

# STRUCTURAL

magazine di ingegneria strutturale

[www.structural-modeling.it](http://www.structural-modeling.it)

speciale

S2

## MODELING



[www.eso.org](http://www.eso.org)



**Isolamento Sismico**  
E-ELT Telescope

**Murature**  
Valutazione di sicurezza  
e miglioramento sismico  
di un edificio  
storico in muratura

**Murature**  
Analisi e consolidamento  
di una volta a botte



**Ing. Paolo Segala**

Direttore Responsabile e CEO di CSPfea s.c.

## Dalla Missione Apollo al telescopio ELT: governare le tecnologie digitali

Il secondo Numero Speciale di Structural Modeling è un omaggio ad una piccola Società di Ingegneria abruzzese, segno dell'eccellenza nell'analisi strutturale e dimostrazione che quando ci sono "smart" engineers la dimensione non conta. ASDEA, pilotata dal bravo PhD Guido Camata, ed appoggiata dalla grande conoscenza numerica del Prof. Enrico Spacone (entrambi con lunghe esperienze in USA, nella culla delle analisi FEM avanzate), presenta due applicazioni molto diverse ma di grande rilevanza poiché mettono in evidenza il futuro dei modelli di calcolo.

Grazie ad una consolidata esperienza nel "governare" grandi modelli FEM e analisi non lineari, Camata e il suo gruppo ci mostra come si possono sfruttare i più moderni Codici di Calcolo supportati da un hardware all'altezza. Si noti che non parliamo di tecnologie "extraterrestri" ma di strumenti alla portata di tutti.

Le due applicazioni proposte sono agli antipodi: la prima riguarda il più grande telescopio ottico del mondo, che verrà costruito in alta quota, nel Cile, in una zona notoriamente sismica, voluto dall'Agenzia Spaziale Europea, del quale ASDEA studia il sistema di isolamento sismico con un modello composto da più di 40.000 elementi finiti ed analisi non lineari dovute alla presenza di isolatori sismici. Il secondo riguarda il miglioramento sismico mediante FRP delle volte a botte di un edificio storico danneggiato dal sisma del 2009 a L'Aquila composto da circa 55.000 elementi finiti, ancora una volta con analisi non lineari.

Come controllare analisi complesse di modelli di grandi dimensioni? Come valutare la realisticità dei parametri dei modelli costitutivi? Come gestire i risultati? Le domande sono sempre le stesse, ma credo che questi esempi dimostrino che il FEM nel campo Civile abbia ancora grandi margini di applicabilità e di successo, come già mostrato in un precedente numero con l'intervento sulla Gran Guglia del Duomo di Milano (R.Nascimbene).

Il problema è l'atteggiamento da tenere di fronte al crescere di queste tecnologie di calcolo e, a mio parere, quello di non cedere a quanti si limitano a dire che tali analisi sono troppo incerte. Queste esperienze dimostrano il contrario. Sempre che lo strumento permetta all'ingegnere un pieno controllo di ciò che sta facendo e sempre che l'ingegnere sappia quello che vuole.

Ho recentemente letto un interessante libro, Digital Apollo(<sup>1</sup>), che narra in maniera dettagliata la storia "digitale" della Mission Apollo che permise a NASA di mandare l'uomo sulla Luna. L'autore dedica una lunga prima parte alle discussioni concettuali per impostare il Progetto Apollo avvenute alla fine degli anni '50 tra la Society of Experimental Test Pilot (SETP, i Piloti collaudatori che vedevano nelle loro fila un giovane ingegnere, PhD e pilota, Neil Armstrong) che lavoravano per la NASA allo Space Task Group, in Virginia e il gruppo dei progettisti dei missili, capitanato da Werner Von Braun, che lavorava invece in Alabama. Von Braun riteneva che il ruolo dell'uomo nell'avventura spaziale dovesse essere quello di uno scienziato seduto sul veicolo a sua volta controllato completamente dal computer, stante l'incapacità di qualsiasi pilota di controllare i feedback di un veicolo a velocità supersoniche. I Piloti uscirono con un manifesto dallo sprezzante titolo "Airmen or Chaffeurs?", traducibile in "Piloti o autisti?", rivendicando la necessità del controllo dell'uomo sulla macchina e rigettando "l'ipotesi che una black box li portasse a qualsiasi destinazione". Dieci anni dopo la NASA diede loro ragione ed i piloti ricambiarono col successo della missione. Gli aspetti "digital" della Missione Apollo sono ancora di estrema attualità e anche gli ingegneri di questo numero di SM ci dicono di voler essere Airmen, non Chaffeurs.

**Paolo Segala**

Direttore Responsabile e CEO di CSPfea s.c.  
[direttore@structural-modeling.it](mailto:direttore@structural-modeling.it)

(1) "Digital Apollo. Human and machines in spaceflight", David A. Mindell, Editore MIT Press, 2008

## 3 novità ed eventi

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

Luigi Caggiano, Giulia Mazzarella, Francesco Sabini, Monia Perrone, Massimo Petracca, Yves Rolli, Nicola Tarque, Guido Camata, Cristina Cantagalio, Enrico Spacone

## 4 Isolamento Sismico

E-ELT Telescope

## 8 Murature

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

## 12 Murature

Analisi e consolidamento di una volta a botte

**magazine di ingegneria strutturale**  
[www.structural-modeling.it](http://www.structural-modeling.it)

Le opinioni espresse negli articoli pubblicati dalla rivista Structural Modeling, impegnano esclusivamente i rispettivi autori.

Editore: casa editrice *Il Prato* - [www.ilprato.com](http://www.ilprato.com)  
Progetto grafico: ADV solutions - [www.advsolutions.it](http://www.advsolutions.it)  
© casa editrice *Il Prato* © CSPfea s.c.

**CSPfea**

[www.cspfea.net](http://www.cspfea.net) · [www.csp-academy.net](http://www.csp-academy.net)



CSPfea distribuisce:



### Corsi CSPfea

**17 - 18 dicembre 2012** • Este Corso Ufficiale:  
"Corso Base con MIDAS/Gen"

**19 dicembre 2012** • Este Corso Ufficiale:  
"Analisi Pushover e Time History"

Per informazioni [segreteria@cspfea.net](mailto:segreteria@cspfea.net)

### Formazione continua

**14 dicembre 2012** • Bologna corso: *La modellazione geotecnica per una corretta interazione terreno-struttura.*

Prof Riccardo Castellanza

**Stiamo preparando la seconda edizione  
del ciclo di corsi per Ingegneri Professionisti.**

Maggiori informazioni al sito [www.cspfea.net](http://www.cspfea.net)  
sezione "FORMAZIONE CONTINUA"

### Eventi

**9 Novembre 2012** • Torino Seminario: *Analisi di vulnerabilità sismica di strutture esistenti.*

Per informazioni [info@harpaceas.it](mailto:info@harpaceas.it)

**23 Novembre 2012** • Ravenna Seminario: *"Capannoni Prefabbricati Esistenti. La modellazione e il calcolo di strutture produttive prefabbricate per la valutazione della vulnerabilità sismica e il successivo miglioramento ai sensi del DL 74/2012 e delle NTC2008".*

Per informazioni [segreteria@cspfea.net](mailto:segreteria@cspfea.net)

**15 novembre 2012** • Usermeeting Milano,  
per utenti MIDAS.

Per informazioni [info@harpaceas.it](mailto:info@harpaceas.it)

**30 novembre 2012** • Usermeeting Mestre Venezia,  
Hotel Laguna Palace, per utenti Midas

Per informazioni [segreteria@cspfea.net](mailto:segreteria@cspfea.net)

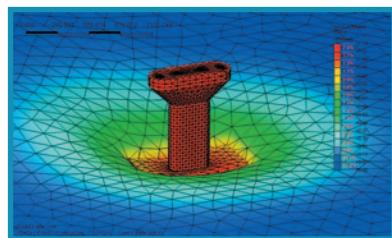
Tutti gli eventi sono consultabili alla sezione  
"EVENTI" del sito [www.cspfea.net](http://www.cspfea.net)

### Novità



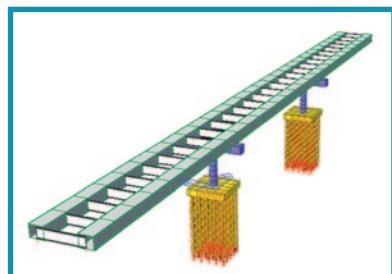
#### **Nuovo MIDAS GTS 2012 V 1.1**

La soluzione più innovativa per le analisi geotecniche tridimensionali.



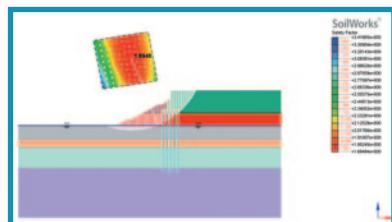
#### **Nuovo MIDAS CIVIL 2012**

La soluzione professionale per la progettazione di ponti e infrastrutture.



