

Modelli e procedure di analisi avanzate applicati allo studio di strutture nuove e esistenti

Structural models and advanced analyses applied to new and existing structures

Luigi Caggiano¹, Giulia Mazzarella¹, Francesco Sabini¹, Monia Perrone¹, Massimo Petracca¹, Yves Rolli¹, Nicola Tarque¹, Guido Camata², Cristina Cantagallo³, Enrico Spacone⁴, Paolo Segala⁵ ■

Sommario

I metodi di analisi non lineari stanno diventando sempre più diffusi nel mondo professionale, poiché possono potenzialmente riprodurre fedelmente il comportamento statico e dinamico delle strutture.

Negli ultimi anni il mondo della ricerca ha concepito metodi di calcolo sempre più sofisticati e il continuo sviluppo dei programmi di calcolo commerciali ha permesso ai professionisti di avvicinarsi sempre di più alle analisi non lineari, prima esclusivamente utilizzate nel campo della ricerca.

L'applicazione di questi metodi avanzati a problemi reali ha però sollevato diverse questioni sulle procedure definite dalle normative e sulla selezione di modelli di calcolo appropriati anche in considerazione delle limitazioni dei codici di calcolo commerciali attualmente disponibili.

Uno dei maggiori problemi riscontrati nell'utilizzo dei metodi di analisi avanzati consiste nella combinazione delle componenti dell'azione sismica. Lo sviluppo degli esempi proposti ha evidenziato i sia le procedure attualmente utilizzate dagli strumenti normativi, che le problematiche riscontrate nella loro applicazione in ambito non lineare.

Parole chiave: Analisi non lineare, strutture in cemento armato, strutture in muratura.

Abstract

Non-linear analysis methods are becoming widely used in the professional world, as they can potentially reproduce the static and dynamic behavior of structures.

In recent years the research community has developed sophisticated calculation methods and the continuous development of commercial programs allows to the non-linear analyses, previously only used in research, to be used by many engineers and professionals.

However, the application of these advanced methods to real problems, has raised several questions about the procedures defined in the technical standards and the appropriate selection of calculation models taking into account of the limitations of currently available commercial programs.

One of the major problems encountered in the use of advanced analysis methods is the combination of the seismic components. The development of the proposed examples highlighted both the procedures currently used by regulatory codes, and the problems encountered in their application in non-linear field.

Keywords: Non linear analysis, reinforced concrete structures, masonry structures.

1. Introduzione

I metodi di analisi non lineari stanno diventando sempre più diffusi nel mondo professionale, poiché possono potenzialmente riprodurre fedelmente il comportamento statico e dinamico delle strutture.

Negli ultimi anni il mondo della ricerca ha concepito metodi di calcolo sempre più sofisticati e il continuo sviluppo dei programmi di calcolo commerciali ha permesso ai professionisti di avvicinarsi sempre di più alle analisi non lineari, prima esclusivamente utilizzate nel campo della ricerca.

L'applicazione di questi metodi avanzati a problemi reali ha però sollevato diverse questioni sulle procedure definite dalle normative e sulla selezione di modelli di calcolo appropriati anche in considerazione delle limitazioni dei codici di calcolo commerciali attualmente disponibili.

Lo scopo di questo breve articolo è da un lato

¹ ASDEA Srl - ✉ info@asdea.net

² Università "G. D'Annunzio" di Chieti-Pescara - ✉ g.camata@unich.it

³ Università "G. D'Annunzio" di Chieti-Pescara - ✉ c.cantagallo@unich.it

⁴ Università "G. D'Annunzio" di Chieti-Pescara - ✉ e.spacone@unich.it

⁵ CSPfea s.c. - ✉ info@cspfea.net

quello di illustrare i vantaggi e le limitazioni di questi metodi avanzati e dall'altro quello di far riflettere su alcune delle domande ancora aperte riguardo all'applicazione di questi metodi avanzati.

Il documento verrà sviluppato mostrando analisi e modelli di calcolo applicati a casi reali. Tali applicazioni verranno discusse evidenziando i problemi incontrati e mostrando le soluzioni adottate per risolverli.

2. Procedure e analisi non lineari

La progettazione di strutture nuove può essere efficacemente svolta in termini di resistenza e "progettazione in capacità" utilizzando analisi lineari che generalmente forniscono risultati conservativi nel caso di stati limite ultimi e di collasso. In alcuni casi complessi e per la valutazione di altri stati limite come quelli di esercizio può essere importante condurre analisi più affinate. Strumenti di calcolo più avanzati possono essere utilizzati per valutare con maggiore accuratezza il comportamento di dettagli e sistemi strutturali complessi nei casi in cui le normative non sono in grado di offrire indicazioni circa una modellistica affidabile. Per quanto riguarda le strutture esistenti, i modelli non lineari risultano molto efficaci nella valutazione di sicurezza e vulnerabilità, in quanto permettono di meglio stimare l'effettivo comportamento della struttura anche sotto azioni laterali elevate, consentono di ottimizzare gli interventi di rinforzo e di poter quindi valutare con maggiore precisione il grado di sicurezza statica e sismica pre- e post-interventi. Nel caso delle azioni sismiche, metodi come l'analisi statica non lineare (pushover) e le analisi dinamiche non lineari con integrazione al passo sono mezzi molto potenti sia per valutare la capacità e la duttilità degli elementi sia per determinare i modi di collasso degli elementi o dell'intera struttura qualora la modellistica costitutiva alla base dei metodi sia adeguatamente calibrata.

L'uso delle analisi non lineari agli elementi finiti richiede tuttavia esperienza e competenza da parte dell'analista, qualità che ad oggi risultano poco diffuse, per fare sì che queste analisi avanzate diventino la routine per la valutazione e la progettazione strutturale. A differenza delle analisi lineari, l'applicazione di questi metodi avanzati non è di immediata applicazione (sebbene spesso si riscontri una sottovalutazione dei metodi anche nell'applicazione di analisi quali la dinamica lineare) e richiede assunzioni che possono avere un impatto determinante sui risultati, come la selezione del tipo di elemento, la scelta dei criteri di convergenza, la definizione della storia di carico e del metodo di applicazione del carico, la definizione dell'input sismi-

co, la scelta dei legami costitutivi dei materiali e la tipologia di mesh utilizzata. In aggiunta, le analisi non lineari, in particolare nel caso di analisi non lineari con integrazione al passo, generano un'enorme quantità di dati complessi da interpretare e gestire. Le incertezze legate ai parametri da utilizzare, combinate con le incertezze legate al modello matematico complesso, devono essere valutate con attenzione, possibilmente sviluppando diversi modelli per valutare l'incidenza che le varie ipotesi hanno sui risultati. Di seguito si riportano tre problemi molto diversi e studiati tramite analisi non lineari. Il primo descrive le analisi non lineari di integrazione al passo sviluppate al fine di progettare l'isolamento sismico di una struttura nuova. Il secondo illustra le analisi svolte per valutare la capacità statica e sismica di una struttura esistente in muratura. Il terzo descrive le analisi non lineari e il consolidamento di una volta a botte.

3. E-ELT Telescope

Questo progetto concettuale rivoluzionario, chiamato E-ELT, ovvero European Extremely Large Telescope, sarà il più grande telescopio ottico/vicino-infrarosso del mondo con uno specchio primario del diametro di 42 m: "il più grande occhio rivolto al cielo" (Figura 1). Con un costo di oltre 1 miliardo di euro l'E-ELT, affronterà i più grandi problemi scientifici dell'astronomia osservativa moderna. Il progetto rappresenta una delle più grandi sfide tecnologiche dei nostri tempi. L'obiettivo di questo lavoro era la progettazione di un sofisticatissimo sistema di isolamento tridimensionale che fosse in grado da un lato di garantire la rigidità delle fondazioni durante l'operatività del telescopio e dall'altro di ridurre di almeno il 50% le accelerazioni negli specchi nel caso di evento sismico. Lo sviluppo dei dispositivi è stato fatto in collaborazione con Alga Spa.

La scelta del software di calcolo è stata motivata da alcune esigenze: poter disporre di un software testato in ambito internazionale, affrontare analisi FEM per modelli a grande numero di Gradi di Libertà, avere a disposizione un solver robusto per la corretta estrazione degli autovalori, disporre di analisi solide che sarebbero state confrontate dai validatori con analisi condotte con altri software di calcolo di valenza internazionale. Per tale motivo la scelta è caduta sull'utilizzo di MIDAS Gen. Sono stati realizzati diversi modelli per valutare le accelerazioni per diverse configurazioni del telescopio come indicato in Figura 2. I modelli consistono in 31773 elementi trave, 4576 elementi shell e 6062 equazioni lineari di vincolo utilizzate per connettere gli specchi alla struttura (schematizzano la rigidità degli attuatori).

Vista l'importanza del progetto, il sistema è stato studiato tramite analisi non lineari con integrazione al passo in modo da rappresentare il fenomeno sismico con la massima precisione. La prima difficoltà da superare per effettuare questo tipo di analisi è quello di selezionare correttamente gli accelerogrammi da utilizzare. Trattandosi di un problema molto complesso e dibattuto, si è scelto in questo caso di applicare contemporaneamente triplette di accelerogrammi artificiali alla base del modello. A parere degli autori sarebbe stato preferibile utilizzare accelerogrammi naturali ma poiché l'intensità dell'accelerazione attesa al suolo nel sito in esame è molto elevata (PGA = 0.72 g, ASDEA 2010) non è stato possibile reperire accelerogrammi naturali spettrocompatibili senza dover scalare eccessivamente le accelerazioni. È consigliabile non scalare gli accelerogrammi di un fattore maggiore a 2 per non alterare eccessivamente la natura dell'input e per questo motivo si è ritenuto più affidabile utilizzare accelerogrammi generati. Per quanto riguarda lo smorzamento si è uti-

lizzata la formulazione classica della matrice di smorzamento \mathbf{C} di Rayleigh che assume lo smorzamento proporzionale alla massa e alla rigidezza in accordo con la formula seguente:

$$\mathbf{C} = a_0\mathbf{M} + a_1\mathbf{K} \quad (1)$$

I coefficienti e possono essere calcolati assegnando lo smorzamento e a due specifiche frequenze e

$$\begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = 2 \frac{\omega_m \omega_n}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \begin{bmatrix} \omega_n & \omega_m \\ -1/\omega_n & -1/\omega_m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \xi_n \\ \xi_m \end{Bmatrix} \quad (2)$$

Le due frequenze utilizzate per definire e devono considerare tutti i modi di vibrazione che hanno masse partecipanti significative per la risposta del telescopio. L'analisi modale del telescopio a base fissa mostra che per eccitare l'85% della massa totale servono più di 600 modi. Nelle analisi non lineari si considera un valore dello smorzamento inferiore al convenzionale 5% usa-

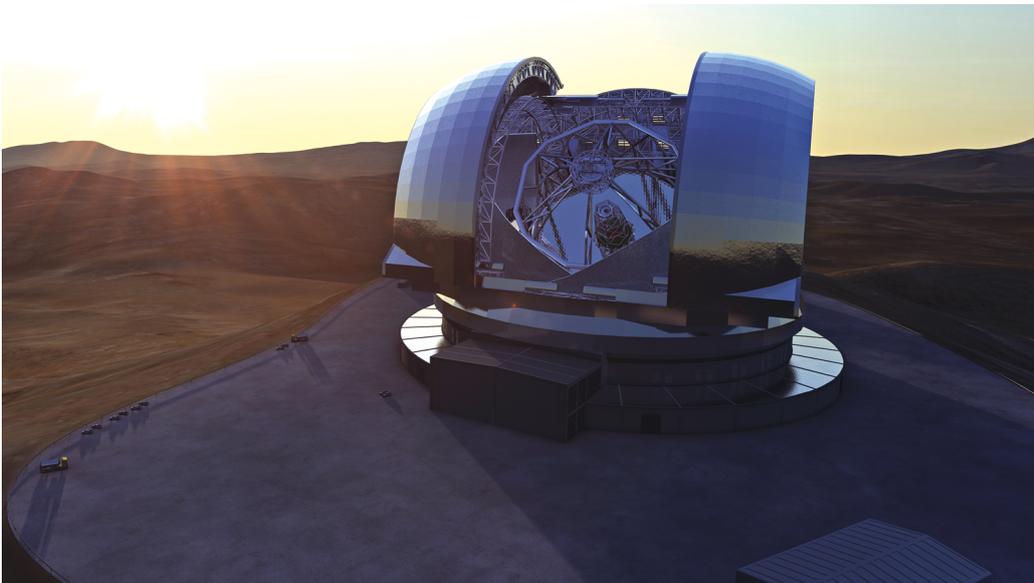


Figura 1
E-ELT Telescope,
www.eso.org
ESO/L. Calçada.

