

Miglioramento sismico di un edificio a struttura mista a Campolongo Maggiore (VE)

Antonio Alessandri¹ ■



Progetto/Nome dell'opera:

Progetto di variante di un edificio adibito ad uso scolastico

Ubicazione:

Campolongo Maggiore (VE)

Ente appaltante:

Comune di Campolongo Maggiore (VE)

Progettisti:

AI Progetti Architettura.Ingegneria www.ai-progetti.it
Studio Carraro & Santello
Arch. Francesco Coccato

Direzione lavori:

Arch. Francesco Coccato

Direzione lavori strutture e progetto di variante:

AI Progetti Architettura.Ingegneria
(Ing. Antonio Alessandri)

Principali ditte appaltatrici:

ITI Impresa Generale S.p.a. (Modena)

Importo complessivo dell'opera:

2.550.000,00€

La presenza di un idoneo orizzontamento nelle strutture di muratura è di fondamentale importanza per la definizione di un sistema resistente agli sforzi orizzontali; vi sono però situazioni nella pratica progettuale, come ad esempio le coperture o gli orizzontamenti lignei, in cui questo elemento non è presente. In questo caso non solo i pannelli murari offrono una scarsa resistenza fuori piano, ma anche la stessa resistenza in piano, che dipende fortemente dall'effettivo carico verticale agente, può non essere adeguatamente garantita.

Una soluzione economica in condizioni di sismicità non elevata può essere rappresentata dalla muratura "intelaiata", una tecnologia molto in uso soprattutto in America Latina, ma non ancora perfettamente normata a livello Europeo. Questa tecnologia consiste nel predisporre pilastri in c.a. all'interno delle pannellature murarie, gettati dopo l'esecuzione della muratura stessa, in modo da essere intimamente connessi con essa. In generale l'interasse delle pilastrature è scelto dal progettista, sebbene vi siano alcune utili regole di dettaglio a riguardo all'interno della parte 1.1 ("Progettazione delle strutture di muratura") dell'Eurocodice 6.

In questa scheda è descritto un esempio applicativo di tale tipologia. Esso riguarda una variante

¹ AI Progetti, Architettura Ingegneria, Mestre Venezia (Italia)
www.ai-progetti.it

strutturale di un edificio scolastico (Figura 1) da realizzare a Campolongo Maggiore, Comune situato in provincia di Venezia. Alla luce degli eventi sismici che lo scorso anno hanno colpito l'Emilia, l'Amministrazione locale ha richiesto di ricalcolare la struttura prevedendo un aumento del livello di pericolosità, passando così dall'ipotesi di zona 4 ad un'accelerazione di picco al suolo (PGA) più alta, pari a 0.15 g.

Lo schema resistente alle azioni orizzontali previsto dall'iniziale progetto esecutivo consisteva in pannelli di muratura ordinaria portante resistenti nel loro piano, ma privi di un vero e proprio orizzontamento rigido (Figura 2). Il progetto di variante ha riguardato la modifica di tale schema resistente, prevedendo l'inserimento di circa duecento nuovi pilastri all'interno delle pannellature murarie in modo da costituire una muratura confinata dai pilastri stessi e dai cordoli in c.a. (Figura 3), ma mantenendo in ogni caso inalterato il risultato estetico dell'edificio. Tale progetto di variante, associato ad un incremento di costo di circa il 5% dell'importo delle opere strutturali, è stato effettuato in accordo con i criteri di seguito esposti.

La muratura confinata (o intelaiata) è caratterizzata dall'interazione fra la risposta flessionale dei pilastri e dei cordoli, che confinano i pannelli di muratura, e la risposta della muratura stessa. È ragionevole pensare che per valori modesti di forze orizzontali gli elementi di calcestruzzo armato ed i pannelli in muratura restino in sostanza a contatto gli uni con gli altri ed il sistema si comporti come una parete strutturale con elementi di contorno. La validità di tale assunzione è in realtà pregiudicata dalla modesta aderenza che si instaura tra gli elementi in calcestruzzo ed il pannello, motivo per il quale è bene effettuare il getto dei pilastri dopo la realizzazione della muratura (Figura 4). Con l'aumento delle deformazioni laterali causato dalle forze sismiche agenti, il comportamento della struttura diventa molto più complesso a causa della contemporanea deformazione flessionale del telaio e di quella a taglio del pannello (come mostrato schematicamente nella Figura 5). Il risultato è il distacco del pannello dalla maglia strutturale, accompagnato da un certo scorrimento relativo sia orizzontale, sia verticale, oltre al fatto che il pannello è ora assoggettato ad importanti sollecitazioni a compressione in piano lungo la propria diagonale. In tale fase, quindi, risulta ragionevole schematizzare il telaio tamponato come un telaio controventato da bielle diagonali che reagiscono solo a compressione, ma che contribuiscono comunque in misura non trascurabile sia ad irrigidire il telaio stesso, sia a sottoporlo ad ulteriori azioni di taglio e carico assiale concentrate alla

base ed in sommità.

Fra i numerosi lavori disponibili in letteratura riguardanti l'interazione fra il comportamento sismico di un telaio in c.a. e di un pannello in muratura, sono stati preliminarmente esaminati Papia et al (2003), Mainstone (1971), Stafford-Smith & Carter (1969), Paulay & Priestley (1992) e Decanini et al. (2004). Gli ultimi tre lavori citati, in particolare, hanno fornito utili indicazioni riguardanti sia i possibili meccanismi di rottura, sia gli effetti della tamponatura sulle prestazioni di telai multipiano in calcestruzzo armato soggetti ad eventi sismici. Si è osservato che pannelli di tamponatura, se presenti in tutti i piani, generalmente offrono un notevole contributo alle capacità dissipative degli edifici, diminuendo la richiesta di dissipazione di energia negli elementi strutturali e riducendo drasticamente gli spostamenti massimi.