#### **SoilWorks 1.4**

Soluzioni pratiche per la progettazione geotecnica: pali, pendii, terreni soffici, fondazioni, scavi, paratie, filtrazioni e analisi dinamiche.



Informazioni dettagliate al sito [www.cspfea.net](http://www.cspfea.net)

**CSPfea e Structural Modeling sono sui Social Media.  
Tutte le news di interesse per gli strutturisti su:**



Csp Fea



CspFea



supportofea03



@CSPfea1

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

## 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 quello di illustrare i vantaggi e le limitazioni di questi metodi 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.

## PROCEDURE E ANALISI NON LINEARI

La progettazione di strutture nuove può essere efficacemente svolta in termini di resistenza 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 fare 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 siano in grado di offrire verifiche o modelli di calcolo affidabili. In particolare, i modelli non lineari sono molto efficaci nella valutazione della sicurezza e vulnerabilità di strutture esistenti, in quanto permettono di ottimizzare gli interventi di rinforzo e di valutare con maggiore precisione il grado di sicurezza statica e sismica. Nel caso di azioni sismiche metodi come il 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 e sia per determinare il modo di collasso degli elementi o dell'intera struttura.

Tuttavia l'uso delle analisi non lineari agli elementi finiti richiede molta esperienza e competenza che ad ancora manca per fare sì che queste analisi avanzate diventino di routine per la valutazione e la progettazione di strutture nuove e esistenti. A differenza delle analisi lineari, l'applicazione di questi metodi avanzati non è immediata e richiede delle 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 sismico, la scelta del legame costitutivo e la tipologia di mesh utilizzata. In aggiunta, le analisi non lineari generano un'enorme quantità di dati complessi da interpretare e gestire in particolare nel caso di analisi non lineari con integrazione al passo. 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 assunzioni 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.

## 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 rigidezza 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.



*Figura 1:*  
E-ELT Telescope, [www.eso.org](http://www.eso.org) ESO/L. Calçada

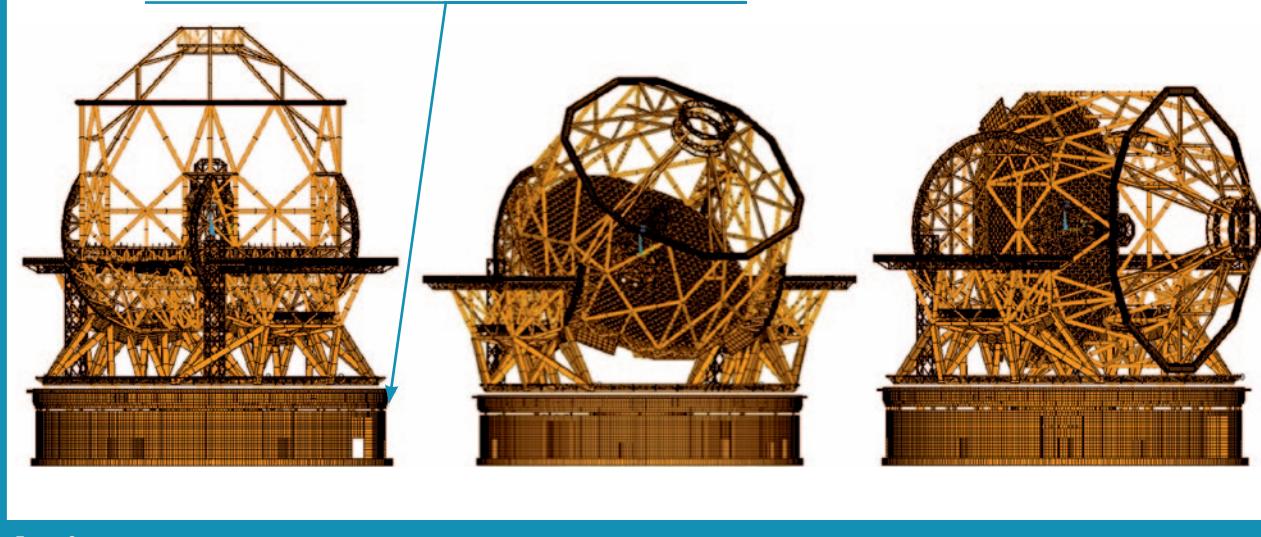


Figura 2:  
Modelli numerici del telescopio sviluppati con Midas Gen

Sono stati realizzati diversi modelli utilizzando il software Midas Gen per valutare le accelerazioni per diverse configurazioni del telescopio come indicato in Figura 2. I modelli consistono in 31773 elementi trave, 4576 elementi shells e 6062 equazioni lineari di vincolo utilizzate per connettere gli specchi alla struttura (schematizzano la rigidezza 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 triplett 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 = 0.72g, 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 utilizzata 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:

$$\mathbf{C} = a_0 \mathbf{M} + a_1 \mathbf{K}$$

I coefficienti  $a_0$  e  $a_1$  possono essere calcolati assegnando lo smorzamento  $\xi_m$  e  $\xi_n$  a due specifiche frequenze  $\omega_m$  e  $\omega_n$

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

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% usato 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 3 (a). 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 3 (b).

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.

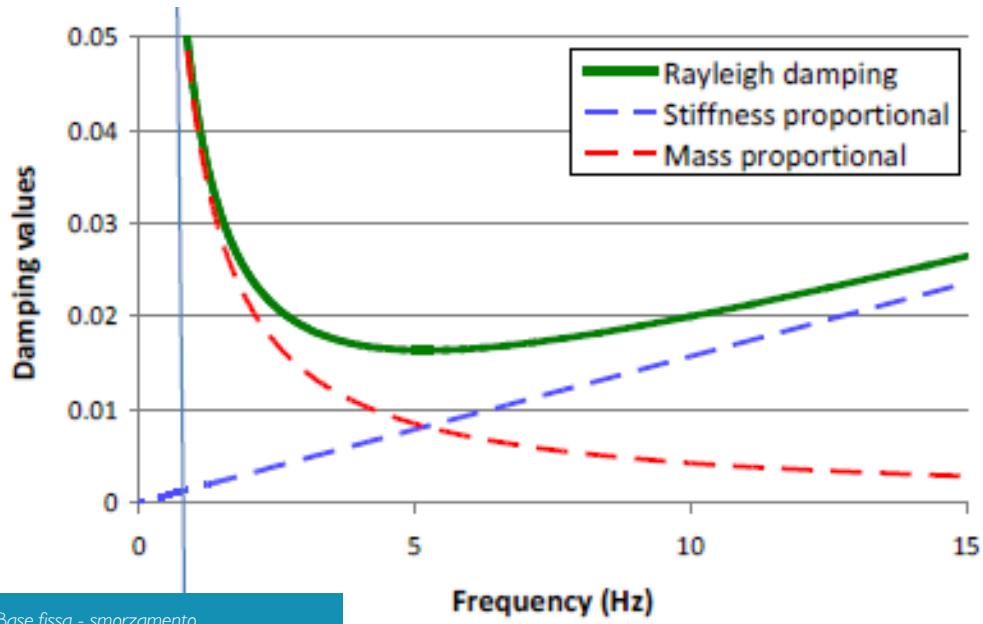
La relazione forza-spostamento si ricava dalla formula seguente:

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

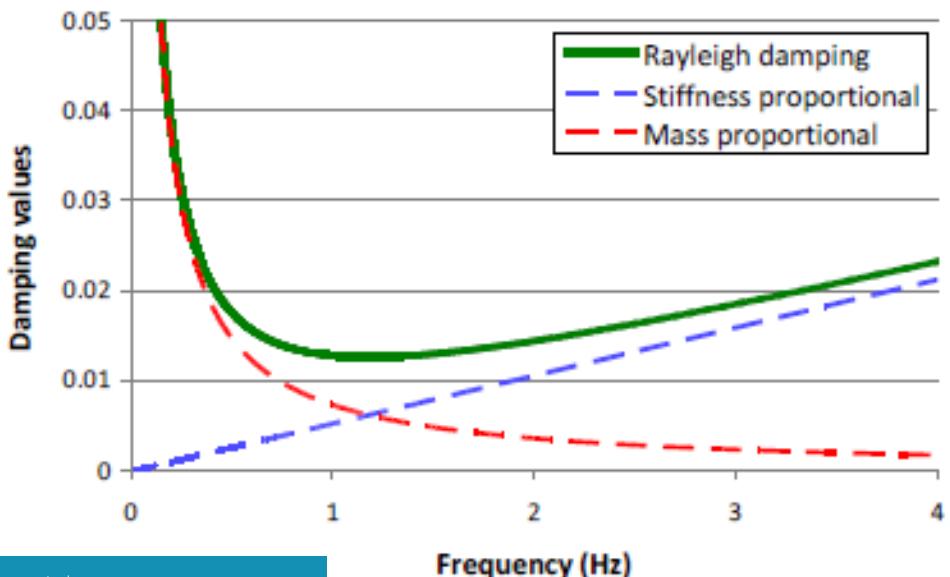
dove  $k$  è la rigidezza iniziale,  $F_y$  è la resistenza di snervamento,  $r$  rappresenta l'incrudimento,  $d$  è lo spostamento della molla elastica e  $z$  è una variabile adimensionale che deve essere tarata con la formula seguente Wen (1976):