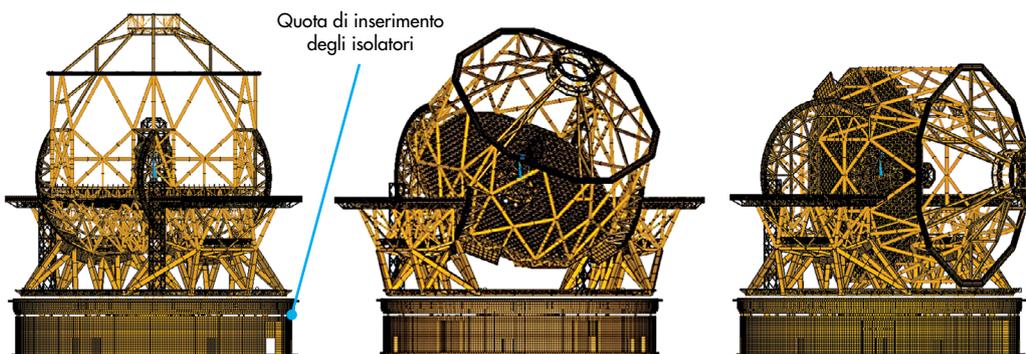
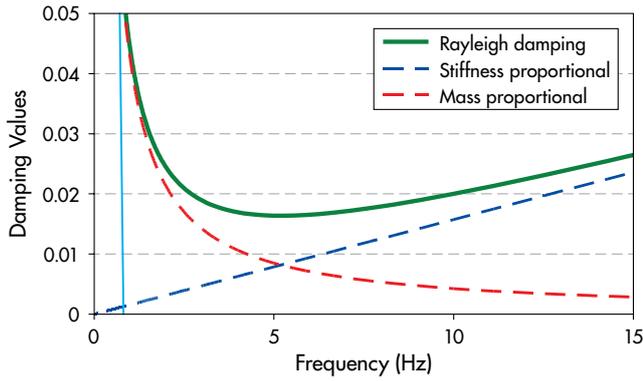
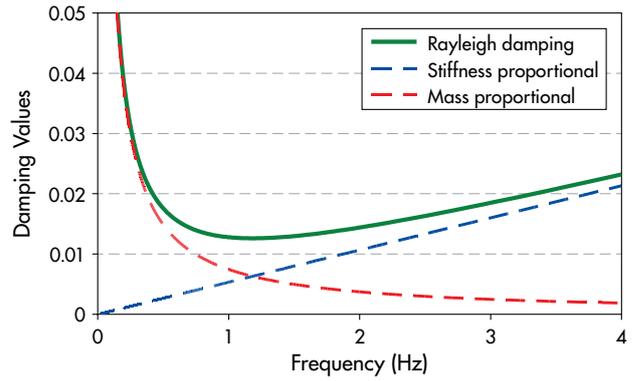


Figura 2
Modelli numerici del
telescopio sviluppati con
Midas Gen.

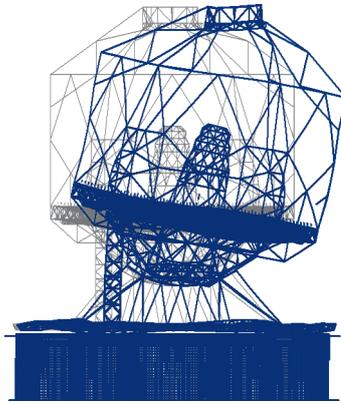


a) Base fissa - smorzamento

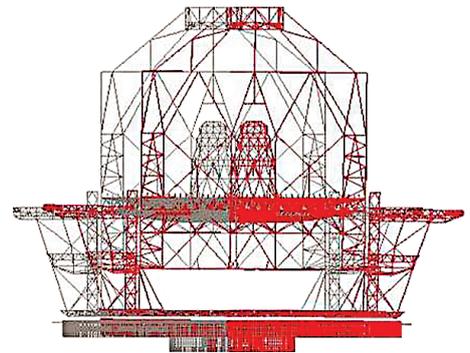


b) Sistema isolato - smorzamento

Figura 3
Smorzamento e modo di vibrare.



a) Base fissa - 1° modo di vibrare



b) Sistema Isolato - 1° modo di vibrare

to nelle analisi lineari, tipicamente compreso tra lo 0% e il 2%. Questo perché parte della dissipazione è considerata direttamente nel modello e quindi utilizzare un valore più elevato del 2% comporterebbe l'assunzione di uno smorzamento complessivo troppo elevato. Il range di frequenze da coprire è molto ampio, si è scelto di fissare lo smorzamento al 2% per frequenze pari a 2.7 e 10 Hz. Si sottolinea che la scelta di tali frequenze influenza sostanzialmente la risposta numerica come indicato in Figura 3a. Per esempio, le masse partecipanti associate a frequenze pari a 18 Hz, vengono smorzate al 3% valore molto più elevato di quello scelto. È importante quindi valutare con attenzione se vi sono masse partecipanti importanti oltre i 10 Hz poiché verrebbero smorzate più di quanto richiesto riducendo artificialmente le accelerazioni di output. La scelta delle frequenze per la soluzione isolata è molto più semplice poiché l'isolamento governa il periodo proprio della struttura e il 99% della massa orizzontale è associata a una frequenza pari a 0.42 Hz, mentre quella verticale ad una frequenza di 3.33 Hz Figura 3b.

Il passo successivo è stato quello di tarare numericamente gli isolatori. ALGA Spa ha fornito

i legami costitutivi degli isolatori concepiti per questo progetto. Per modellare il comportamento è stato utilizzato l'elemento link non lineare chiamato: "Hysteretic System", che modella l'energia dissipata attraverso un comportamento isteretico.

La relazione forza-spostamento si ricava dalla formula seguente:

$$f = r \cdot k \cdot d + (1-r) \cdot F_y \cdot z \quad (3)$$

dove k è la rigidità iniziale, F_y è la resistenza di snervamento, r rappresenta l'incrudimento, z è lo spostamento della molla elastica e d è una variabile adimensionale che deve essere tarata con la formula seguente Wen (1976):

$$z = \frac{k}{F_y} \left[1 - |z|^s \left\{ \alpha \cdot \text{sign}(\dot{d} \cdot z) + \beta \right\} \right] \dot{d} \quad (4)$$

dove e e s sono parametri che determinano la forma della curva di isteresi, s determina l'ampiezza della zona di transizione dello snervamento e la derivata dello spostamento. I parametri sono stati tarati per riprodurre il comportamento spe-

rimentale dell'isolatore orizzontale e verticale;
 orizzontale: $\alpha = 0.70$, $\beta = -0.30$, $K_i = 17 \text{ kN/mm}$, $r = 0.10$, $s = 2$, $F_y = 110 \text{ kN}$;
 verticale: $\alpha = 0.90$, $\beta = -0.10$, $K_i = 596 \text{ kN/mm}$, $r = 0.11$, $s = 1$, $F_y = 810 \text{ kN}$.

bile valutare se vi sono degli isolatori sottoposti a forze di trazione che potrebbero generare un effetto di rocking incontrollabile ed estremamente pericoloso.

Figura 4 mostra che il modello numerico riproduce fedelmente il comportamento sperimentale ciclico degli isolatori.

Per brevità si mostrano solo alcuni risultati. Le accelerazioni sia orizzontali che verticali sono state ridotte sostanzialmente grazie all'inserimento degli isolatori come mostra la Figura 5.

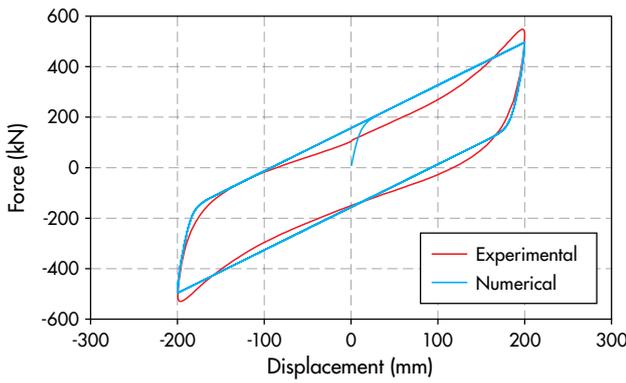
Il comportamento ciclico degli isolatori durante il sisma simulato e quindi le massime forze e spostamenti istantanei che agiscono su ogni singolo isolatore sono riportati in Figura 6. Da queste informazioni è possibile valutare lo spostamento massimo degli isolatori. In particolare è possi-

4. Strutture in muratura

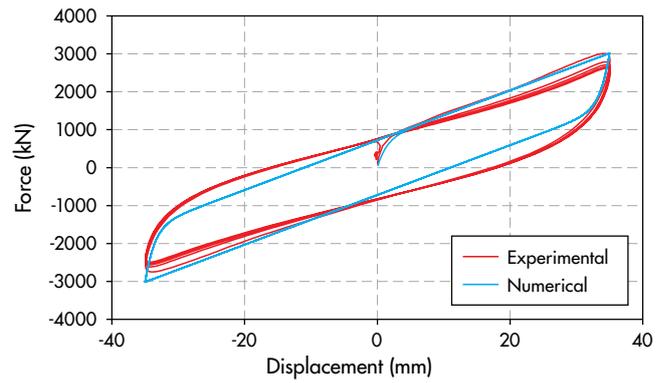
Nella sezione seguente sono illustrati due interventi su strutture esistenti in muratura. L'utilizzo di modelli non lineari avanzati permette, in casi come questi, di individuare gli elementi strutturali, o loro porzioni, che sono in crisi e di valutare la tipologia d'intervento ottimale. Per entrambi questi esempi è stato utilizzato il codice di calcolo Midas FEA che dispone di caratteristiche molto avanzate per questo tipo di studi quali: modelli costitutivi adatti a materiali fragili, modellatore di geometrie 3D complesse, robustezza del solutore nonlineare, capacità di gestire gra-

Figura 4
 Confronto tra il comportamento sperimentale e numerico dell'isolatore orizzontale e verticale (in alto).