Lo schema adottato da Decanini et al (2004) per modellare il comportamento della tamponatura prevede di sostituire ai pannelli un sistema di due puntone diagonali resistenti solamente a compressione. In tal caso, la combinazione di entrambi le diagonali equivalenti garantisce una resistenza ai carichi laterali per ambedue le direzioni positive e negative. Il modello richiede essenzialmente la definizione della larghezza del puntone equivalente, ω , e la rigidità alla rottura, K_{mfc} , come funzioni delle caratteristiche geometriche e meccaniche del telaio. L'ampiezza del puntone equivalente è introdotta attraverso un parametro di rigidità relativo, λh , due costanti K_1 e K_2 valutate sulla base di prove sperimentali, e la lunghezza del puntone stesso, d :

$$\omega = \left(\frac{K_1}{\lambda h} + K_2 \right) d, \text{ con } \lambda h = \sqrt[4]{\frac{E_m e \sin(2\theta)}{4E_c I_c h_m}} h \quad (1)$$

dove K_1 e K_2 sono valutate mediante la tabella sottostante, E_m è il modulo elastico equivalente alla rottura del pannello, E_c è il modulo elastico del calcestruzzo; θ è l'inclinazione del puntone sull'orizzontale; e è lo spessore del pannello; h_m è l'altezza del pannello; h è l'altezza d'interpiano; I_c è il momento d'inerzia dei pilastri.

	$\lambda h < 3.14$	$3.14 < \lambda h < 7.85$	$\lambda h > 7.85$
K1	1.30	0.707	0.47
K2	-0.178	0.01	0.04

La rigidità della diagonale equivalente corrispondente alla fase di rottura completa, K_{mfc} , è pari a

$$K_{mfc} = \frac{E_m e \omega}{d} \cos^2 \theta \quad (2)$$

In definitiva, in mancanza di una normativa di riferimento per il calcolo e la verifica completi della muratura intelaiata, il lavoro è stato eseguito facendo riferimento, oltre a quanto già citato, in parte alle NTC 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) ed in parte alle indicazioni delle normative Statunitensi FEMA 273/1997 (Nehrp guidelines for the seismic rehabilitation of buildings) e FEMA 306/1998 (Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings), da cui sono state estrapolate le indicazioni per definire i meccanismi di compressione diagonale, scorrimento a taglio nei giunti orizzontali, trazione diagonale (Figura 6). Superato l'ostacolo maggiore, legato alla definizione del comportamento della muratura intelaiata, i passaggi successivi hanno riguardato la determinazione dei carichi statici (neve, vento, azioni termiche), del fattore di struttura, dell'input sismico, del tipo di modellazione ed analisi, ed infine le verifiche globali e locali.

Per quanto riguarda il valore del fattore di struttura q , dipendente dalla tipologia strutturale, dal grado di iperstaticità, dalla non linearità del materiale e dall'irregolarità in pianta ed in elevazione dell'edificio, si è ipotizzato:

- lungo il piano della muratura $q = 2.4$, in quanto assimilato, a vantaggio di sicurezza, a quello di una struttura in muratura (in particolare, muratura confinata), tenendo conto della non regolarità in altezza e di un fattore di sovrarresistenza pari a 1.2;
- perpendicolarmente al piano della muratura, $q = 1.5$, poiché è assimilato, a vantaggio di sicurezza, a quello di una struttura a pendolo inverso in bassa duttilità.

Sono stati presi in considerazione gli stati limite di Operatività (SLO), Danno (SLD), Salvaguardia della Vita (SLV) e Prevenzione del Collasso (SLC), ciascuno di essi associato ad una probabilità di superamento rispettivamente pari a 81%, 63%, 10%, 5% in 75 anni.

Per definire operativamente l'input si è ipotizzato: classe d'uso di tipo III, vita nominale pari a 50 anni, coefficiente d'uso uguale a 1.5, tipo di suolo D e categoria topografica di tipo T1.

Nelle Figure 7, 8 e 9 sono riportate le componenti orizzontali degli spettri elastici e degli spettri di progetto associati a ciascuno stato limite per ognuna delle due direzioni ortogonali. Nelle successive Figure 10 e 11, invece, è effettuato un confronto fra gli spettri relativi al progetto iniziale ed a quello di variante, descritto in questa scheda.

I modelli tridimensionali ad elementi finiti (Figura 3) pensati per rappresentare la nuova struttura sono caratterizzati da travi e pilastri di tipo "beam" dotati di rigidità assiale, torsionale e flessionale in due direzioni, murature

costituite da elementi di tipo "truss" dotati di sola rigidità assiale e considerati non resistenti a trazione. Per le solette ed i setti sono stati utilizzati elementi di tipo "plate" dotati di rigidità membranale e flessionale in due direzioni. Tali modelli spaziali sono stati sottoposti ad un'analisi modale con spettro di risposta, in particolare, i codici di calcolo utilizzati sono stati preventivamente testati mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.

La verifica di resistenza degli elementi strutturali (pilastri, cordoli, muratura) è stata quindi condotta considerando le massime sollecitazioni desunte dal comportamento strutturale sotto i carichi permanenti e variabili combinati nel modo più sfavorevole. Nelle Figure 12 e 13 sono riportate le sollecitazioni massime ricavate sui puntoni diagonali rappresentanti il comportamento della muratura rispettivamente di spessore 30 e 25 cm. I pilastri (sezioni 30 x 30 cm e 25 x 25 cm) sono stati verificati per sollecitazioni massime dell'ordine di 70 kNm e 65 kN per quanto riguarda rispettivamente il momento flettente e la domanda di taglio.