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

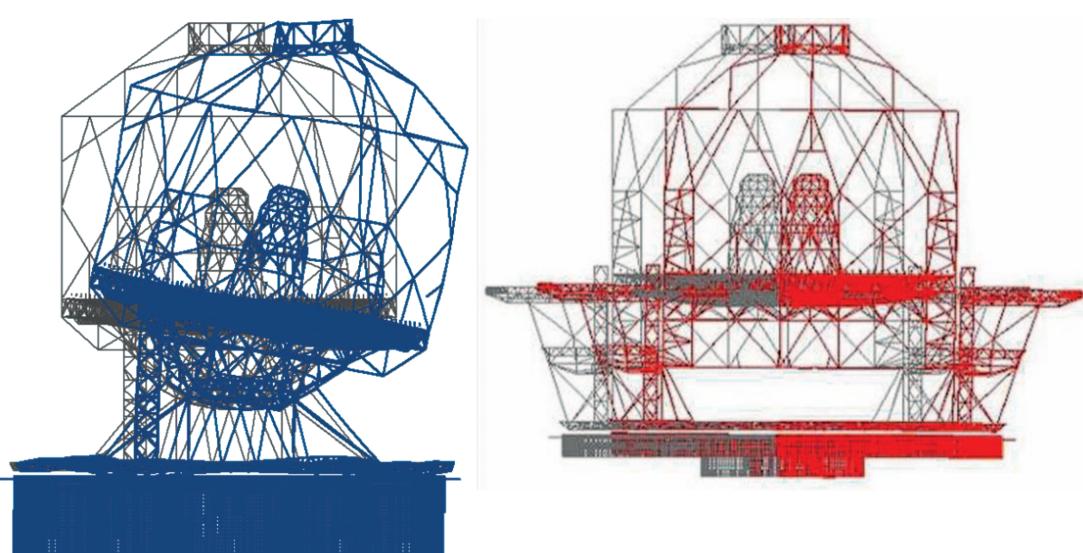
dove  $\alpha$  e  $\beta$  sono parametri che determinano la forma della curva di isteresi,  $s$  determina l'ampiezza della zona di transizione dello snervamento e  $d$  la derivata dello spostamento. I parametri sono stati tarati per riprodurre il comportamento sperimentale dell'isolatore orizzontale e verticale;



(a) Base fissa - smorzamento



(b) Sistema isolato - smorzamento



(a) Base fissa - 1° modo di vibrare

(b) Sistema isolato – 1° modo di vibrare

Figura 3: Confronto tra il comportamento sperimentale e numerico dell'isolatore orizzontale e verticale

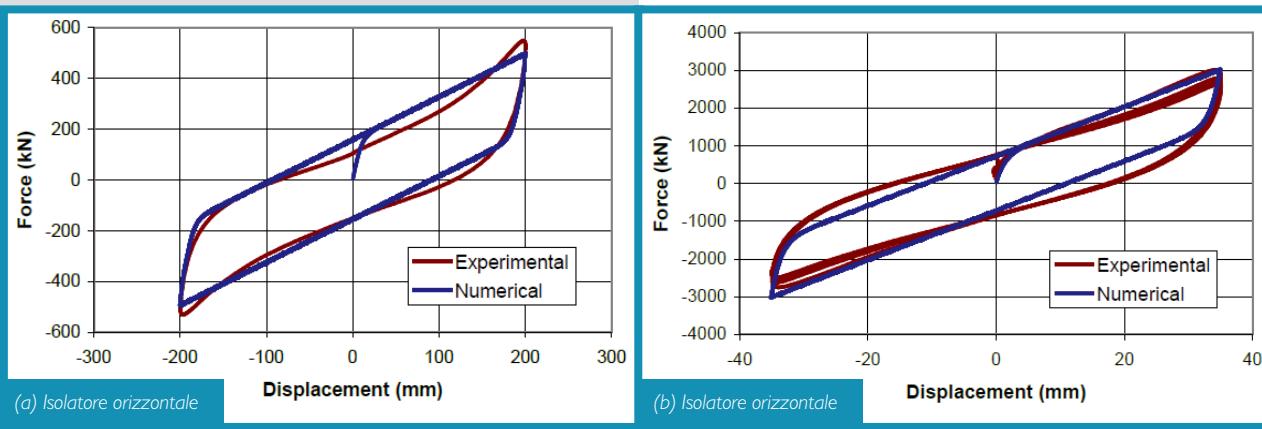


Figura 4 : Confronto tra il comportamento sperimentale e numerico dell'isolatore orizzontale e verticale

orizzontale:  $\alpha = 0.70$ ,  $\beta = -0.30$ ,  $K_i = 17 \text{ kN/mm}$ ,  $r = 0.10$ ,  $s = 2$ ,  $F_y = 110 \text{ kN}$ ; verticale  $\alpha = 0.90$ ,  $\beta = -0.10$ ,  $K_i = 596 \text{ kN/mm}$ ,  $r = 0.11$ ,  $s = 1$ ,  $F_y = 810 \text{ kN}$ . 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 possibile valutare se vi sono degli isolatori sottoposti a forze di trazione che potrebbero generare un effetto di rocking incontrollabile ed estremamente pericoloso.

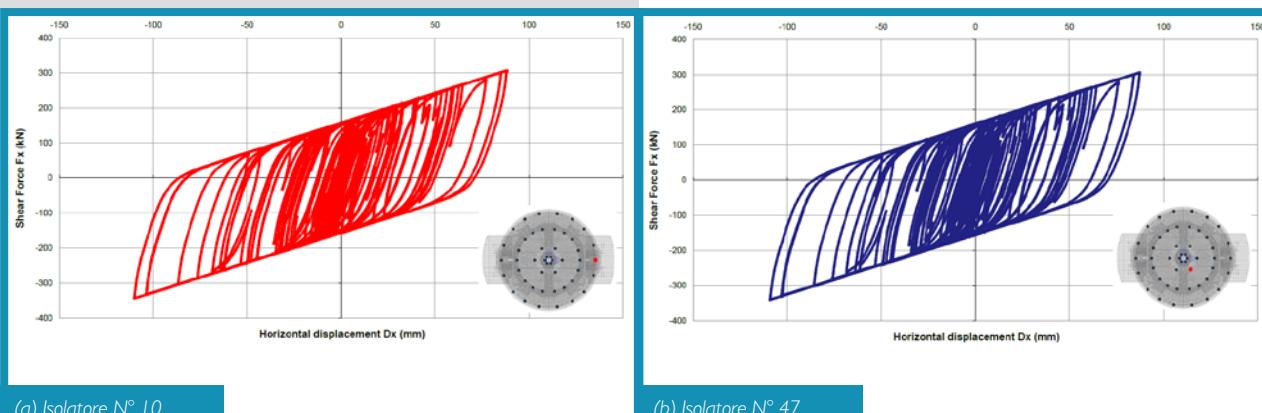


Figura 6 : Risposta orizzontale nella direzione X-degli isolatori soggetti alla massima (isolatore N° 10) e minima (isolatore N° 47) forza assiale (configurazione a 0°gradi)