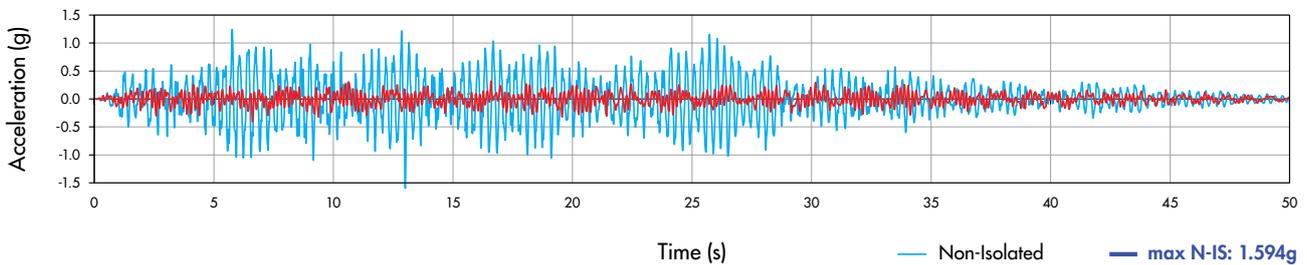
Figura 5
 Accelerazioni dello specchio M1 a base fissa (Non-Isolated) e isolato (Isolated)(in basso).



a) Isolatore Orizzontale

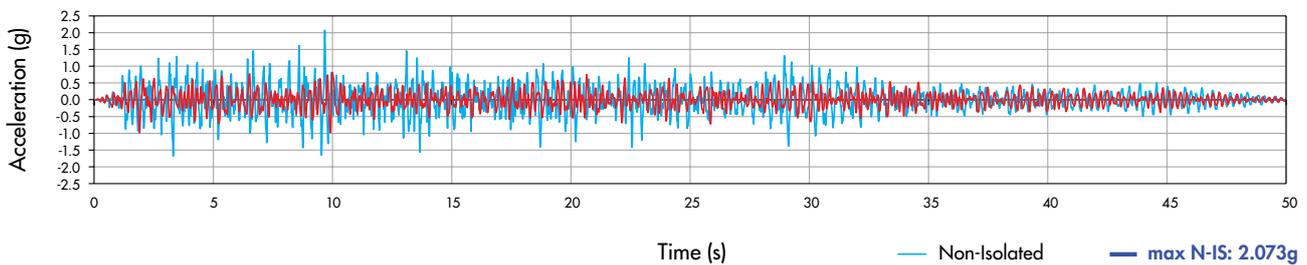


b) Isolatore Verticale



a) Specchio M1 accelerazione verticale (Dir X)

— Non-Isolated — max N-IS: 1.594g
 — Isolated — max IS: 0.406g



b) Specchio M1 accelerazione verticale

— Non-Isolated — max N-IS: 2.073g
 — Isolated — max IS: 0.991g

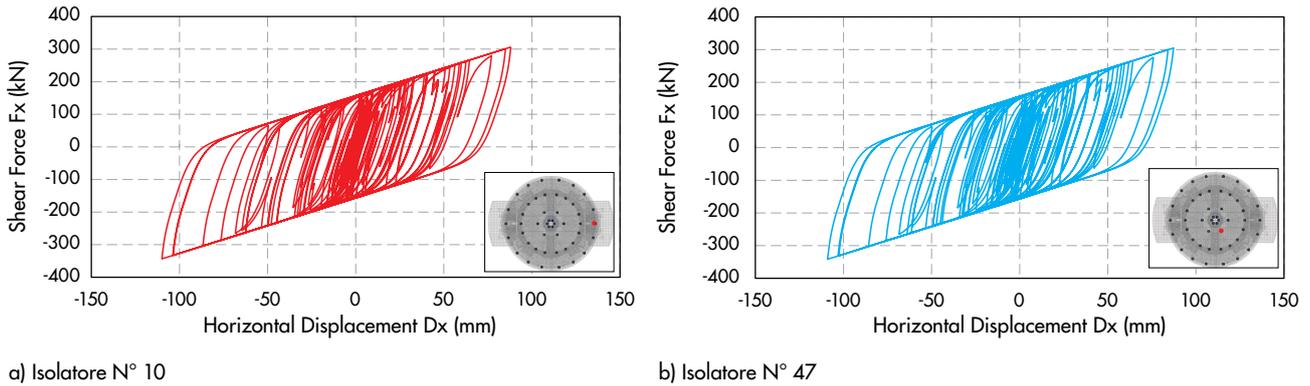


Figura 6
Risposta orizzontale nella direzione X degli isolatori soggetti alla massima (isolatore N° 10) e minima (isolatore N° 47) forza assiale (configurazione a 0° gradi).

ficamente e numericamente grandi modelli FEM con elementi finiti tridimensionali, capacità di gestire modelli ad elevato numero di Gradi di Libertà.

4.1 Valutazione di sicurezza e miglioramento sismico di un edificio storico in muratura

Questo paragrafo descrive le analisi e il miglioramento sismico di un edificio storico danneggiato dagli eventi sismici del 6 aprile 2009. La modellazione strutturale elaborata è particolarmente avanzata e complessa data la geometria del fabbricato. L'intero edificio è stato accuratamente schematizzato attraverso un sofisticato modello tridimensionale sviluppato utilizzando elementi bidimensionali.

Il modello di calcolo è stato sviluppato usando 3589 elementi beam e 51556 elementi shell (Figura 7). Si è scelto di sviluppare un modello così sofisticato poiché l'uso di elementi monodimensionali per effettuare analisi nonlineari su strutture così complesse è poco affidabile. Il modello con elementi monodimensionali non è in grado di rappresentare correttamente la distribuzione del carico verticale in particolare quando le porte e le finestre non sono allineate verticalmente o quando come nel caso in esame ci sono delle volte complesse difficilmente riconducibili a elementi monodimensionali.

Sviluppare correttamente un modello così complesso implica l'assunzione di diverse ipotesi. Come esempio si concentra l'attenzione sul collegamento tra volte a crociera ed elementi verticali. Come si può vedere in Figura 8, l'imposta delle volte è stata modellata evitando di far convergere gli archi in un punto ma in modo da distribuire gli sforzi su più punti di contatto e quindi su più nodi della mesh. Nel caso di analisi non lineari questo è un aspetto importante da considerare, in quanto un'eccessiva concentrazione di tensioni causata da una inaccurata modellazione avrebbe portato il modello alla plasticizzazione locale (da interpretarsi come rottura) dell'imposta. Si è pertanto deciso di collegare le imposte

delle volte ai muri verticali per mezzo di elementi shell di dimensioni pari allo spessore del muro, al quale è stato assegnato una sufficientemente rigidezza. Questo ha permesso di modellare l'effettiva distribuzione del carico sull'imposta. Si sottolinea come il problema del collegamento di elementi diversi sia una ricorrente e delicata attività di modellazione, in particolare laddove vi siano collegamenti di elementi di diverse dimensioni schematizzati con tipologie diverse di elementi finiti, come ad esempio *beam* con *shell* o *shell* con *brick* etc. Sono quindi situazioni che richiedono particolare attenzione per non introdurre problemi puramente numerici che mal condizionano il Modello Matematico alla base del Modello Numerico. Se nelle analisi lineari tali problematiche possono condurre a tensioni non affidabili pur senza pesare necessariamente sul quadro degli spostamenti nodali, nelle analisi non lineari esse potrebbero creare concentrazioni di tensioni che riverberandosi sui modelli costitutivi (dipendenti dallo stato di tensione) portano spesso a di divergenza della soluzione o non convergenza. In generale, l'analista deve essere in grado di distinguere quando i problemi di concentrazione delle deformazioni e/o rottura corrispondono ad un effettivo problema meccanico o sono frutto di una inadeguata modellazione.

Il comportamento delle pareti sotto azioni sismiche è stato analizzato mediante analisi di pushover lungo le due direzioni principali, mentre il comportamento delle volte rinforzate è stato valutato mediante analisi non lineari con un modello a fibre (Spacone et al., 1996). L'obiettivo dell'intervento era quello di recuperare la struttura nella quasi totalità prestando particolare attenzione agli elementi di notevole pregio o con chiara valenza storica, garantendo la sicurezza statica e migliorando il comportamento sismico dell'edificio in accordo con le normative vigenti. Dalle indagini visive e prove in situ si è potuto appurare che le situazioni critiche erano concentrate soprattutto nel lato sud dell'edificio. In questa

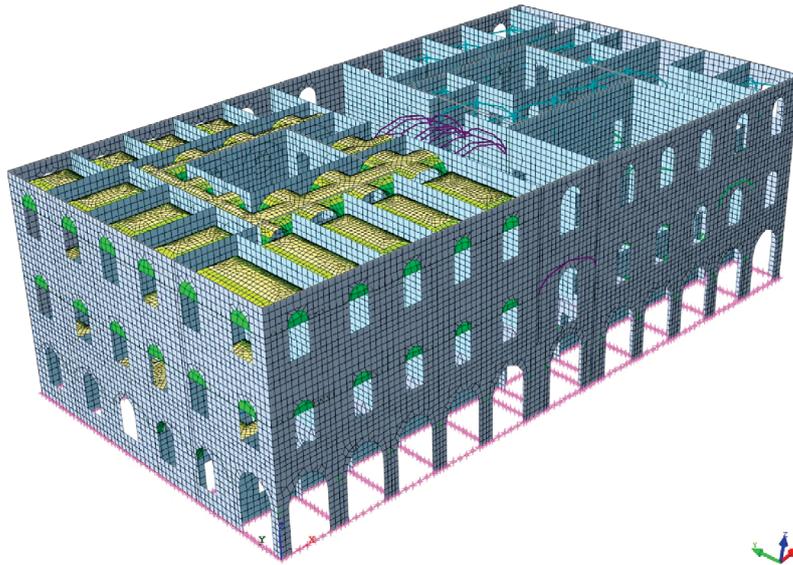


Figura 7
Modello di calcolo.

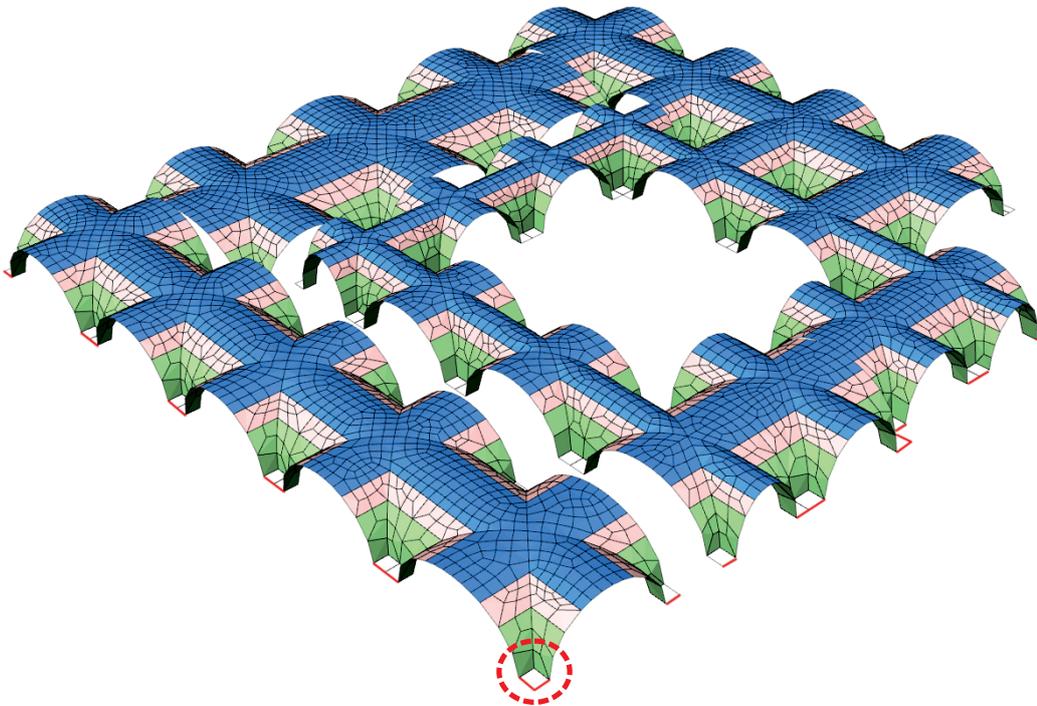


Figura 8
Modello di una serie di volte a crociera.