Le verifiche di contenimento del danno sugli elementi non strutturali riferite ad edifici ricadenti in classe d'uso III vanno effettuate limitando gli spostamenti allo SLO. Per edifici con struttura portante in muratura ordinaria, lo spostamento massimo deve risultare $dr/h < 2/3 \times 0.003$. Nell'edificio nord il muro con spostamento massimo ha altezza $h \approx 500$ cm, quindi si ha $dr = 1$ cm. Il modello restituisce uno spostamento massimo allo SLO pari a 0.43 cm (Figura 14). Analogamente, nell'edificio sud, caratterizzato da un'altezza di 655 cm, si ha uno spostamento di riferimento massimo di 1.31 cm, contro gli 0.63 cm ricavati dall'analisi (Figura 15).

La presenza di un giunto sismico di spessore 5 cm ha consentito di modellare separatamente le due porzioni di edificio. Tramite l'analisi sono stati evidenziati spostamenti massimi allo SLV delle due porzioni di edificio che, sommati fra loro, generano un valore pari a 4.03 cm (Figura 16). La verifica al martellamento è quindi soddisfatta con il giunto ipotizzato.

Normativa di riferimento

- NTC 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni).
- FEMA 273/1997, "Nehrp guidelines for the seismic rehabilitation of buildings".
- FEMA 306/1998, "Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings".

Bibliografia

Mainstone R.J. (1971) - On the stiffness and strengths of infilled frames, Proceedings Institution of Civil Engineers, London, UK, Supplement IV, Paper 7360S, 57-90.

Stafford-Smith B., Carter C. (1969) - A method of analysis for infilled frames, Proceedings Institution of Civil Engineers, London, UK, (44) 31-48.

Paulay T., M.J.N. Priestley (1992) - Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings,

Wiley & Sons.

Decanini L., Mollaioli F., Mura A., Saragoni R. (2004) - Seismic performance of masonry infilled RC frames, 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 165.

Papia M., Cavaleri L., Fossetti M. (2003) - Infilled frames: developments in the evaluations of the stiffening effects of infills, Structural Engineering and Mechanics, 16, Techno Press, Korea.

Figura 1
Pianta dell'edificio oggetto dell'intervento, privo di un vero e proprio orizzontamento rigido.

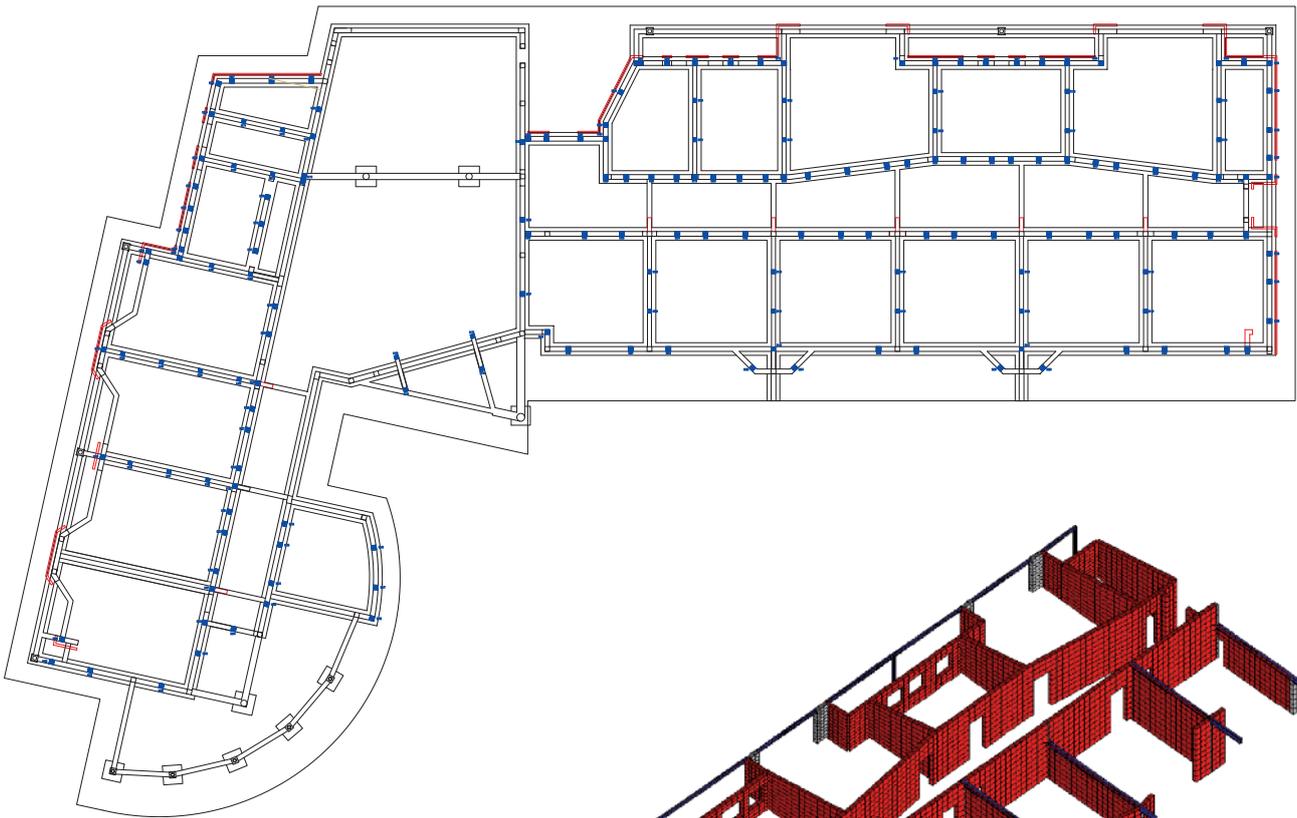
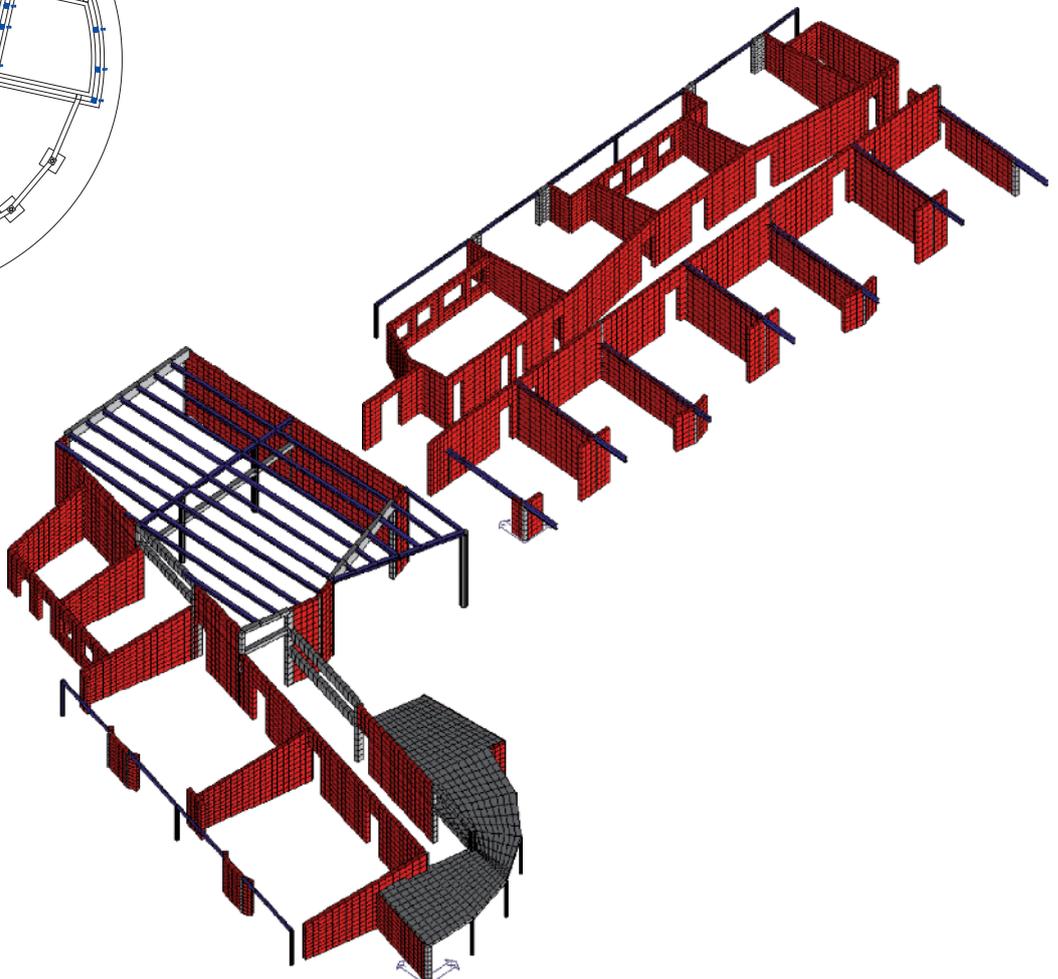