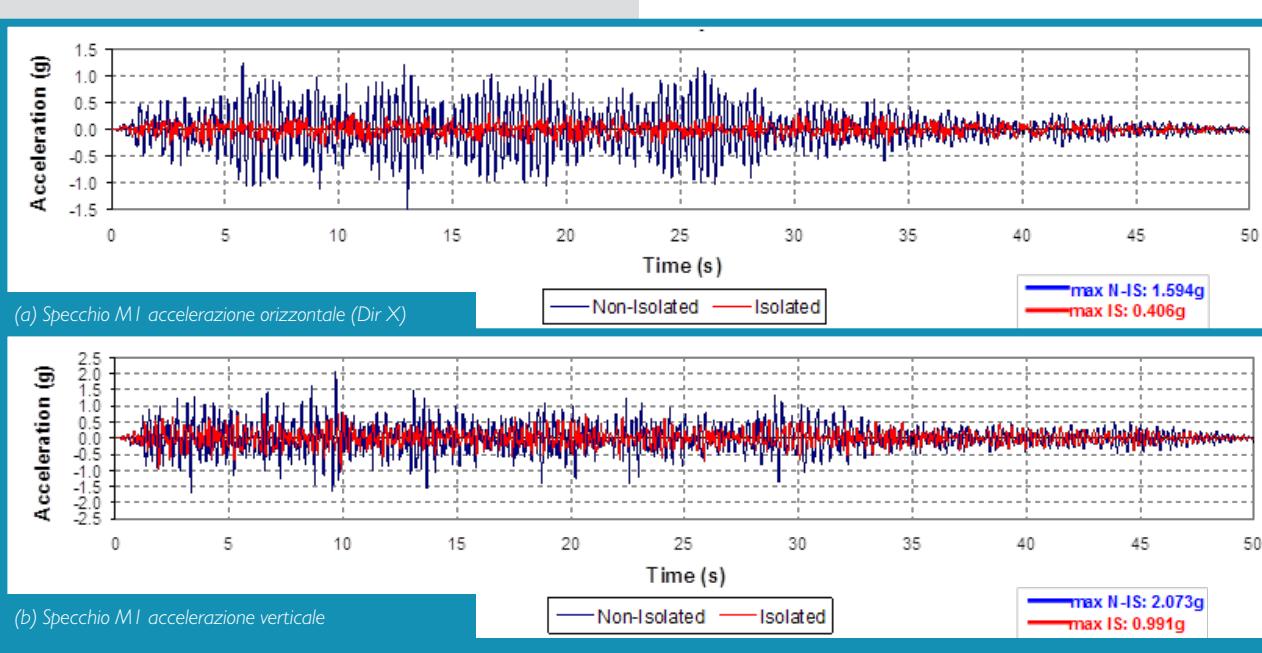


Figura 5: Accelerazioni dello specchio M1 a base fissa (Non-Isolated) e isolato (Isolated)

## 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 offre strumenti molto avanzati per questo tipo di studi.

## VALUTAZIONE DI SICUREZZA E MIGLIORAMENTO SISMICO DI UN EDIFICO 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 beams e 51556 elementi shells (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.

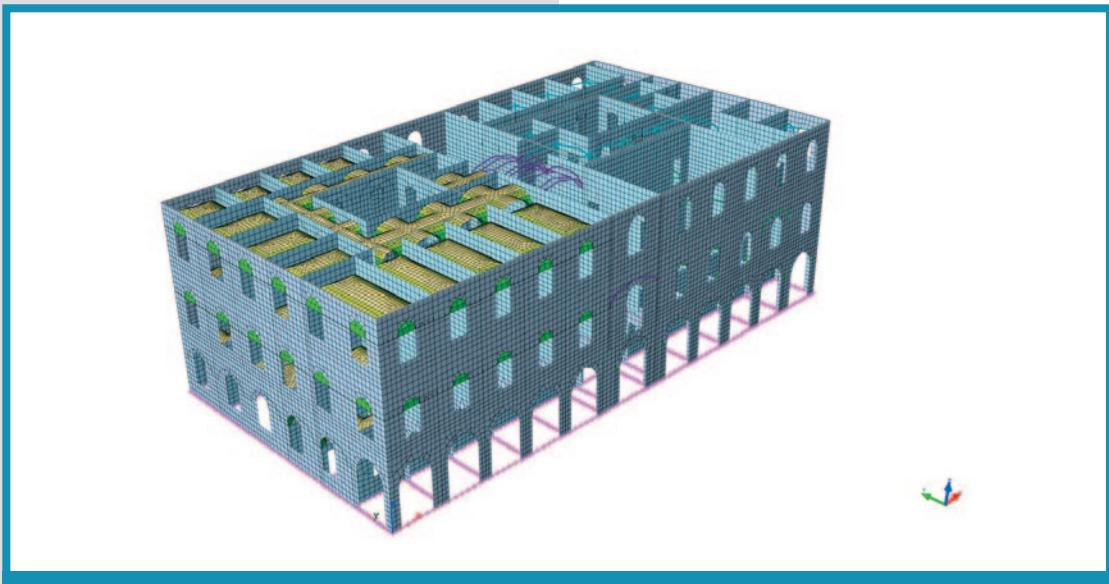


Figura 7:  
Modello di calcolo

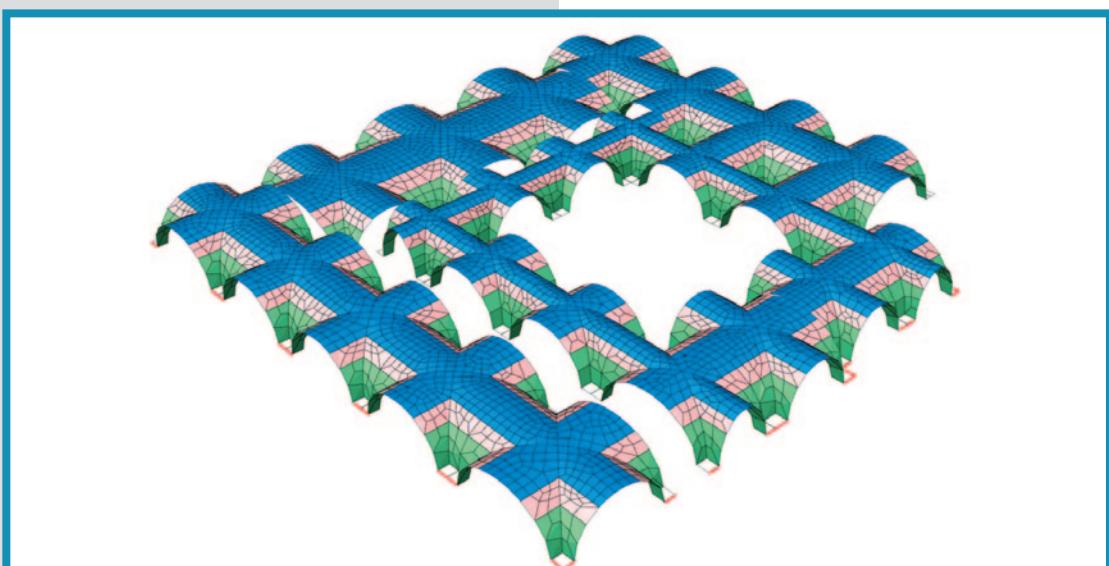


Figura 8:  
Modello di una serie di volte a crociera

# STRUCTURAL MODELING

Tuttavia, sviluppare correttamente un modello così complesso implica l'assunzione di diverse ipotesi. Come esempio si concentri l'attenzione sul collegamento tra volte a crociera e 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 di Gauss.

Nel caso di analisi non lineari questo è un aspetto importante da considerare, in quanto un'eccessiva concentrazione di tensioni avrebbe portato alla plasticizzazione locale dell'imposta. Quindi si è 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 un materiale sufficientemente rigido. Questo ha permesso di ridistribuire il carico sull'imposta. Si sottolinea che il problema di collegare elementi diversi in un modello è ricorrente in particolare nel caso vi siano collegamenti di elementi di diverse dimensioni ad esempio trave con shell o shell con brick etc. Sono quindi situazioni sulle quali porre particolare attenzione. Nelle analisi lineari sono posizioni in cui le tensioni potrebbero non essere affidabili, nelle analisi non lineari potrebbero creare concentrazioni di tensioni e problemi di convergenza insormontabili.

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 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 rigidezza 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/m<sup>3</sup>.

In seguito alle indagini conoscitive sui materiali costituenti gli elementi strutturali dell'edificio, sono stati calibrati i legami costitutivi a compressione (Figura 9) e trazione (Figura 10) utilizzati nel modello costitutivo Total Strain Crack, che è adatto a rappresentare il comportamento fragile di materiali come la muratura.

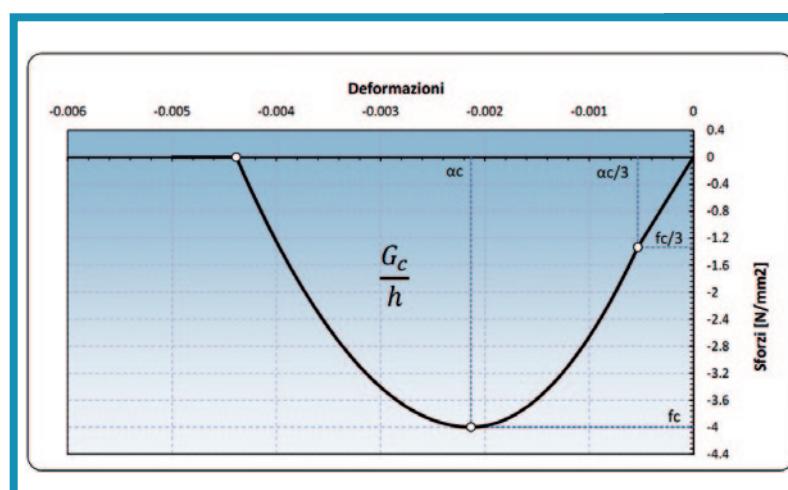


Figura 9:  
Legame costitutivo a compressione

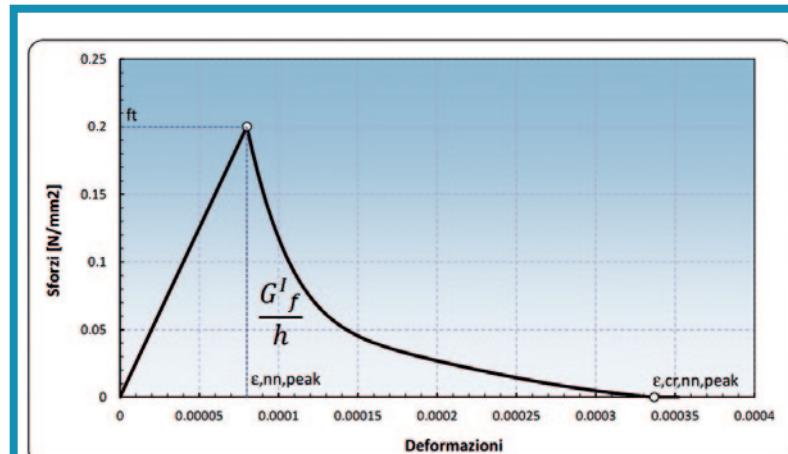


Figura 10:  
Legame costitutivo a trazione

I risultati di questa prima analisi indicano che il modello è in grado di riprodurre con buona approssimazione sia i sedimenti 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 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,