zona infatti, le indagini geologiche hanno evidenziato la presenza di terreni di fondazione costituiti da terreni di riporto di natura variabile sovrastanti terreni colluviali di buona consistenza. In una prima fase è stata condotta un'analisi non lineare dello stato di fatto sotto carichi verticali per valutare lo stato fessurativo. Dai risultati delle prove SPT è stato possibile parametrizzare i terreni superficiali al fine di poter fornire i valori di rigidità dei terreni per la modellazione semplificata terreno-struttura. I terreni mostrano un trend migliorativo dalla parte sud a quella nord del piano di posa del fabbricato. I valori del modulo di reazione verticale sono stati supposti

variabili tra 10 e 25 MN/m³. Alla base della modellazione vi è stata la scelta del modello costitutivo della muratura. In questo caso è stato scelto il modello cosiddetto di Total Strain Crack (TSC), sviluppato secondo la teoria del Modified Compression Field Theory, proposta in origine da Vecchio & Collins (1986), per rappresentare il comportamento tipico di materiali come la muratura. La decisione di utilizzare il TSC comporta la semplificazione della muratura a materiale isotropo omogeneo di caratteristiche equivalenti considerando l'assemblamento di blocchi e legante. Il modello TSC prevede un legame tra strain e stress dove lo strain è descritto

to in via semplificativa in termini totali (elastico + plastico): ciò limita l'applicabilità all'assenza di stati quali ad esempio la dilatazione termica o gli effetti reologici, fenomeni non presenti in tale analisi. Grazie al concetto di "secant unloading", implementato nel software, è possibile assegnare a modelli TSC anche cicli di carico scarico. Il modello TSC presente nel software utilizzato è completato dalla possibilità di assegnare più comportamenti sia in trazione che in compressione. I vari comportamenti disponibili sul software, associabili alla trazione, considerano un ramo di softening basato sulla meccanica della frattura, adatti quindi a riprodurre rotture fragili, e sono basati sul concetto semplificato di "smeared crack" dove la fessurazione viene "spalmata" su una larghezza di banda che è in relazione alla dimensione degli elementi finiti. I comportamenti disponibili sul software ed associabili alla compressione considerano la dipendenza di resistenza e duttilità dalla pressione, ovvero dallo stato di tensione isotropico, e tale caratteristica è considerata implementando la re-

lazione di Hsieh-Ting-Chen. Le curve stress-strain a compressione disponibili nel software sono, tra le altre, quella di Thorenfeldt (Thorenfeldt, Tomaszewicz e Jensen, 1987) e la classica curva parabolica, modificabile dall'utente, utilizzata nell'applicazione qui descritta (Figure 9 e 10). I risultati di questa prima analisi indicano che il modello è in grado di riprodurre con buona approssimazione sia i cedimenti differenziali (Figura 11) che il fenomeno di degrado dell'edificio allo stato di fatto (Figura 12, Figura 13 e Figura 14) e hanno fornito informazioni essenziali per identificare gli elementi critici e per scegliere le tipologie d'intervento più adatte per il consolidamento. Il passo successivo è stato quello di progettare gli interventi di rinforzo e di modificare il modello numerico per simulare lo stato di progetto. I valori del modulo di reazione verticale sono stati incrementati per tenere conto del consolidamento effettuato attraverso l'iniezione di resine nel terreno, i carichi agenti sulle volte sono stati diminuiti per tener conto dello svuotamento delle stesse e le volte sono state consolidate attraverso

Figura 9
Legame costitutivo a compressione (a sinistra).

Figura 10
Legame costitutivo a trazione (a destra).

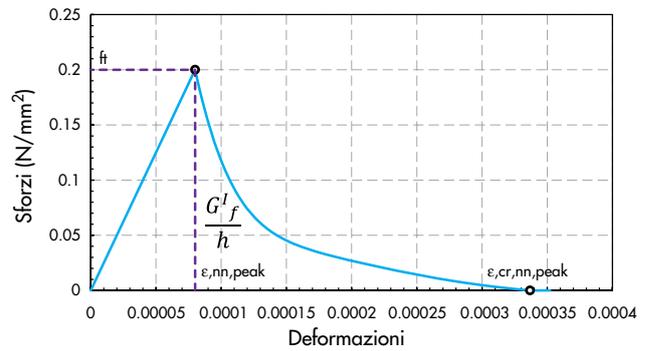
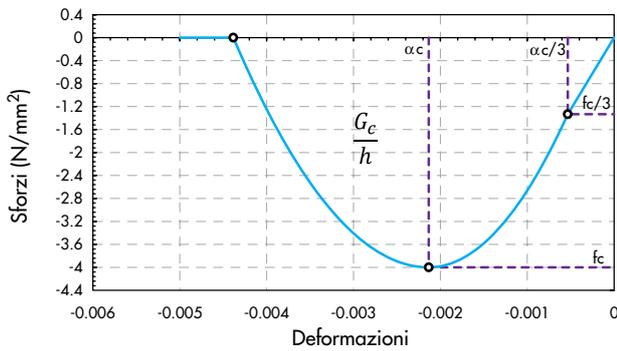


Figura 11
Spostamenti verticali.

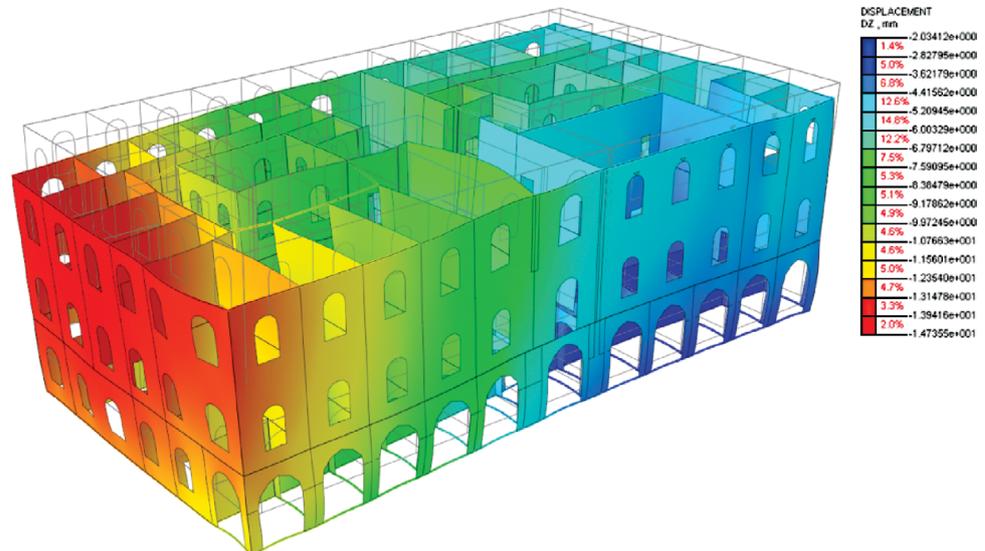


Figura 12
Quadro fessurativo delle
facciate ovest e sud.

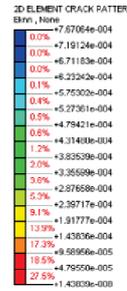
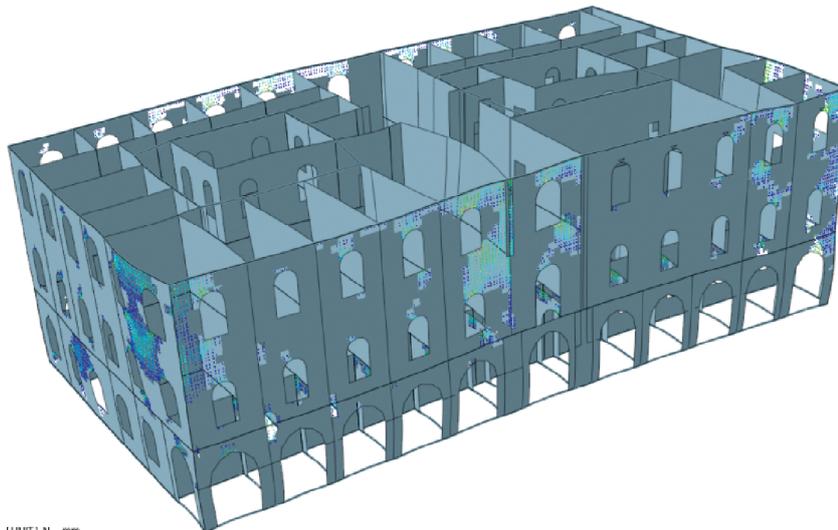
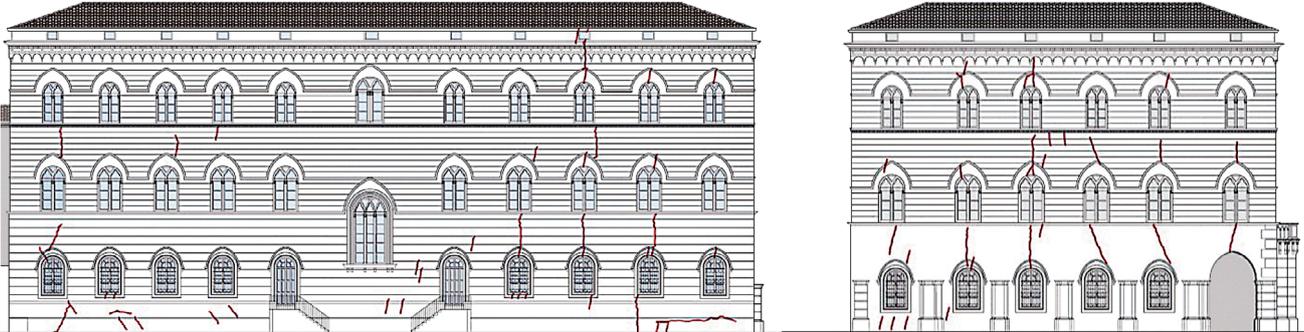


Figura 13
Stato fessurativo - carichi
verticali.

[UNIT] N , mm
[DATA] NNL_STA(Structural Nonlinear) , NNL_STA(1) , LO-Plate.TOP.INT.Ekmn

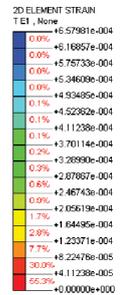
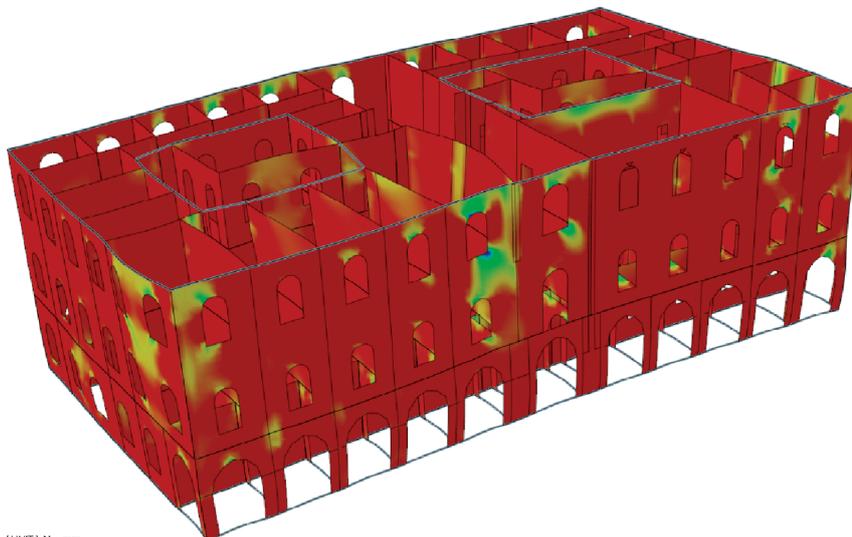


Figura 14
Deformazioni principali E1 -
carichi verticali.

