei risultati conformemente alla normativa vigente.

#### VERIFICHE SLV IN TERMINI DI DEFORMAZIONI

La verifica degli elementi duttili viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con i rispettivi limiti imposti dalla Circolare applicativa delle

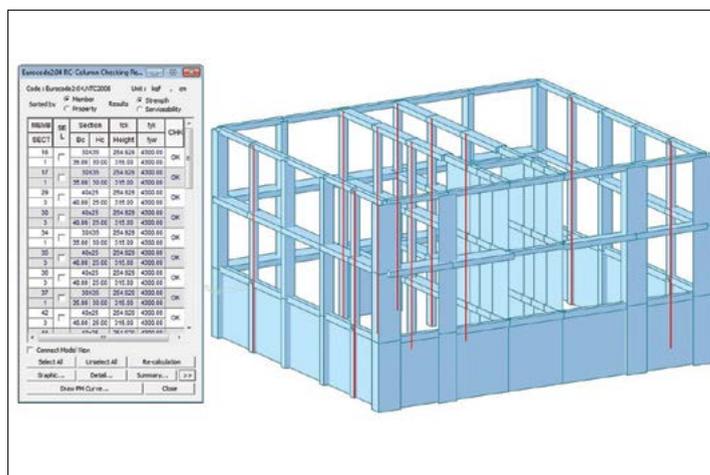


Fig. 14 – Schermata di verifica dei pilastri esistenti in MidasGen

NTC2008 (SC8.7.2.5). La capacità deformativa è definita con riferimento alla rotazione (“rotazione rispetto alla corda”) della sezione d’estremità rispetto alla congiungente quest’ultima con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio  $LV = M/V$ . Tale rotazione è anche pari allo spostamento relativo delle due sezioni diviso per la luce di taglio. Per accertarsi che la capacità deformativa delle cerniere alle estremità delle colonne in c.a. sia tale da consentire alla struttura di assecondare gli spostamenti richiesti, viene calcolata ad ogni piano, in direzione  $x$  e  $y$ , la capacità di rotazione  $\theta_{SD}$  allo SLV dell’elemento meno duttile; moltiplicandola poi per l’altezza d’interpiano, si ottiene lo spostamento massimo che la struttura è in grado di sopportare a quel piano, sia in direzione  $x$  che  $y$ , e che va confrontato con lo spostamento massimo a cui è soggetta la struttura allo SLV, in entrambe le direzioni, al medesimo piano (capacità ultima).

Gli spostamenti massimi a cui è soggetta la struttura allo SLV si ricavano dai tabulati dell’analisi modale relativi agli involucri SLU. In particolare si fa riferimento agli spostamenti dei nodi di sommità dei pilastri in c.c.a. esistenti.

Si riporta di seguito la tabella 2 che riassume il confronto tra gli spostamenti massimi a cui è soggetta la struttura allo SLV e gli spostamenti massimi che la struttura è in grado di sopportare, ad ogni piano ed in entrambe le direzioni. Gli spostamenti sono riportati in cm. Allo stato di progetto gli spostamenti richiesti risultano quindi compatibili con la corrispondente capacità.

		$\delta_{max, amm}$	$\delta_{SLV}$	$\delta_{max, amm} > \delta_{SLV}$
Primo impalcato	dir. X	3,120	0,574	ok
	dir. Y	1,604	0,214	ok
Secondo impalcato	dir. X	3,460	1,360	ok
	dir. Y	1,627	0,464	ok