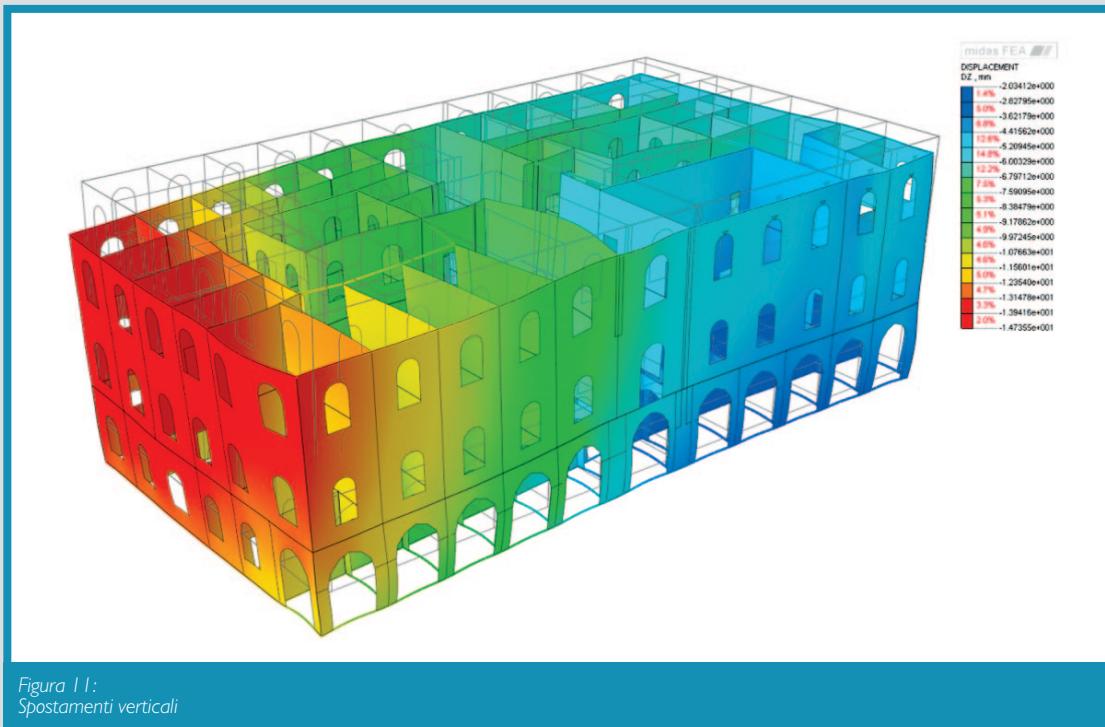


Figura 11:  
Spostamenti verticali

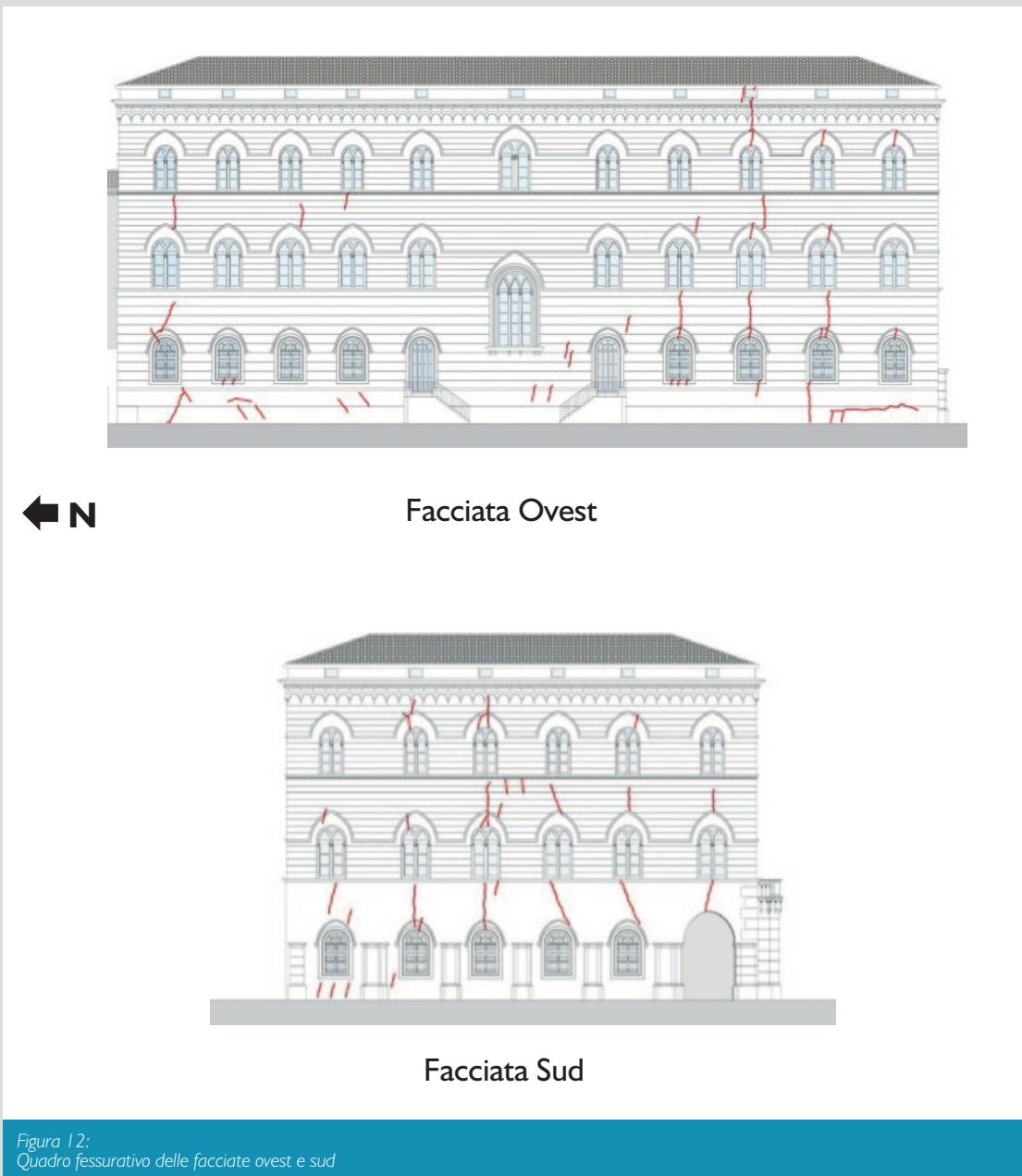


Figura 12:  
Quadro fessurativo delle facciate ovest e sud

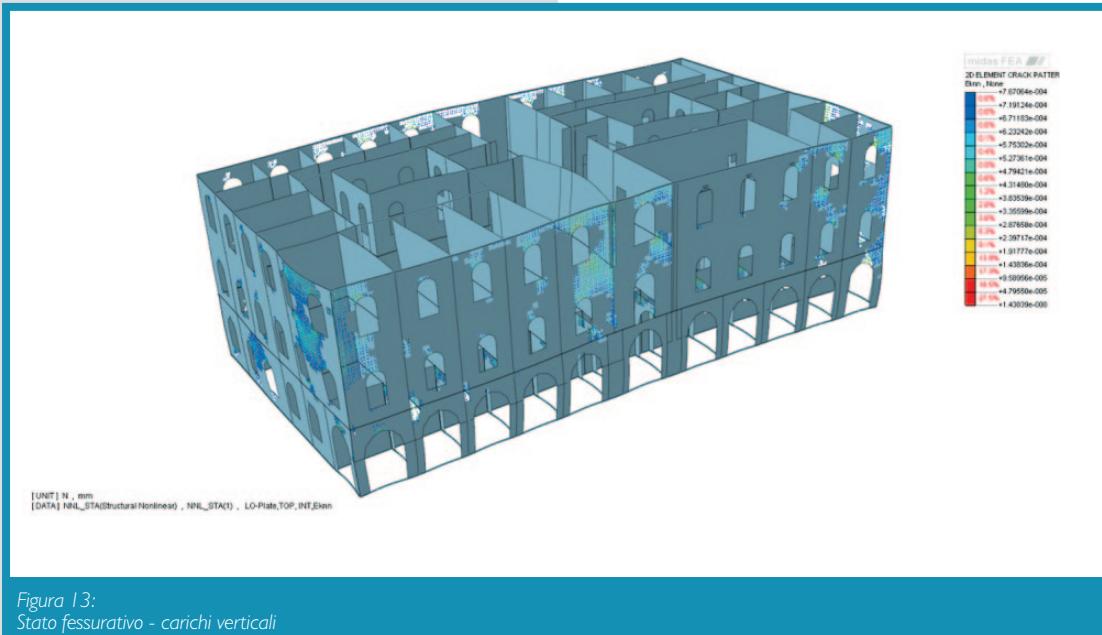


Figura 13:  
Stato fessurativo - carichi verticali

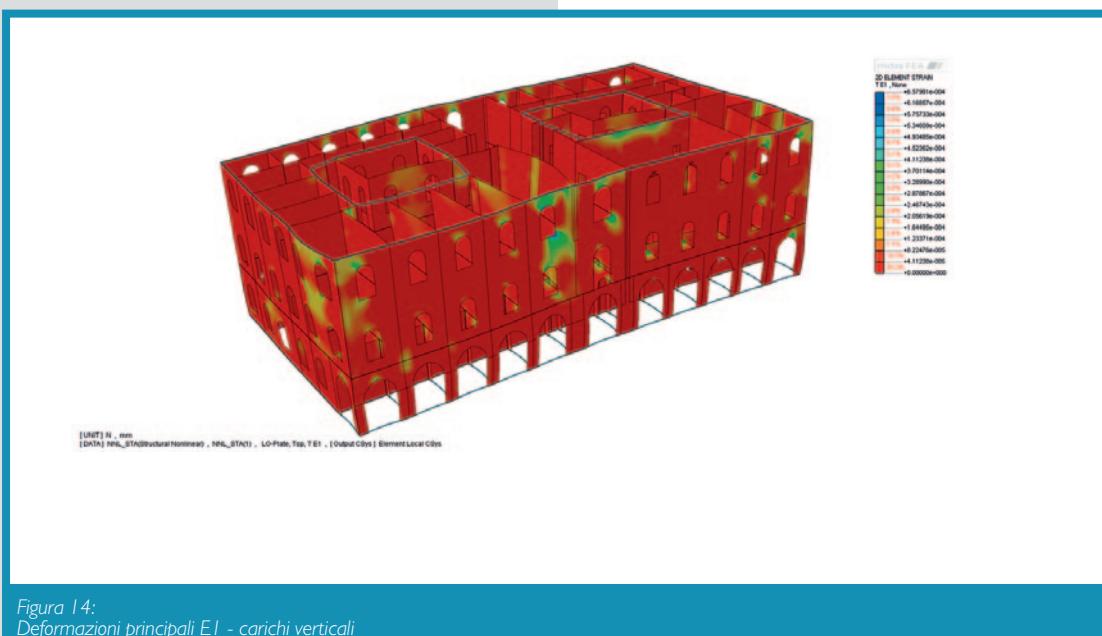


Figura 14:  
Deformazioni principali E1 - carichi verticali

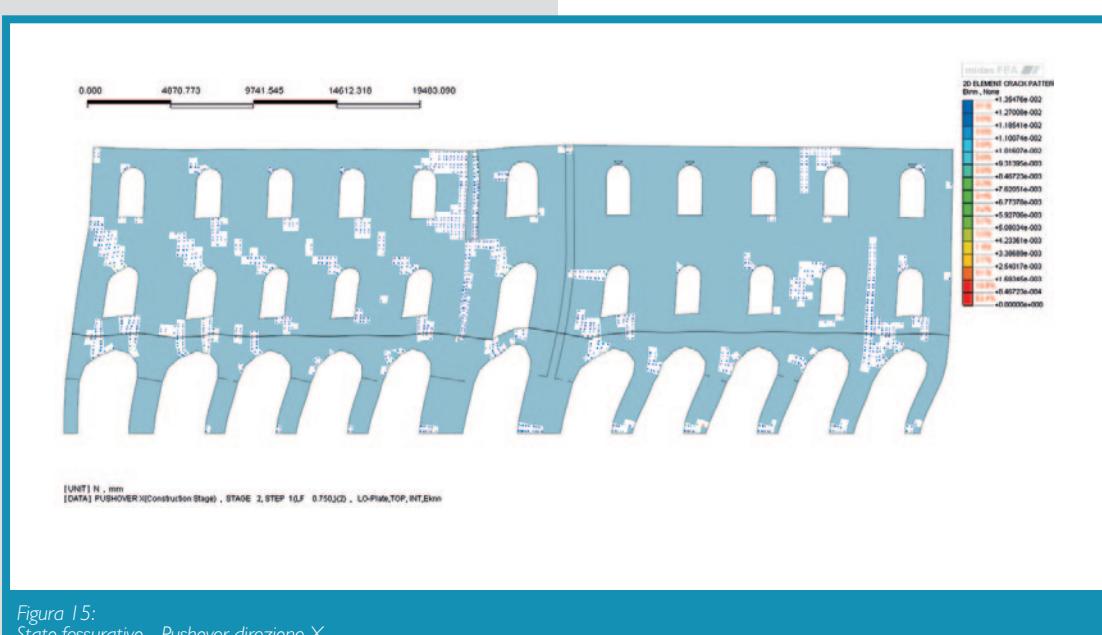


Figura 15:  
Stato fessurativo - Pushover direzione X

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.