Figura 2
Modello dell'edificio in accordo con le ipotesi del progetto iniziale: pannelli murari portanti privi di un opportuno orizzontamento rigido.



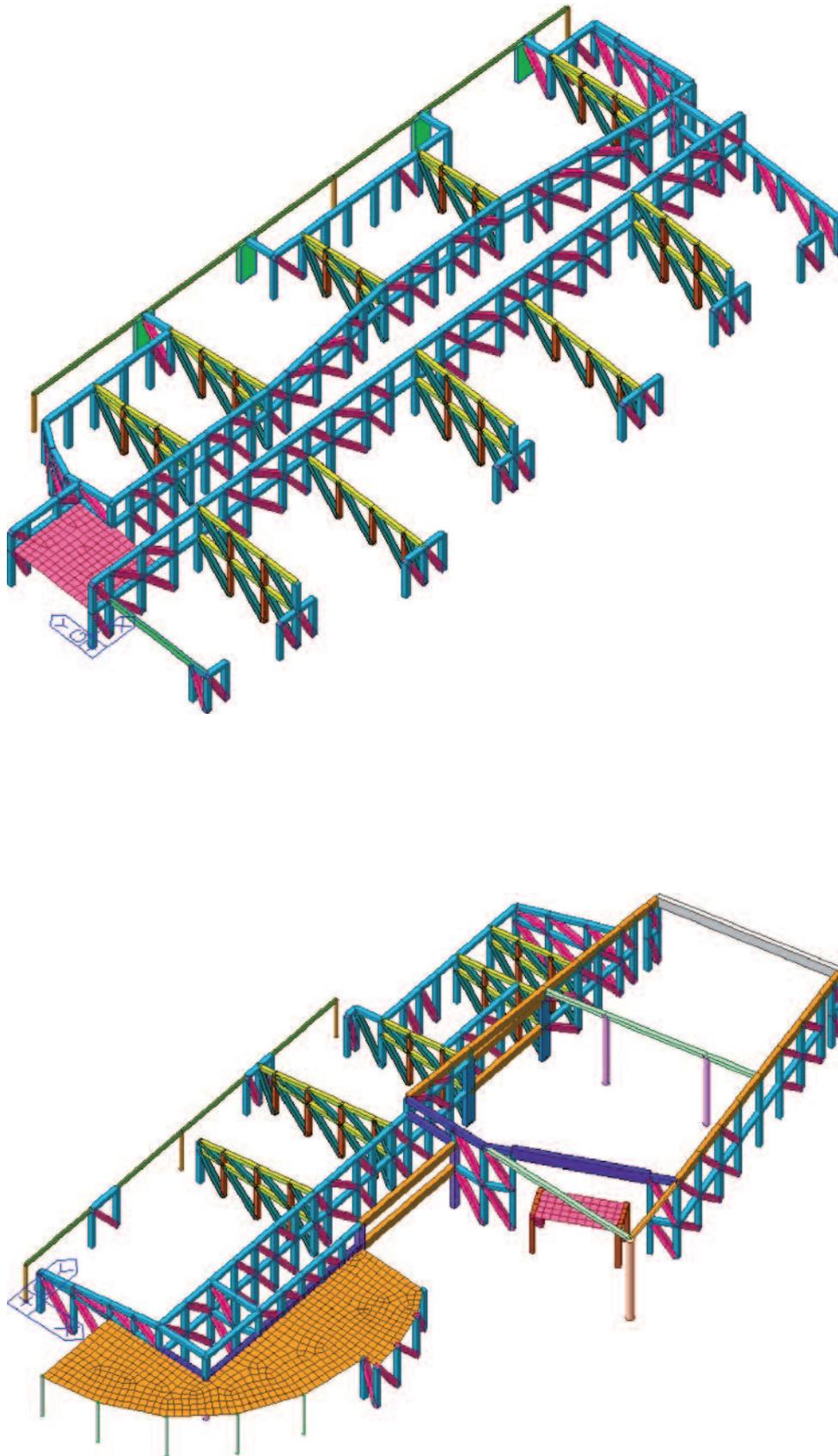


Figura 3
Modello dell'edificio in
accordo con le ipotesi di
variante: muratura intelaiata
mediante l'introduzione di
pilastri in c.a. e cordoli,
che garantiscono resistenza
in piano e fuori piano.

PARTICOLARE PILASTRI INTERNI A MURATURA

Scala 1:50

Figura 4
Schema di realizzazione
dei pilastri interni e dei
cordoli in c.a.:

FASE 1
- REALIZZAZIONE DELLE MURATURE LASCIO LE BRECCIE
CON AMMORSAMENTI PER IL SUCCESSIVO GETTO DEI PILASTRI IN
CORRISPONDENZA DELLE RIPRESE

FASE 2
- ARMATURA E GETTO DEI PILASTRI PREVEDENDO EVENTUALI
FERRI DI RIPRESA
- ARMATURA E GETTO DEI CORDOLI IN C.A.

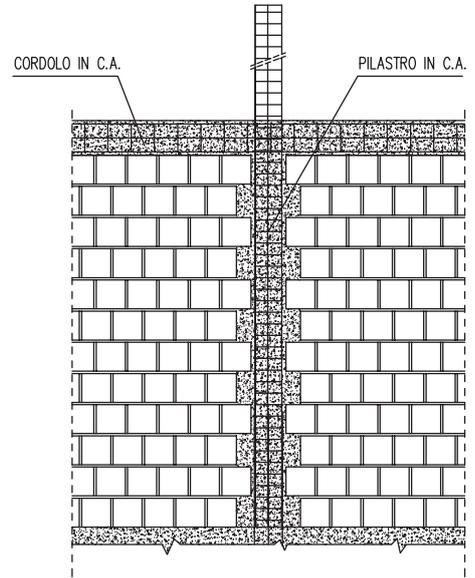
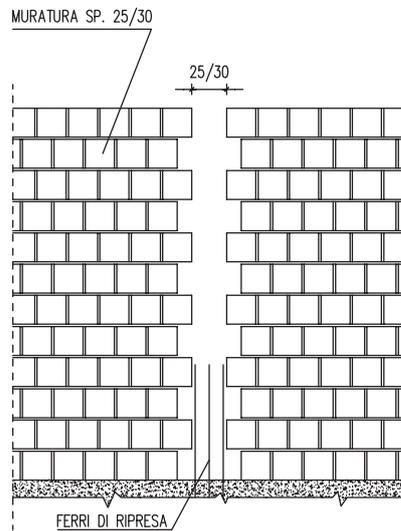


Figura 5
Interazione tra telaio in c.a.
e pannello in muratura:
singola campitura (a
sinistra) e rappresentazione
di un edificio pluripiano
mediante schema a puntone
equivalente (a destra).