[UNIT] N , mm
[DATA] NNL_STA(Structural Nonlinear) , NNL_STA(1) , LO-Plate.Top.TE1 , [Output CSys] Element Local CSys

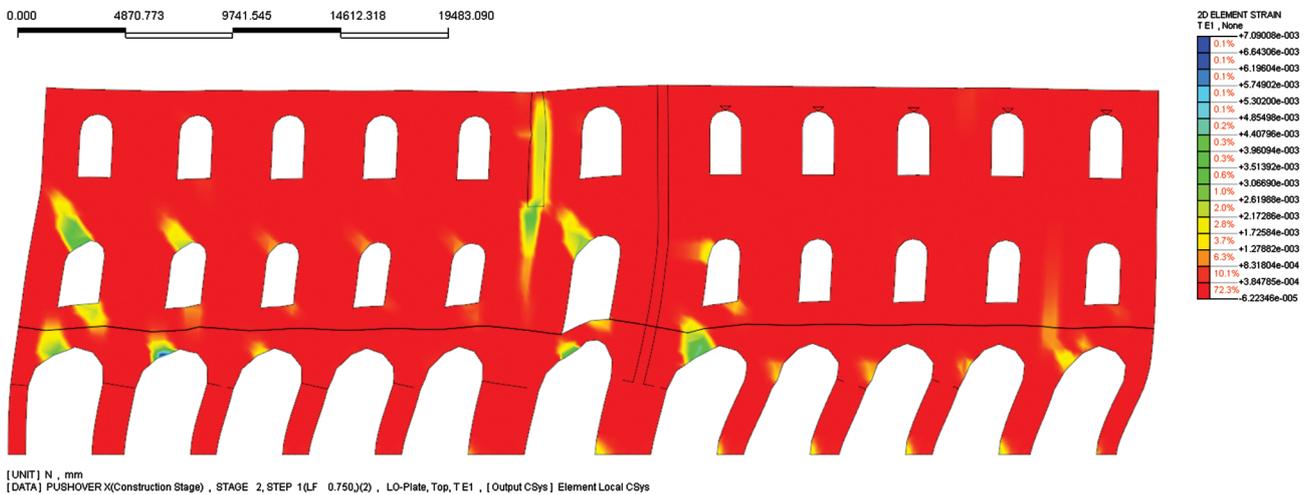


Figura 15
Stato fessurativo - Pushover
direzione X.

Figura 16
Deformazioni principali E1 -
Pushover direzione Y.

elementi di rinforzo. Il modello così ottenuto è stato utilizzato per valutare il livello di sicurezza statica e sismica globale dell'edificio nello stato di progetto, verificando quindi l'efficacia e la validità degli interventi scelti. Per quanto concerne l'analisi sismica globale, la vulnerabilità è stata verificata tramite un'analisi statica non lineare con due distribuzioni di forze (metodo Pushover N2). L'edificio è stato spinto attraverso un sistema di forze orizzontali proporzionali alle masse e proporzionale al primo modo di vibrare. Sono state fatte due analisi per ogni direzione analizzata, lungo la direzione longitudinale denominata X, e lungo la direzione trasversale denominata Y.

Le Figura 15 mostra la facciata longitudinale durante l'azione di spinta in direzione X e indica che durante la spinta la struttura si fessura uniformemente e progressivamente. Questo dimostra che, grazie all'inserimento dei diaframmi di piano e delle cordolature, la struttura si comporta scolarmente sfruttando al massimo le

proprie capacità in termini di duttilità.

È stato infine effettuato un confronto tra la capacità della struttura e la domanda sismica (Figura 17 e Figura 18), espressa in termini di spettri anelastici nel formato ADRS (acceleration-displacement response spectrum), definiti secondo il sito in cui giace la struttura e per la categoria di suolo B. L'intersezione fra lo spettro e l'idealizzazione bilineare della curva pushover (espressi entrambi nel formato accelerazione-spostamento) è il punto di prestazione della struttura (performance point), che rappresenta la condizione per cui la capacità sismica di una struttura è pari alla domanda sismica imposta.

Il calcolo effettuato attraverso la procedura descritta e in modo conforme alle norme vigenti indica che l'accelerazione spettrale massima in direzione X è pari a 0.221 g, mentre in direzione Y è pari a 0.209 g. L'intersezione della curva di capacità con gli spettri consente di calcolare il valore dell'accelerazione al suolo corrispondente allo stato limite SLV e si calcola l'Indicatore di

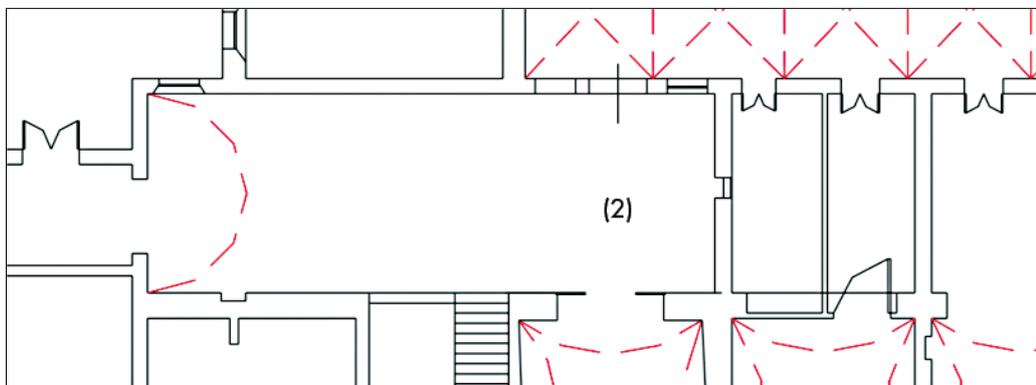
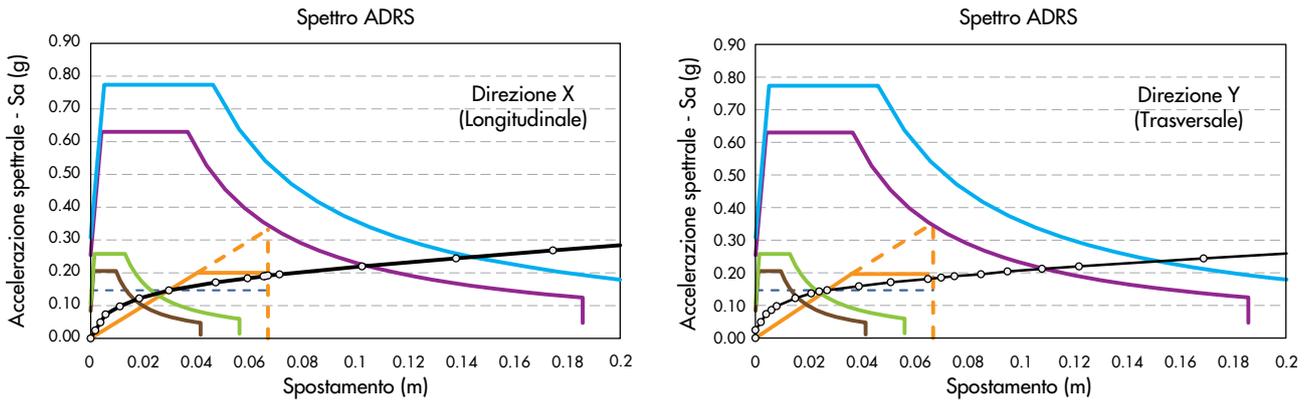


Figura 17
Spettri ADRS e curva di capacità - Direzione X (in alto a sinistra).

Figura 18
Spettri ADRS e curva di capacità - Direzione Y (in alto a destra).

Figura 19
Pianta della porzione da analizzare e indicazione della volta a botte (2).

Rischio facendo il rapporto tra la PGA allo SLV e il corrispondente valore dell'accelerazione di aggancio allo spettro per lo stato limite esaminato. Nel caso in esame l'indice di rischio è pari 0.73 nella direzione X e pari a 0.7 nella direzione Y.

4.2 Analisi e consolidamento di una volta a botte

L'edificio in esame è dislocato su due livelli (fuori terra) collegati tra loro mediante quattro gradinate, due interne e due esterne. La disposizione planimetrica generale è riconducibile a una pianta a "T" alla quale sono annessi due corpi di fabbrica minori: locale bagni e locale palestra. L'intera struttura è costituita da muratura portante di laterizi pieni.

Il nucleo centrale è costituito da un vano a pianta rettangolare di dimensioni 5.95 m x 17.0 m circa sormontato da una volta a botte lunettata. Il vano è delimitato per la quasi totalità da muri interni, e nell'angolo a nord-ovest da un muro perimetrale. Il suddetto cantonale, prospiciente il cortile interno, presenta un quadro fessurativo con lesioni passanti; sono inoltre presenti precedenti interventi di ricucitura della muratura e di chiusura di finestre. Si nota inoltre che in quest'angolo di edificio, le murature costruite in epoche diverse non risultano essere ben connesse tra loro (Figura 19). La volta a botte

lunettata inoltre ha perso la sua forma originale, risultando deformata e presentando su una delle reni una lesione all'intradosso parallela alla generatrice della volta nel quadrante nord-ovest, proprio in prossimità del cantonale sopra citato, come mostrato in Figura 19.

Per valutare il danno locale, è stata modellata solo la porzione di edificio d'interesse (con delle opportune condizioni al contorno) utilizzando degli elementi solidi per modellare la muratura, brick e tetraedri, come mostrato in Figura 20. Per simulare il comportamento non lineare della muratura è stato utilizzato il modello Total Strain Crack, di cui i legami a trazione e compressione in forma qualitativa (i valori numerici sono diversi) sono riportati in Figura 8 e Figura 9. Con questo modello è stata condotta un'analisi non lineare statica per valutare l'effettiva risposta della struttura allo stato di fatto.

In una prima fase, le mesh generate dalla volta e dai muri adiacenti sono state fuse insieme, considerando così una completa ammortatura tra volta e muri. I risultati ottenuti con questo modello hanno indicato che le zone di contatto tra le lunette e gli elementi verticali si fessuravano a causa delle differenti rigidzze degli elementi strutturali a contatto (Figura 23, Figura 24 e Figura 25).

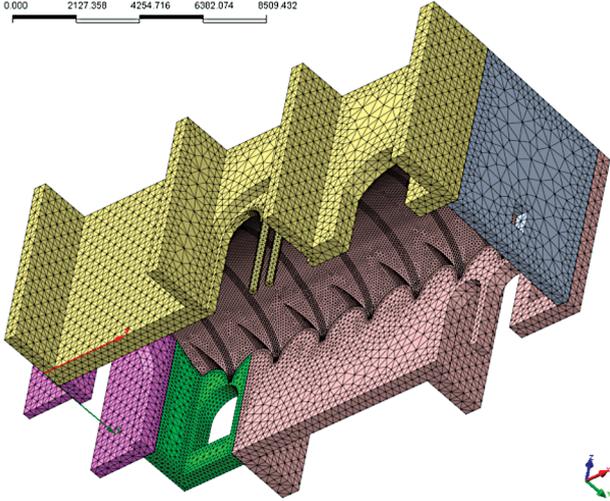
Figura 20
Vista dell'antica torre muraria
giuntata con i due corpi
di fabbrica più recenti con
fessure verticali.



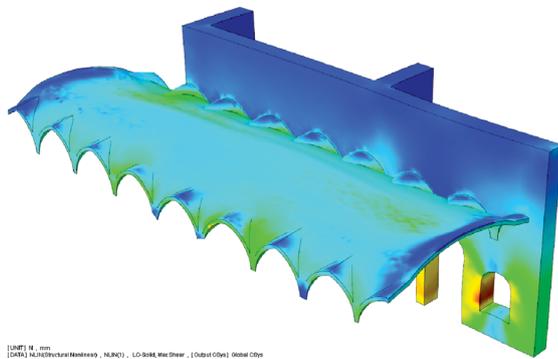
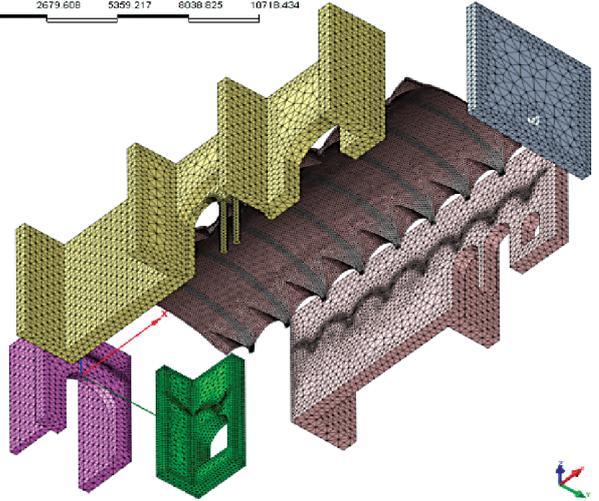
Figura 21
Vista interna della volta a
botte lunettata.