La 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 scatolarmenente 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.

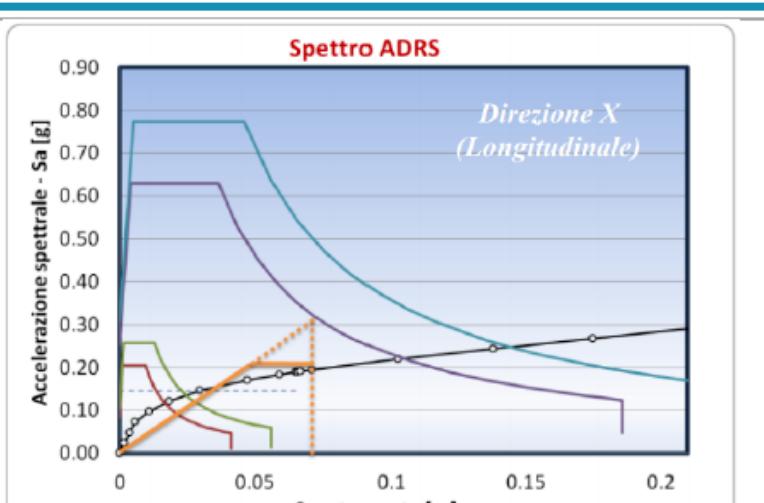


Figura 17. Spettri ADRS e curva di capacità - Direzione X

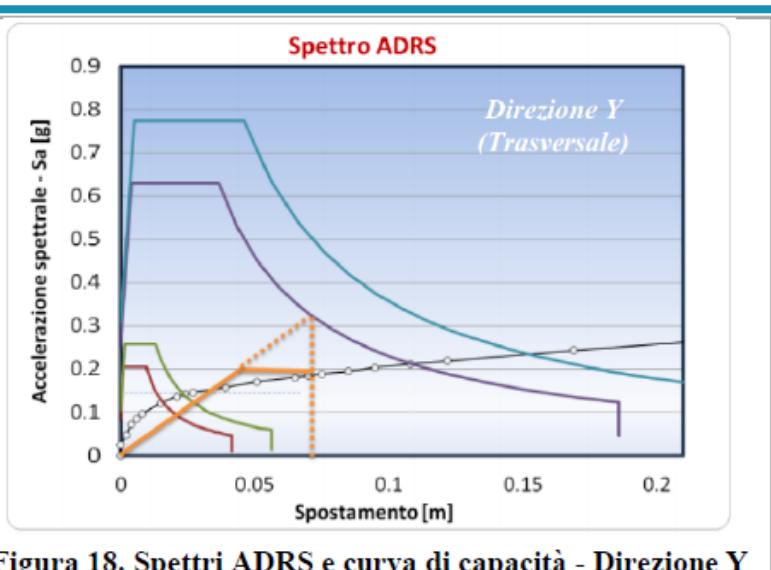


Figura 18. Spettri ADRS e curva di capacità - Direzione Y

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 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 a 0.73 nella direzione X e pari a 0.7 nella direzione Y.