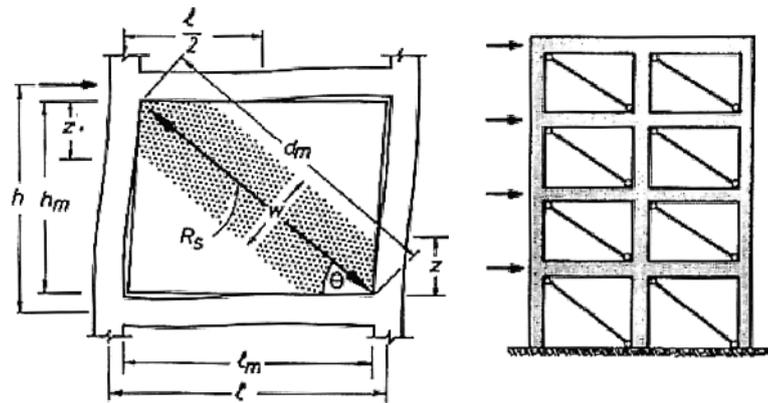
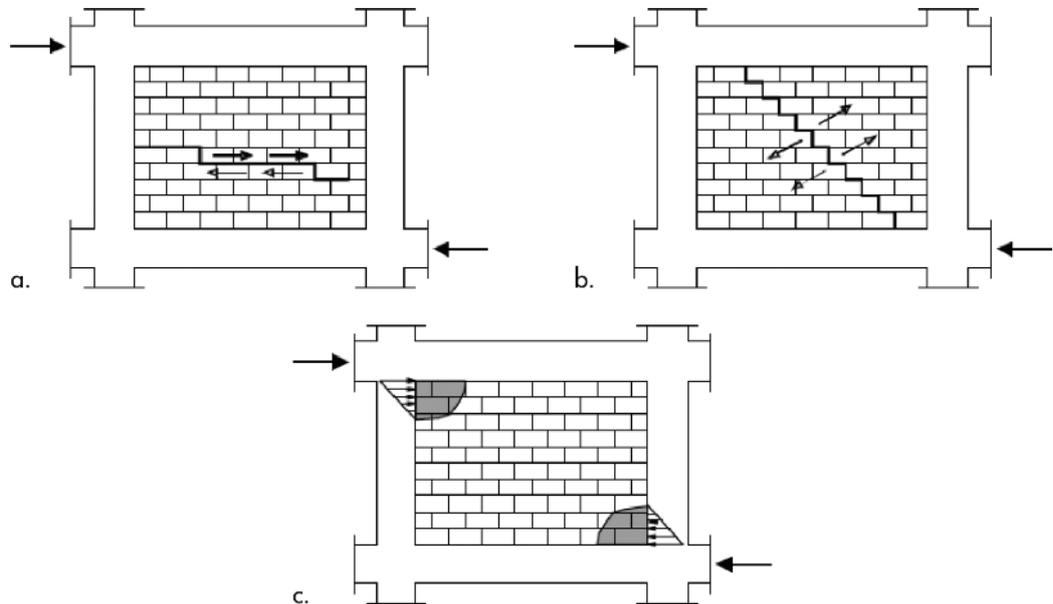


Figura 6
Meccanismi di rottura:
a) scorrimento orizzontale
dovuta alle tensioni
tangenziali agenti nella
zona centrale della
tamponatura;
b) rottura diagonale per
trazione dovuta alle tensioni
di trazione inclinate agenti
nella zona centrale della
tamponatura;
c) rottura per schiacciamento
locale degli spigoli della
tamponatura, dovuta alla
concentrazione delle forze
orizzontali di interazione
trasmesse dal telaio.



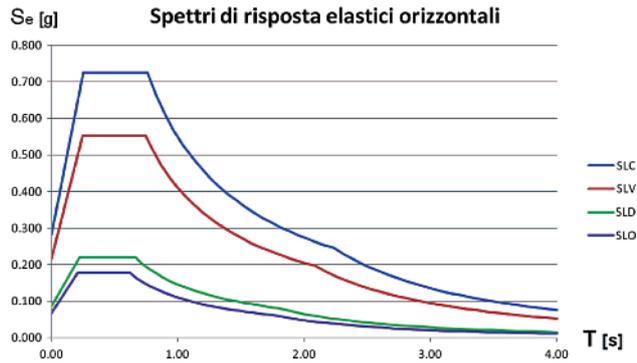


Figura 7
Spettri di progetto elastici (componente orizzontale).

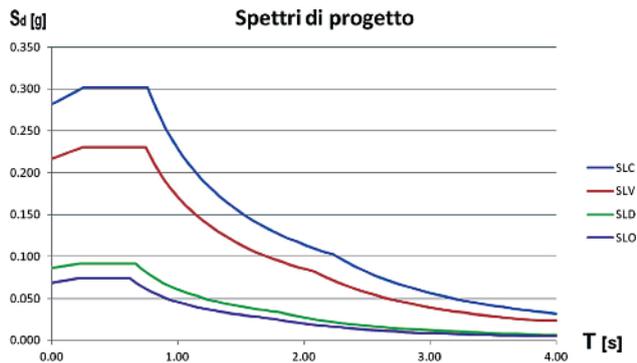


Figura 8
Spettri di progetto nel piano delle pareti.

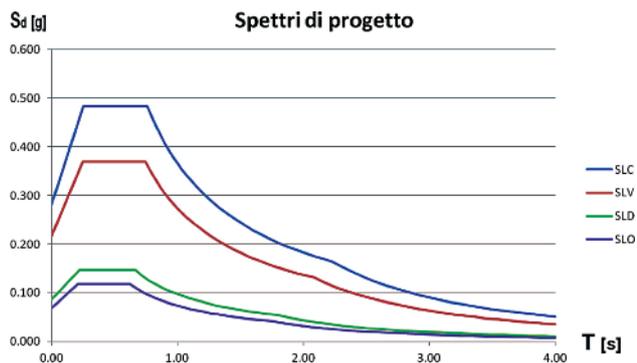


Figura 9
Spettri di progetto nella direzione perpendicolare al piano delle pareti.

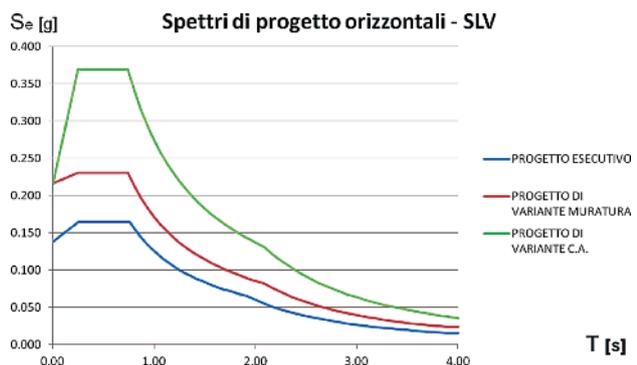


Figura 10
Confronto fra gli spettri del progetto iniziale e di quelli del progetto di variante, per quanto riguarda lo stato limite di salvaguardia della vita.