0.000 2127.358 4254.716 6382.074 8509.432



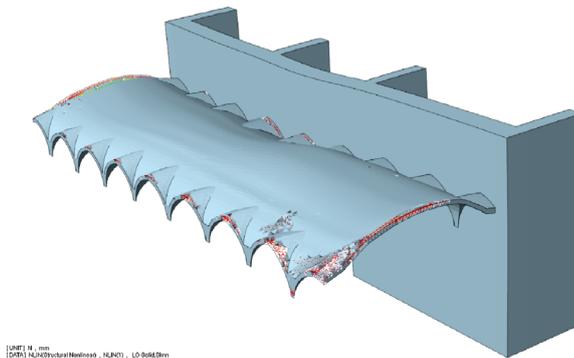
0.000 2679.608 5359.217 8038.825 10718.434



3D ELEMENT STRESS
 Min: -1.38750e-013
 Max: 4.42217e-011

Figura 22
 Modello discreto della
 porzione di fabbricato
 analizzata (in alto a destra
 e sinistra).

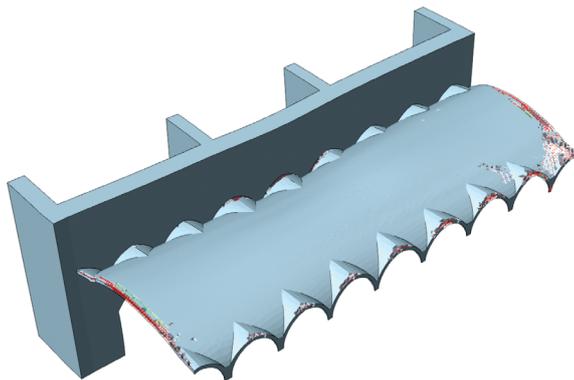
[UNIT] N , mm
 [DATA] NLN3Structural Nonlinear , NLN3D1 , LO-Solid, Mod Shear , [Output Clips] Global Clips



3D ELEMENT CRACK PATTERN
 Min: -2.54720e-013
 Max: 1.05550e-012

Figura 23
 Stato tensionale nella volta e
 nella parete.

[UNIT] N , mm
 [DATA] NLN3Structural Nonlinear , NLN3D1 , LO-Solid,Dim



3D ELEMENT CRACK PATTERN
 Min: -5.97407e-013
 Max: 1.42200e-012

Figura 24
 Stato fessurativo sui bordi
 della volta.

Figura 25
 Stato fessurativo sui bordi
 della volta.

[UNIT] N , mm
 [DATA] NLN3Structural Nonlinear , NLN3D1 , LO-Solid,Dim

È molto probabile che nella realtà le lunette non siano ammassate ai muri verticali e che la volta a botte sia collegata agli elementi verticali solo nei punti di scarico degli archi. Le mesh sono state quindi disconnesse in modo da realizzare la continuità solo nelle zone dove le reni entrano nelle murature verticali, come riportato in Figura 26. Dai risultati ottenuti dall'analisi con l'utilizzo

del nuovo modello si nota come la continuità tra spostamenti e stato tensionale si verifichi solo nelle zone dove effettivamente la volta entra in contatto con le pareti, come evidenziato in Figura 27 e Figura 28.

Figura 29 indica gli spostamenti verticali della volta. Figura 30 e Figura 31 mostrano che la spinta della volta tende a deformare eccessi-

Figura 26
Connessione tra volta e
pareti verticali.

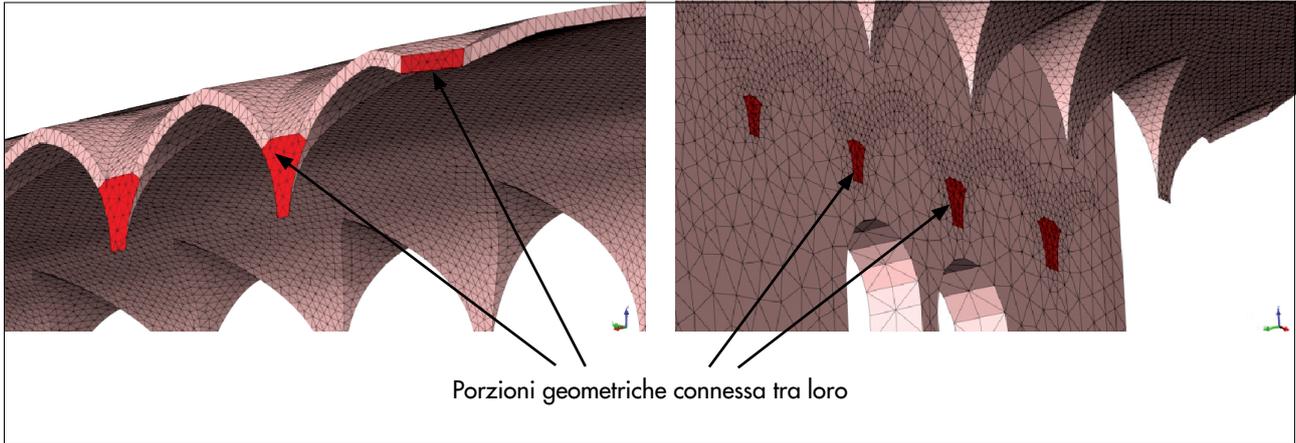
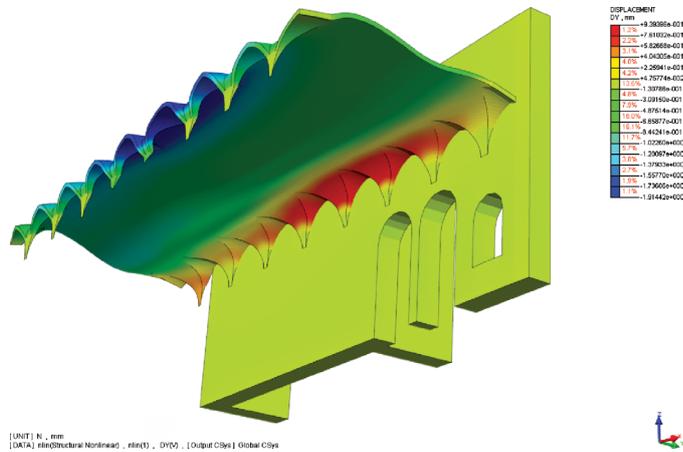


Figura 27
Spostamenti in direzione Y.



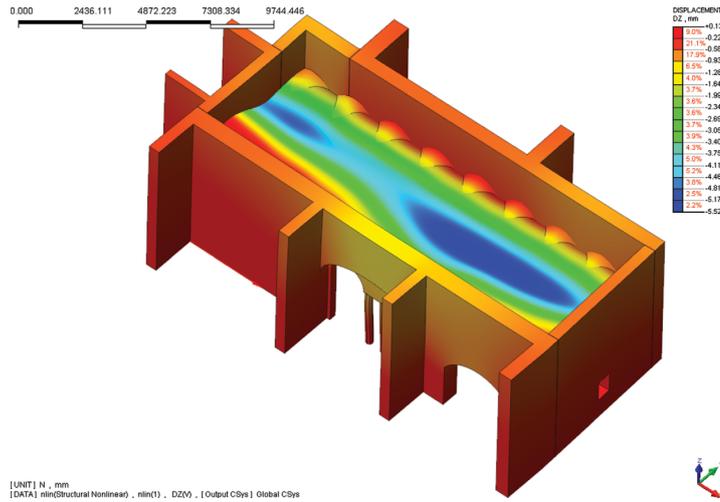


Figura 29. Spostamenti lungo l'asse Z per un load factor pari ad 1.00

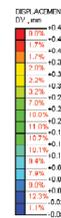
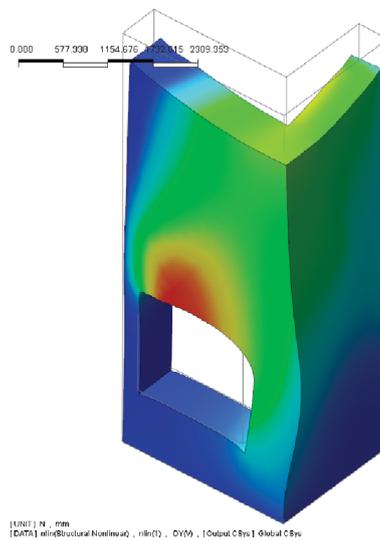
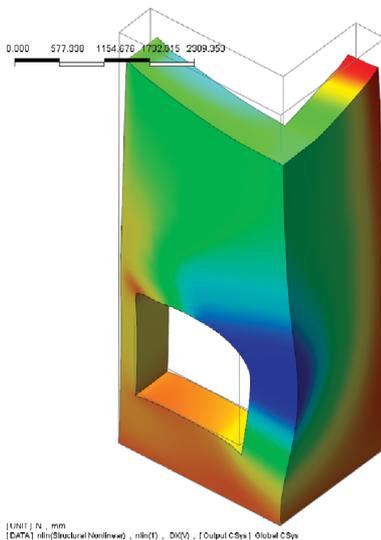


Figura 30 Spostamenti in X per un Load Factor pari ad 1.00 (a sinistra).

Figura 31 Spostamenti in Y per un Load Factor pari ad 1.00 (a destra).

vamente il muro verticale su cui la volta è impostata. Il fenomeno deformativo è amplificato dall'apertura sottostante la volta. Figura 32 mostra la progressione dello stato fessurativo in funzione del carico applicato. L'analisi mostra che la spinta della volta a circa il 50% del carico di esercizio inizia a fessurare gli elementi verticali. Le lunette della volta tendono a distaccarsi e i cantonali si lesionano. Il muro verticale perde quindi di rigidità aumentando conseguentemente lo spostamento laterale e incrementando l'abbassamento della volta. A circa il 90% del carico la volta si lesiona all'intradosso. A seguito della formazione della lesione anche un piccolo incremento di carico porta a un considerevole allargamento della fessura. Questi risultati descrivono fedelmente lo stato fessurativo riscontrato nella realtà degli elementi strutturali dimostrando la validità del modello utilizzato. Il modello illustra il meccanismo e le cause che hanno gene-

rato il danno e consente di intervenire con una precisione quasi chirurgica.

In seguito sono state formulate delle ipotesi d'intervento, e il modello sopra citato è stato modificato al fine di cogliere il comportamento della struttura nello stato di progetto e valutare quindi la validità di tali ipotesi.

In Figura 33 viene mostrato il modello modificato a seguito degli interventi di consolidamento. In particolare le proprietà meccaniche della muratura del cantonale sono state modificate per tener conto degli interventi di risarcitura, sono stati modellati i materiali fibro rinforzati utilizzati per il rinforzo e sono state aggiunte delle catene. I risultati dell'analisi dello stato di progetto mostrano che l'intervento è efficace nel risanare il dissesto inibendo la formazione di lesioni. In particolare le tensioni nei materiali compositi utilizzati per consolidare la volta sono inferiori alle tensioni di delaminazione del composito (Figura 34).