## 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).

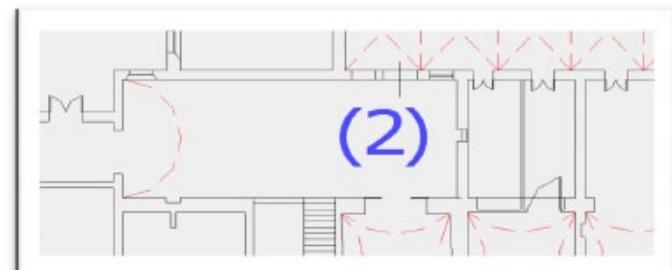


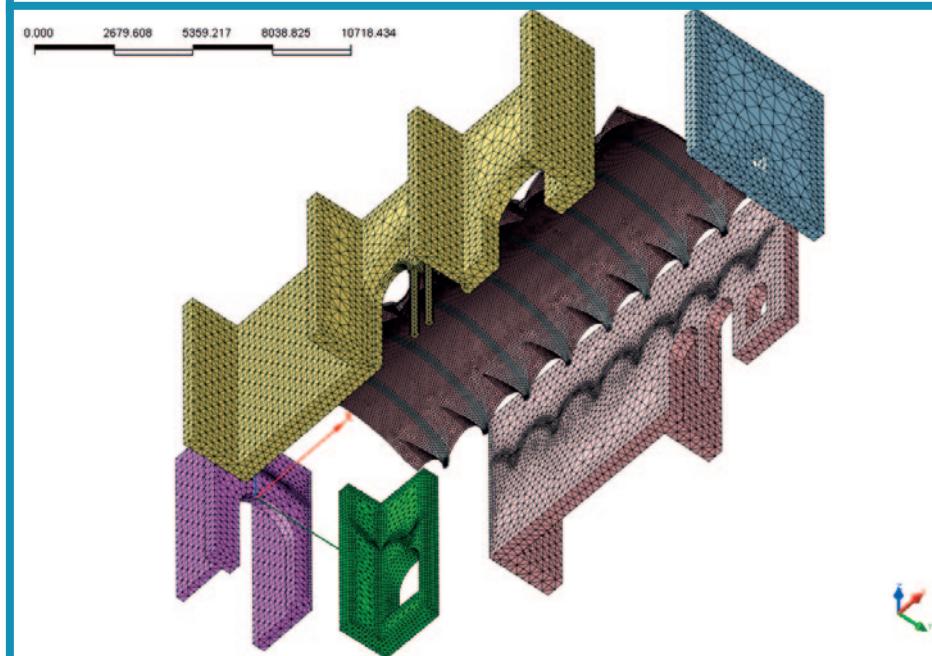
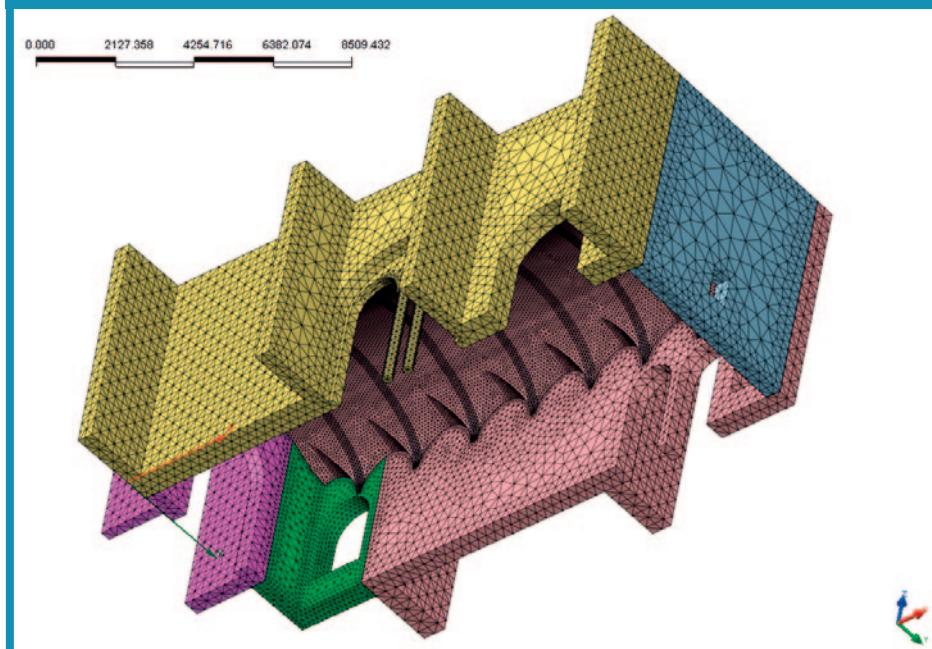
Figura 19:  
Pianta della porzione da analizzare e indicazione della volta a botte (2)



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*



*Figura 22:  
Modello discreto della porzione di fabbricato analizzata*

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 20.

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 21 e Figura 22.

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 ammorsatura 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 rigidezze degli elementi strutturali a contatto (Figura 23, Figura 24 e Figura 25).

E' molto probabile che nella realtà le lunette non siano ammorate 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.