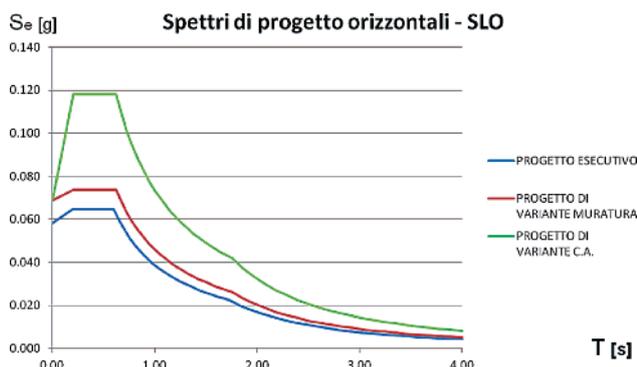


Figura 11
Confronto fra gli spettri del progetto iniziale e di quelli del progetto di variante, per quanto riguarda lo stato limite di operatività.

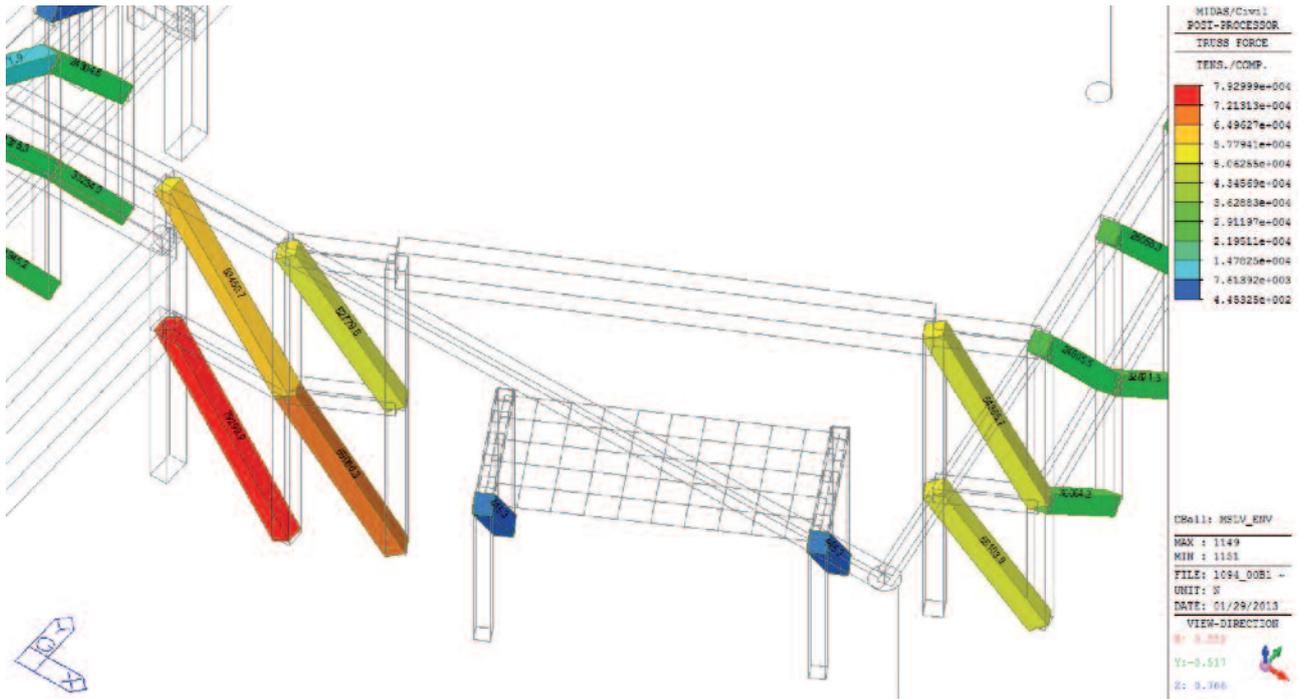


Figura 12
Sollecitazioni ricavate dall'analisi sulla muratura spessa 30 cm.