Tab.2: Sintesi delle Verifiche SLV in termini di Deformazioni



Fig. 15 - Armatura di base dell'isolatore con contropiastra di fissaggio



Fig. 16 - Particolare dell'impalcato metallico posato sull'isolatore sismico



Fig. 17 - Montaggio della struttura metallica di sopraelevazione



Fig. 19 - Particolare nodo metallico interno tra trave e controvento



Fig. 20 - Particolare nodi metallici interni



Fig. 21 - Particolare cassetto esterno in cartongesso per l'ispezione degli iso

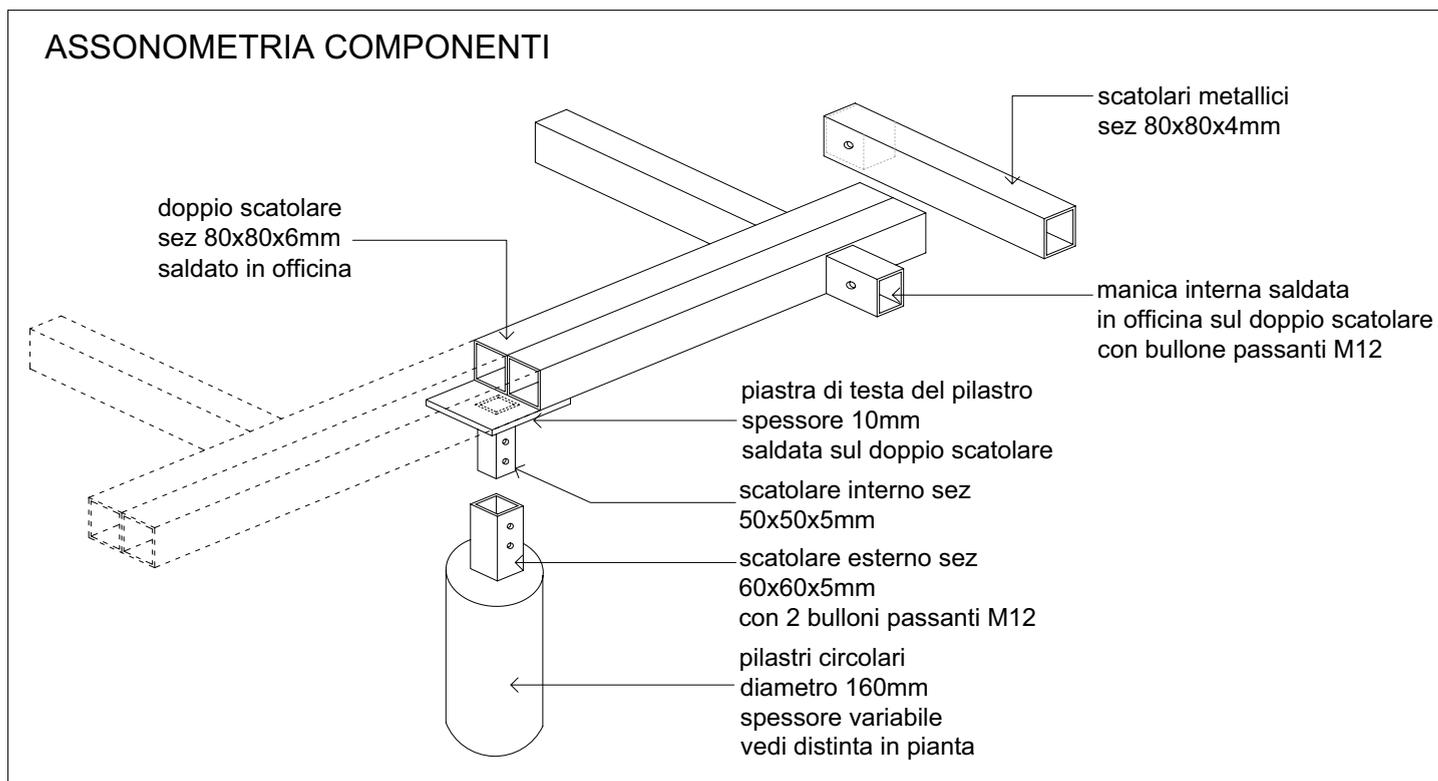


Fig. 18: Assonometria di montaggio porzione di coperto a sbalzo

## IL CANTIERE

Si elencano di seguito le operazioni che si sono svolte in cantiere in ordine di esecuzione:

- 1) Demolizione coperto e rilievo dell'impalcato di sottotetto;
- 2) Montaggio impalcature esterne;
- 3) Realizzazione consolidamenti esterni dei pilastri mediante camicie in c.a.;
- 4) Rinforzo cordolo di copertura e realizzazione di cordoli armati rinforzati;
- 5) Posizionamento delle contropiastre di fissaggio degli isolatori (figura 15) e getto dei cordoli in c.a.;
- 6) Posizionamento degli isolatori;
- 7) Montaggio della struttura in acciaio (figure 16-20).

In figura 21 è riportato il particolare dei cassetti in cartongesso ricavati nel cappotto esterno dell'abitazione per permettere l'ispezionabilità degli isolatori di bordo; per quelli centrali sono previsti tagli nella pavimentazione interna in modo da rimuovere il modulo di pavimentazione ed eseguire il controllo.

## CONCLUSIONI

Abbiamo visto come per questo progetto sia stata elaborata e sviluppata una proposta progettuale innovativa che prevede la realizzazione della sopraelevazione di un nuovo piano mediante l'interposizione di un sistema di isolatori sismici posti alla sommità dell'edificio esistente (figure 22-24).

L'introduzione di un sistema di protezione passiva così fatto permette di isolare in parte la struttura sottostante esistente riducen-

do l'accelerazione sismica, e quindi le deformazioni e le sollecitazioni a cui è soggetto l'edificio.

In conclusione si ritiene che l'intervento di adeguamento proposto risulti un compromesso ragionevole tra costi, tempi e strategie strutturali conformi al DM 14.01.08, per le seguenti motivazioni:

- la proposta sviluppata risulta meno invasiva in termini di interventi necessari sulle strutture esistenti interne, riducendo contestualmente i tempi di intervento e il disagio per gli abitanti del fabbricato;
- a fronte di un maggiore costo iniziale per la posa in opera di isolatori sismici e di un limitato costo di manutenzione futuro, si riducono i costi di intervento di adeguamento delle strutture esistenti;
- dal punto di vista numerico, le analisi svolte hanno evidenziato che, pur non incrementando significativamente il periodo proprio della costruzione esistente, le sollecitazioni (taglio e momento flettente) sugli elementi strutturali resistenti, in particolare i pilastri, vengono ridotti del 35% circa rispetto alla soluzione senza isolatori limitando quindi la massima forza orizzontale trasmessa alla struttura.

*Il progetto architettonico dell'opera è dello Studio LBLA Lelli Bandini Luccaroni Architettura - Faenza (RA)*

*Ing. Marco Peroni – Dott.ssa Irene Fabbi  
Marco Peroni Ingegneria, Faenza (RA)  
peroni@marcoperoni.it*



Fig. 22 - Vista esterna dell'edificio completato nel maggio 2015

Fig. 23 - Vista esterna dell'edificio completato nel maggio 2015



Fig. 24- Vista interna della sopraelevazione completata nel maggio 2015