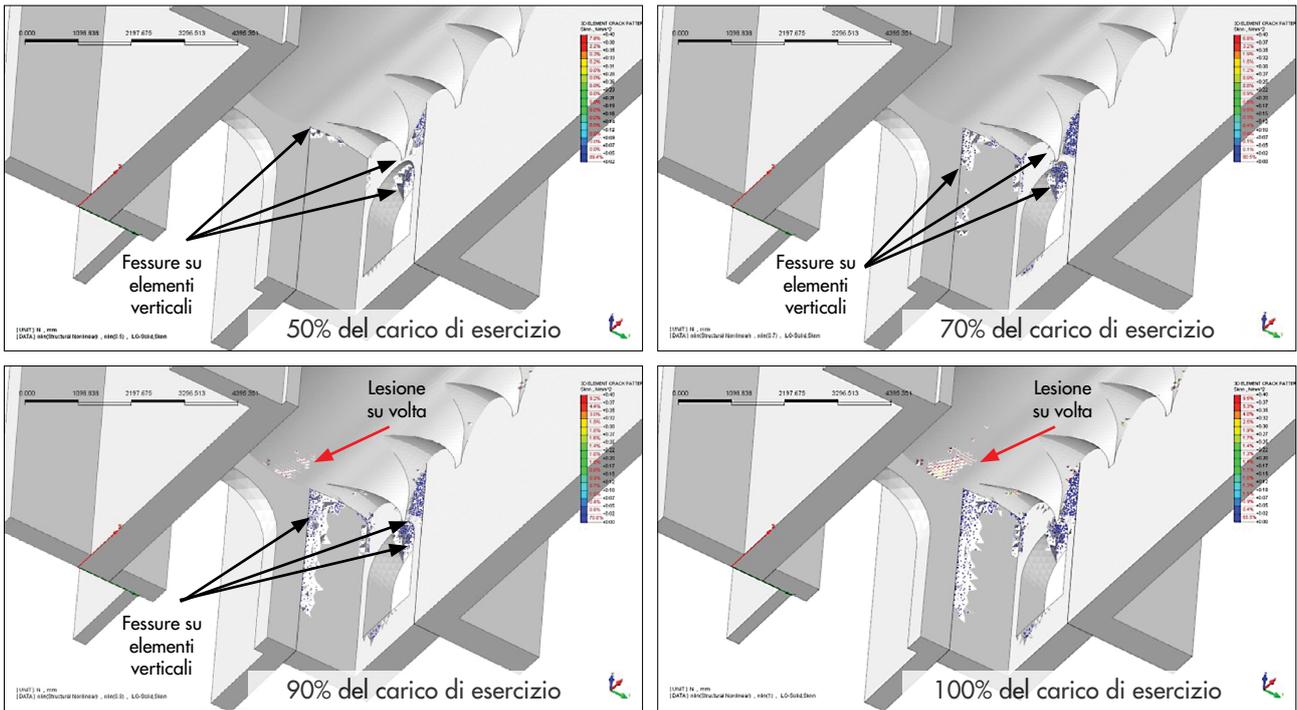


Figura 32
Evoluzione dello stato fessurativo all'aumentare del carico (in alto).

Figura 33
Modello modificato per lo stato di progetto (a destra).

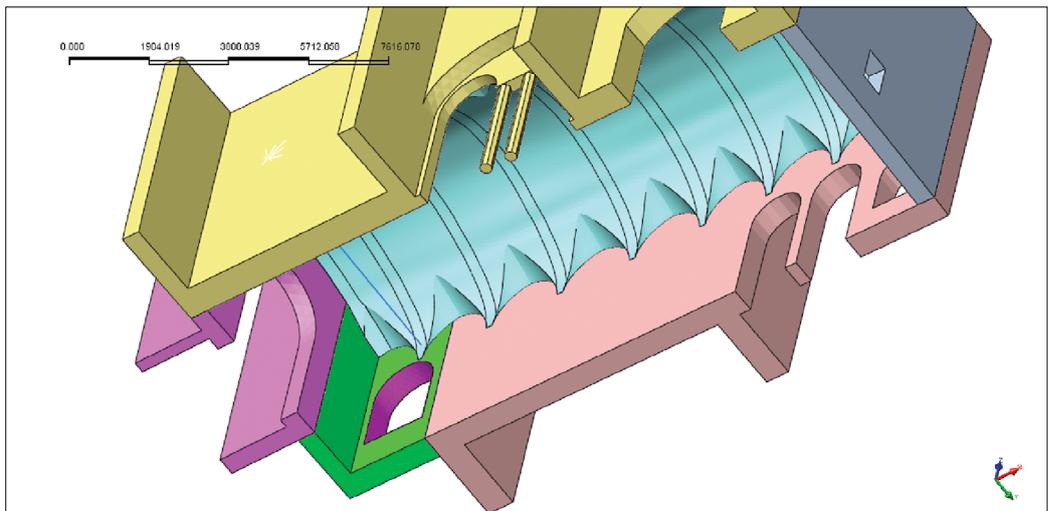
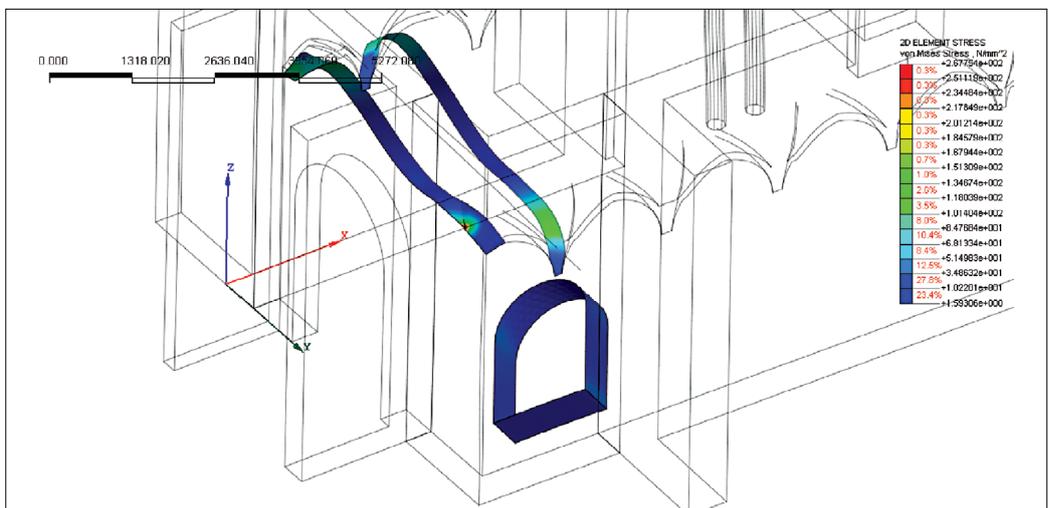


Figura 34
Stato tensionale delle fasce di rinforzo per un Load Factor pari ad 1.00 – Tensioni di Von Mises.



5. Conclusioni

Questo breve articolo mette in evidenza l'efficacia delle analisi non lineari nel predire correttamente la risposta delle strutture soggette ad azioni statiche e dinamiche. I risultati che si ottengono permettono di valutare le prestazioni della struttura con dettaglio e precisione e consentono di ottenere preziose informazioni che possono essere usate nella fase di intervento.

Nel caso delle analisi non lineari al passo è possibile valutare le forze e gli spostamenti istantanei applicando le componenti del terremoto simultaneamente e non combinando le direzioni con i massimi delle forze o degli spostamenti o una quota arbitraria degli stessi come nel caso delle analisi dinamiche con spettro di risposta o nel caso del pushover. Appare quindi ovvio, vista la natura del terremoto, che questo sia il modo più razionale per valutare le prestazioni delle strutture. Nel caso del telescopio per esempio sono stati indicati i cicli di carico a cui sono sottoposti gli isolatori e le accelerazioni massime istantanee degli specchi, informazioni non ottenibili con analisi più semplificate.

Quando si applicano tecnologie così avanzate è inoltre possibile ottimizzare i costi poiché il progetto è calibrato attraverso un'accurata analisi delle prestazioni e quindi mirata al minimo spreco. Negli esempi in muratura indicati, le analisi non lineari hanno permesso di risparmiare sugli interventi strutturali circa 1 milione di euro su 2.2 milioni di euro finanziati a base di gara nel primo caso e circa 50 mila euro su 100 mila euro preventivati nel secondo caso. In aggiunta, è stato possibile valutare la duttilità effettiva e quindi la sicurezza delle strutture senza utilizzare metodi convenzionali, come il coefficiente di struttura, che non sono in grado di fornire risultati affidabili.

Il progresso raggiunto negli ultimi anni nel campo delle analisi non lineari è considerevole malgrado purtroppo non siano ancora applicate quotidianamente nella pratica lavorativa.

Le procedure di pushover sono state inizialmente sviluppate su modelli piani e l'estensione e la loro applicazione a strutture irregolari tridimensionali risulta ancora immatura e inaffidabile. Nel caso di modelli tridimensionali, non è chiaro come sia possibile combinare gli effetti direzionali. Non è ovviamente credibile combinare le forze come erroneamente suggerito nell'eurocodice 8 e non appare sensato neppure combinare il 100% degli spostamenti in una direzione e il 30% nell'altra direzione. La regola di combinazione del 100/30, originariamente sviluppata da Rosenblueth e Contreras nel 1976 (Rosenblueth e Contreras, 1976), è stata derivata in modo da calibrare la domanda ottenuta dal

100/30 sulla domanda ottenuta con il SRSS. Si trova su molte normative sismiche sebbene sia una regola empirica senza una vera base teorica (Wilson et al., 1995 e Menun e Der Kiureghian, 1998 e 2000). È basata sull'ipotesi che le due componenti orizzontali del sisma siano processi non correlati di uguale intensità. Statisticamente il rapporto tra gli spettri ottenuti con accelerogrammi registrati può avere un rapporto variabile tra 0.5 e oltre 0.9. Il parametro 0.3 non è applicato quindi all'azione (lo spettro), ma è applicato all'effetto dell'azione in modo tale da minimizzare la differenza "media" fra SRSS e regola percentuale. È chiaro quindi che 0.3 non rappresenta il rapporto di intensità tra i due spettri ortogonali. Alla luce di questo appare ovvio che, nel caso del pushover, combinare le direzioni con la regola del 100/30 è assolutamente non corretto e ad oggi non vi è ancora una regola di combinazione applicabile. Tuttavia il pushover può dare delle indicazioni utili sul comportamento nonlineare delle strutture e indicazioni sulla reale capacità della struttura con la raccomandazione di interpretare e valutare criticamente i risultati ottenuti con l'analisi.

Le analisi non lineari con integrazione al passo prevedono la simultanea applicazione degli accelerogrammi nelle tre direzioni. La metodologia rappresenta correttamente il fenomeno del terremoto e diventerà in futuro l'analisi di riferimento quando verranno risolti i dubbi in particolare riguardanti la selezione, il numero e la direzione di applicazione degli accelerogrammi.

L'applicazione di questa procedura in modo sempre più diffuso permetterà di chiarire i dubbi ancora irrisolti e questo potrà essere fatto solo attraverso una forte integrazione tra ricerca e professione. A tale riguardo si deve sottolineare purtroppo come, a nostro parere, la ricerca abbia fallito fino a questo momento nel risolvere le necessità del campo professionale. La gran parte degli sforzi di ricerca svolti fino ad ora sono nella direzione dello sviluppo di elementi, legami costitutivi, metodi di analisi e modelli sempre più sofisticati, modelli che a volte richiedono la taratura di decine di parametri che spesso sono completamente slegati da proprietà misurabili. L'obiettivo è lo sviluppo del modello e la taratura viene effettuata su elementi singoli e su strutture semplici, il cemento armato e la muratura sono una semplice applicazione. Siamo convinti che, per rendere questi modelli più accessibili e affidabili, la ricerca dovrebbe concentrarsi sullo studio di strutture sofisticate, acquisire maggiori esperienze nello spiegare il comportamento di strutture più complesse e reali che presentano necessità e problemi che si riscontrano quotidianamente nel campo professionale.