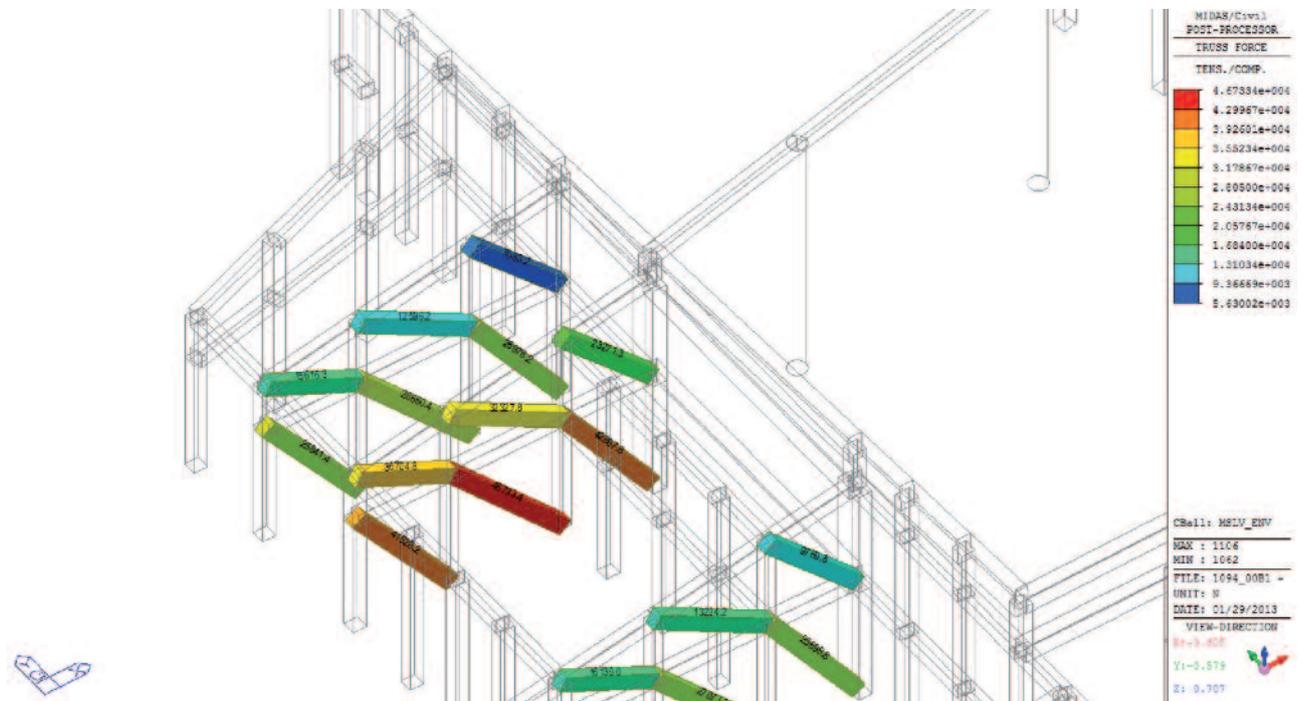


Figura 13
Sollecitazioni ricavate dall'analisi sulla muratura spessa 25 cm.

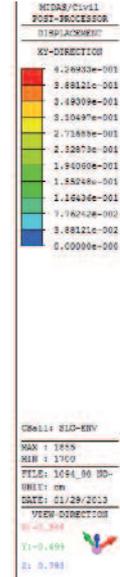
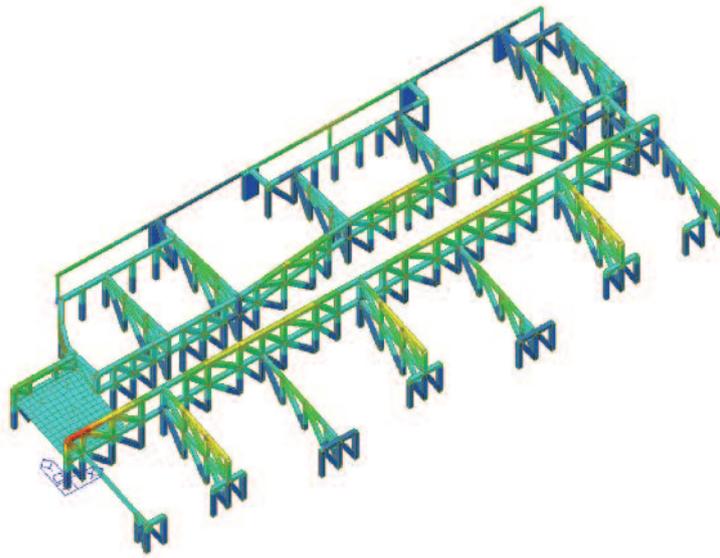


Figura 14
Spostamenti massimi allo SLO dell'edificio nord.

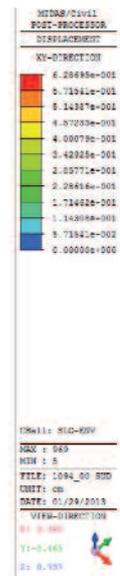
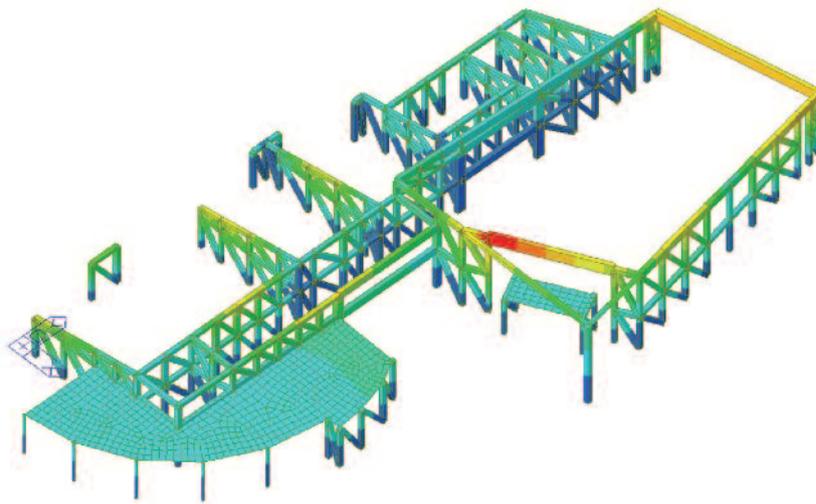


Figura 15
Spostamenti massimi allo SLO dell'edificio sud.

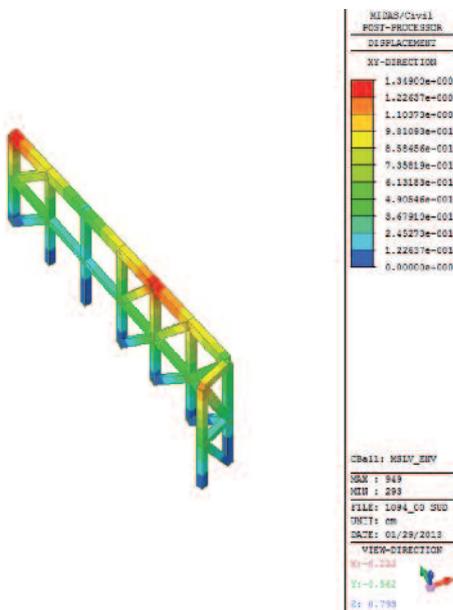


Figura 16
Spostamenti massimi allo SLV per la verifica al martellamento.



Figura 17
Rendering rappresentativi di
tre differenti vedute
dell'edificio ad intervento
ultimato.

Figura 18
Avvio del cantiere per la
realizzazione del progetto
in accordo con la variante
richiesta.