Bibliografia

- ASDEA (2010) - Probabilistic seismic assessment at Ventarrones site (Northern Chile). Final report: E-TRE-ASD-222-0001, Italy.
- ASDEA (2011) - Conceptual design study of a Seismic Isolation System for the E-ELT Structure. Report Mile Stone n°5, Italy.
- Camata G., Spacone E., Al Mahaidi R. and Saouma V. (2004) - Analysis of Test Specimens for Cohesive Near-Bond Failure of Fiber-Reinforced Polymer-Plated Concrete." *Journal of Composite for Construction*, ASCE, 8 (6), 528-538.
- Cantagallo C., Camata G., Spacone E. and Corotis R. (2011) - The variability of deformation demand with ground motion intensity. *Journal of Probabilistic Engineering Mechanics*, Elsevier.
- fib Bulletin* No. 45 (2008) - Practitioners' guide to finite element modelling of reinforced concrete structures, State-of-art report, ISBN: 978-2-88394-085-7.
- Menun C., Der Kiureghian A. (1998) - A replacement for the 30%, 40%, and SRSS rules for multicomponent seismic analysis. *Earthquake Spectra*, 14 (1), p. 153-163.
- Menun C., Der Kiureghian A. (2000) - Envelopes for seismic response vectors. I: Theory. *Journal Structural Engineering*, 126, p. 467-473.
- Rosenblueth E., Contreras H. (1977) - Approximate design for multicomponent earthquakes. *Journal of Engineering Mechanics Division*, ASCE, EM5 103: 895-911.
- Spacone E., Camata G., Faggella M. (2008) - Nonlinear models and nonlinear procedures or seismic analysis of reinforced concrete frame structures. In: Charmpis D.C., Papadrakakis M., Lagaros N.D., Tsompanakis Y. *Computational Structural Dynamics and Earthquake Engineering*. ISBN: 9780415452618. Taylor and Francis (Netherlands).
- Spacone E., Filippou F.C., Taucer F.F. (1996) - Fiber Beam-Column Model for Nonlinear Analysis of R/C Frames. I: Formulation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, N. 7., pp. 711-725.
- Spacone E., Filippou F.C., Taucer F.F. (1996) - Fiber Beam-Column Model for Nonlinear Analysis of R/C Frames. II: Applications. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, N. 7, pp. 727-742.
- Wilson E.L., Suharwardy I., Habibullah A. (1995) - A clarification of the orthogonal effects in a three-dimensional seismic analysis. *Earthquake Spectra* 11 (4), 659-666.

Gli autori

Ing. Luigi Caggiano

Laureato nel 2007 in Ingegneria Civile presso l'Università degli Studi della Basilicata, lavora nel campo della progettazione di edifici civili ed industriali. Recentemente si è occupato della Progettazione e della Direzione Lavori di interventi relativi al miglioramento sismico di edifici esistenti in c.a. e muratura. Collabora con ASDEA S.r.l. dal settembre 2009.

Ing. Giulia Mazzarella

Laureata in ingegneria civile indirizzo strutturale presso il Politecnico di Milano nel 2010. Collabora da subito con vari studi professionali a Milano, Pescara e Torino come progettista strutturale, in particolare nel campo dell'analisi sismica di edifici esistenti e nella progettazione di interventi volti a mitigarne la vulnerabilità. Risiede attualmente a Palermo, dove svolge attività di ricerca presso l'Università degli studi di Palermo sull'impiego strutturale del vetro, unitamente alla libera professione.

Ing. Francesco Sabini

Laureato nel 2005 in Ingegneria Civile presso l'Università degli Studi di Bologna, lavora nel campo della progettazione in ambito civile ed infrastrutturale. Ricopre anche ruoli di Direttore Lavori, Coordinatore della Sicurezza e Collaudatore. Collabora con imprese e studi di progettazione sia in Italia che all'estero.

Monia Perrone, PhD

Laureata con lode in Ingegneria Civile, indirizzo strutture, presso l'Università degli studi di Ferrara, nel 2008. Nel 2007 ha studiato presso l'università di Guimaraes (Portogallo) per la preparazione della sua tesi di laurea. Nel 2011 ha studiato presso l'Università di Bath (Great

Britain) e nel 2013 ha ottenuto il titolo di Doctor Europus presso l'Università degli Studi "G. d'Annunzio" di Chieti-Pescara. Durante il periodo di dottorato in "Progettazione e Ingegneria del Sottosuolo e dell'Ambiente Costruito", si è specializzata nello studio del comportamento sismico, in campo non lineare, di strutture in muratura antica e in legno facenti parte del patrimonio dell'Umanità. Nel 2012 ha svolto attività di collaborazione come progettista strutturale con lo studio ASDEA S.r.l. di Pescara per l'analisi di vulnerabilità di edifici esistenti in muratura e la progettazione sismica di strutture in acciaio. Dal 2013 si è specializzata nella progettazione di strutture nuove in acciaio, onshore e offshore, site in tutto il mondo e progettate secondo gli standard sismici internazionali (UBC, AISC, DNV etc). Attualmente ricopre il ruolo di Structural Specialist presso una multinazionale che si occupa di Oil&Gas. Risiede a Padova dal settembre 2013 dove continua a collaborare con ASDEA S.r.l. e continua a svolgere attività di ricerca con l'Università degli Studi "G. d'Annunzio" di Chieti-Pescara.

Arch. Massimo Petracca

Studente di dottorato presso l'Università degli Studi "G.d'Annunzio" di Chieti-Pescara. Massimo Petracca è attualmente iscritto al corso di dottorato di ricerca in "Progettazione ed Ingegneria del Sottosuolo e dell'Ambiente costruito" presso l'Università degli Studi "G.d'Annunzio" di Chieti-Pescara. Il tema della sua ricerca è l'Omogenizzazione Computazionale per l'Analisi Multiscala di Strutture in Muratura. La sua esperienza di ricerca include modellazione di legami costitutivi, elementi finiti, metodi multiscala applicati alla muratura, sviluppo di software per metodi numerici.

Ing. Yves Rolli

Laureato in ingegneria meccanica presso il Politecnico di Milano, da oltre quindici anni lavora nel campo dell'ingegneria civile occupandosi sia di progettazione che di indagini sulle strutture. Collabora sin dalla fondazione con ASDEA S.r.l., di cui è Direttore Tecnico.

Prof. Nicola Tarque, PhD

Professore Associato presso la Pontificia Universidad Católica del Perú.

Nicola Tarque è un ingegnere civile specializzato nella progettazione, costruzione, e valutazione degli edifici in muratura ed in cemento armato. Le sue competenze si estendono alla valutazione di vulnerabilità ed alla modellazione numerica di edifici appartenenti al patrimonio culturale.

Il prof. Nicola Tarque ha conseguito il Master in Ingegneria Civile presso la PUCP (2005) e il Master in Ingegneria Sismica e Sismologia presso l'Istituto di Studi Avanzati di Pavia (2008). Nel 2011 ha ottenuto il dottorato di ricerca presso la ROSE School di Pavia ed in seguito ha proseguito i suoi studi post-dottorato presso l'Università "Gabriele d'Annunzio" di Chieti-Pescara. Attualmente è Professore Associato presso la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).

Prof. Guido Camata, PhD

Professore Aggregato presso l'Università degli Studi "G. d'Annunzio" di Chieti-Pescara

Guido Camata ha avuto esperienze accademiche e di ricerca in varie discipline e ha lavorato e viaggiato in molti paesi. Nel 1997 ha studiato presso l'università di Limerick, Irlanda. Nel 1999 è stato all'ISIS Canada (Intelligence Sensing for Innovative Structures), presso l'Università di Winnipeg, Manitoba (Canada). Nel 2003 ha ottenuto il dottorato di ricerca in ingegneria strutturale (Ph.D. in structural engineering) presso l'Università del Colorado, USA.

La sua esperienza di ricerca include sia lavoro sperimentale che numerico. Nel corso degli anni si è occupato di diversi temi di ricerca tra i quali meccanica della frattura, rinforzo di strutture esistenti con materiali compositi, materiali compositi per la realizzazione di ponti, elementi finiti e stocastica applicata al comportamento di materiali compositi.

Attualmente Guido Camata è Professore Aggregato presso l'Università "G. d'Annunzio" degli Studi di Chieti - Pescara. Tra i suoi numerosi ambiti competenza, vi sono la modellazione e l'analisi dinamica non lineare di ponti e strutture in cemento armato e muratura. La sua esperienza si estende inoltre anche all'analisi ed alla valutazione strutturale di monumenti.

Il prof. G. Camata è referee di svariate riviste internazionali ed è docente di corsi di master e dottorato presso università italiane e estere.

Cristina Cantagallo, PhD

Dottore di Ricerca presso l'Università degli Studi "G. d'Annunzio" di Chieti-Pescara

Cristina Cantagallo è un architetto specializzato nell'analisi non lineare di strutture in cemento armato e muratura, nuove ed esistenti.

Nel 2011 ha conseguito il dottorato in "Progetto, Analisi e sperimentazione di Strutture" presso l'Università

degli Studi "G. d'Annunzio" di Chieti – Pescara con una tesi sulla Selezione dell'Input Sismico per l'Analisi Dinamica Non Lineare di Strutture in Cemento Armato. Recentemente si è occupata della valutazione di vulnerabilità sismica di strutture appartenenti al patrimonio storico-architettonico, ma le sue competenze si estendono anche alla modellazione ed all'analisi dinamica non-lineare di strutture in c.a. e muratura.

Prof. Enrico Spacone, PhD

Professore Ordinario presso l'Università degli Studi "G. d'Annunzio" di Chieti-Pescara

Enrico Spacone ha ottenuto il Master of Science in Civil Engineering (1990) ed il Ph.D. in Civil Engineering (1994) presso la University of California, Berkeley, USA. Dal 1987 al 1989 è stato Assistente e Ricercatore presso il dipartimento di ingegneria civile del Politecnico Federale di Losanna, Svizzera. Dal 1995 al 2001 è stato Professore (prima Assistente, poi Associato) alla University of Colorado, Boulder, USA e dall'1 Novembre 2001 è Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni presso l'Università "G. D'Annunzio" di Chieti-Pescara. La sua attività scientifica si rivolge ai temi della modellazione nonlineare e delle analisi nonlineari statiche e dinamiche delle strutture in cemento armato, precompresso, acciaio e acciaio-calcestruzzo. In particolare, ha sviluppato diversi elementi di telaio nonlineari (basati in forze, spostamenti e misti) per la modellazione di telai in cemento armato, acciaio, e misti. Si è interessato di non-linearità materiali dell'acciaio e del calcestruzzo, nonché di problemi di scorrimento e filamento delle barre di acciaio e dei rinforzi strutturali in FRP. Più recentemente, si è interessato della valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato ed in muratura storica. Nei settori sopracitati ha prodotto numerose pubblicazioni, fra le quali oltre trenta articoli su riviste internazionali. Dal 1995 è stato responsabile scientifico di numerosi programmi di ricerca, prima negli Stati Uniti ed ora in Italia. È Associate Editor dell'American Society of Civil Engineers (ASCE) Journal of Structural Engineering. È revisore per diverse riviste internazionali nel campo dell'ingegneria strutturale. È membro delle commissioni American Society of Civil Engineers per Methods of Analysis e Seismic Effects. È membro del comitato scientifico di conferenze internazionali di ingegneria strutturale, ingegneria sismica e dinamica strutturale.

Ing. Paolo Segala

Laureato all'Università di Padova nel 1992, si occupa di analisi numeriche in ambito di ingegneria civile. Dirige una società commerciale, CSPfea, che supporta con una vasta gamma di software gli ingegneri strutturalisti di molte delle più importanti Società di Ingegneria italiane. È membro di NAFEMS, Agenzia indipendente leader mondiale nella ricerca dell'affidabilità nell'uso delle tecniche FEM per calcoli strutturali. Per NAFEMS coordina il Seismic Analysis Working Group che si occupa di approfondire con ricerche e pubblicazioni il tema dell'affidabilità dei calcoli numerici in questo particolare settore. È Membro del Consiglio Direttivo di Ingegneria Sismica Italiana, ISI, Associazione che vede tra i partecipanti le aziende produttrici, le software houses, i professionisti e le Università che operano nel set-

tore dell'ingegneria sismica. Per ISI coordina la Sezione Software che coinvolge le software house associate con l'obiettivo di divulgare buone pratiche di utilizzo dei software. Ha coordinato i primi due Quaderni Tecnici ISI su tali argomenti. È Direttore Responsabile della ri-

vista Structural Modeling che pubblica trimestralmente lavori applicativi sulla tematica della modellazione numerica di strutture dell'ingegneria civile. È stato membro di istituzioni legate alla sismica e di commissioni ministeriali dedicate al tema.