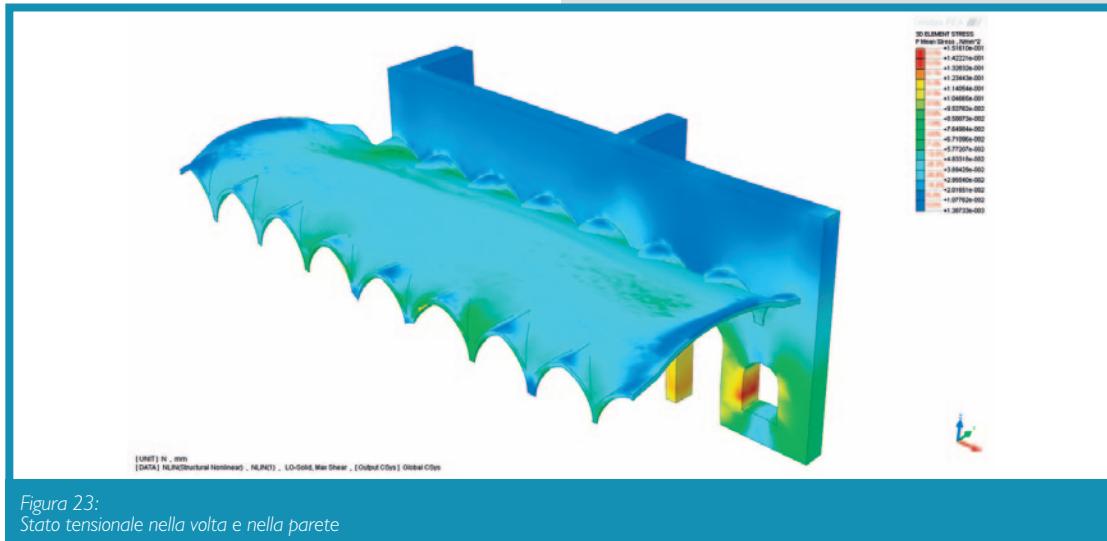


Figura 23:  
Stato tensionale nella volta e nella parete

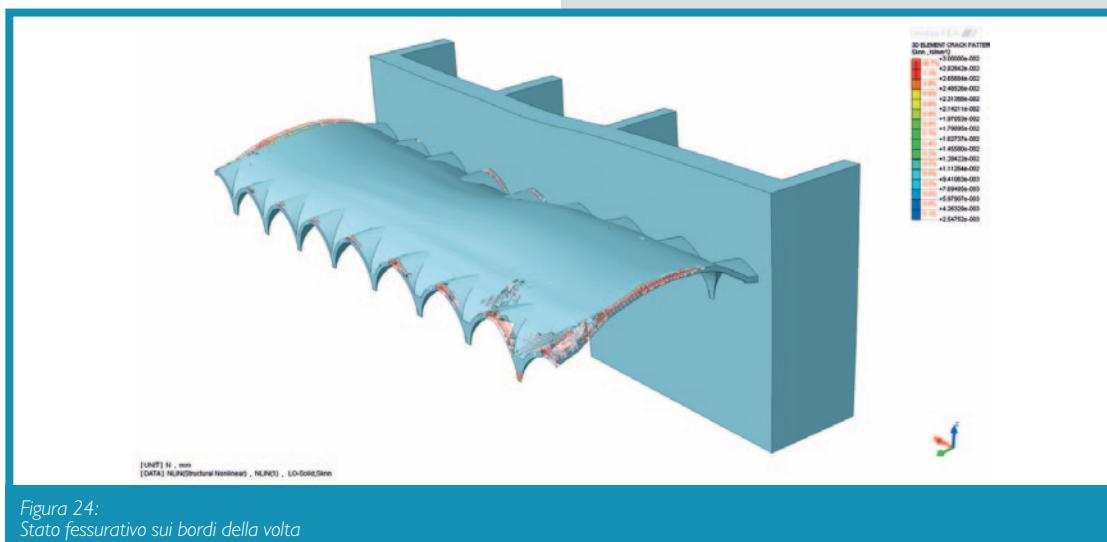


Figura 24:  
Stato fessurativo sui bordi della volta

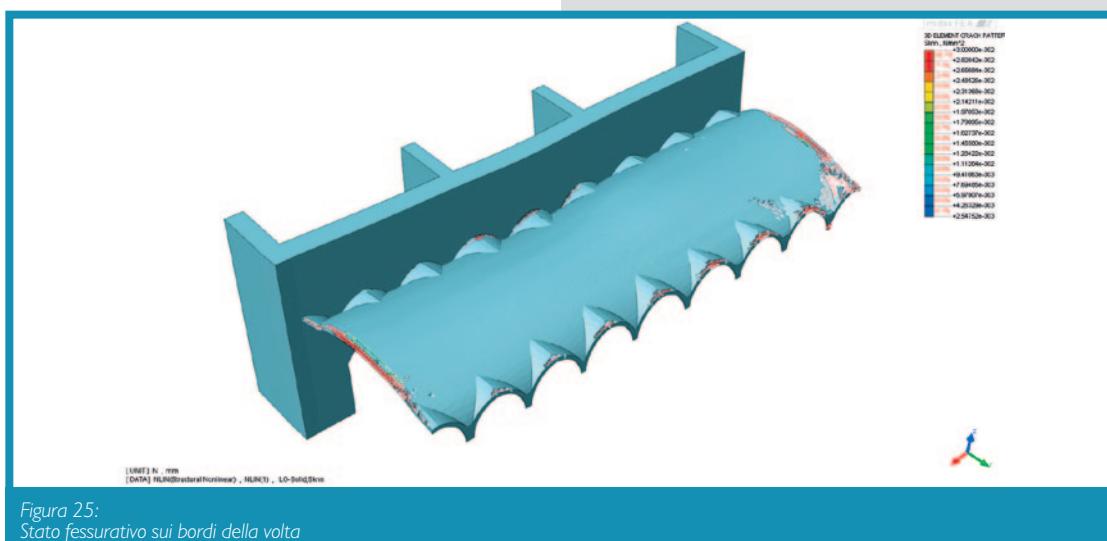


Figura 25:  
Stato fessurativo sui bordi della volta

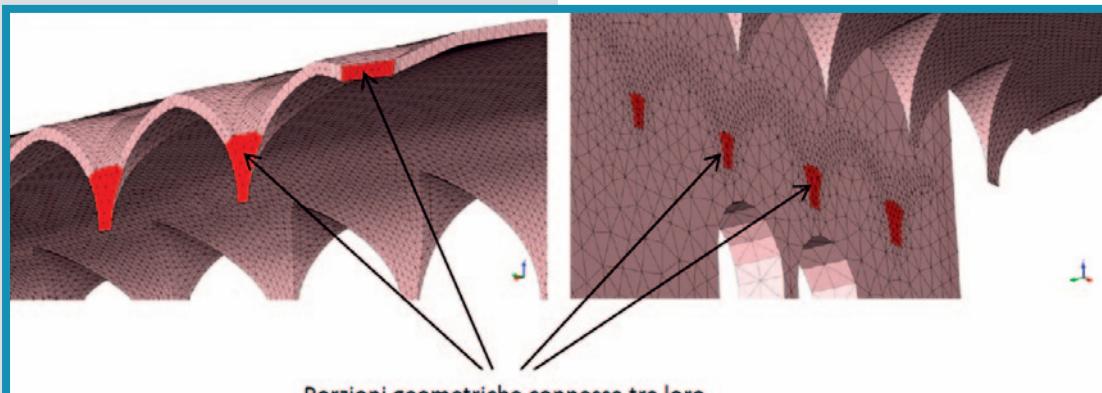


Figura 26:  
Connessione tra volta e pareti verticali

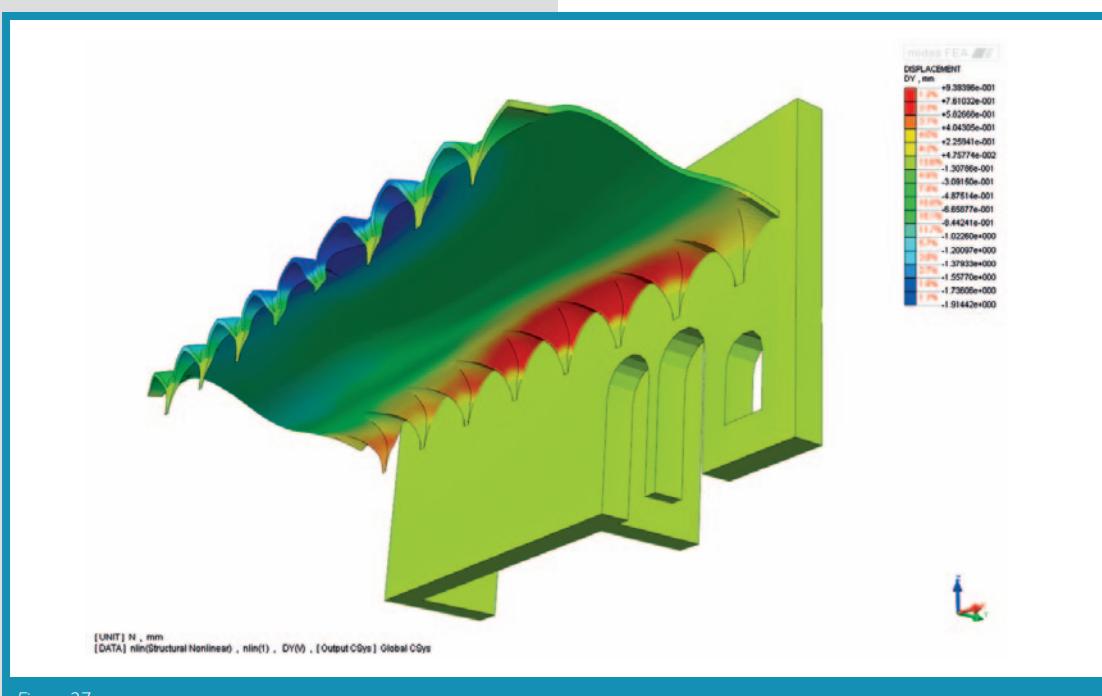


Figura 27:  
Spostamenti in direzione Y

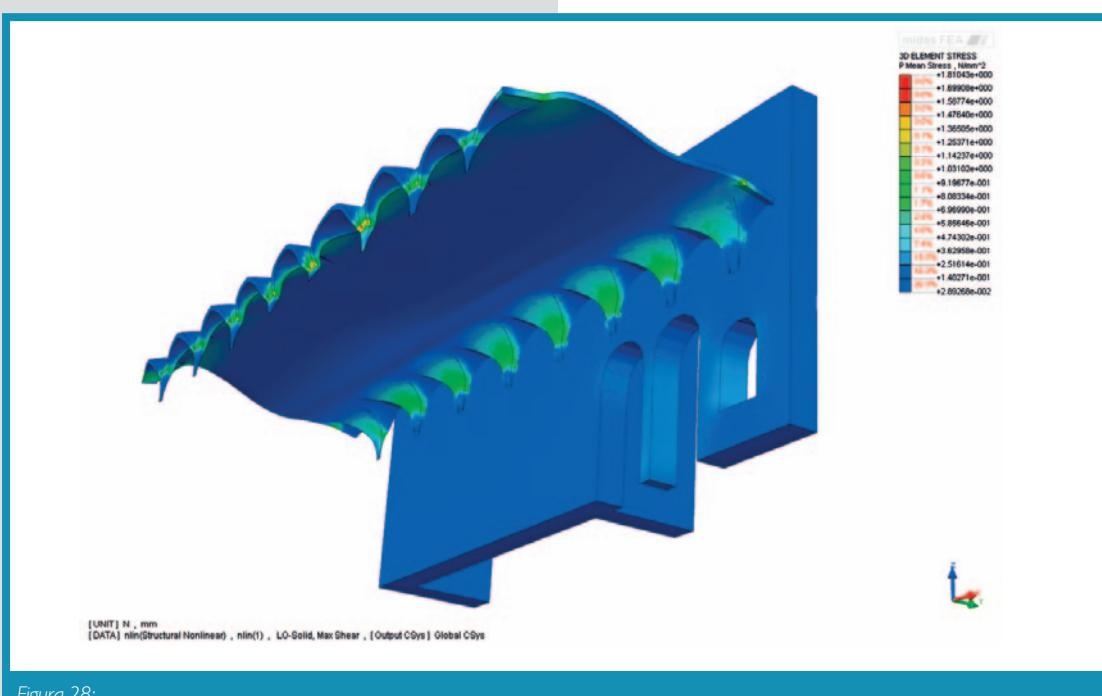


Figura 28:  
Stato tensionale sulla volta e sulle pareti

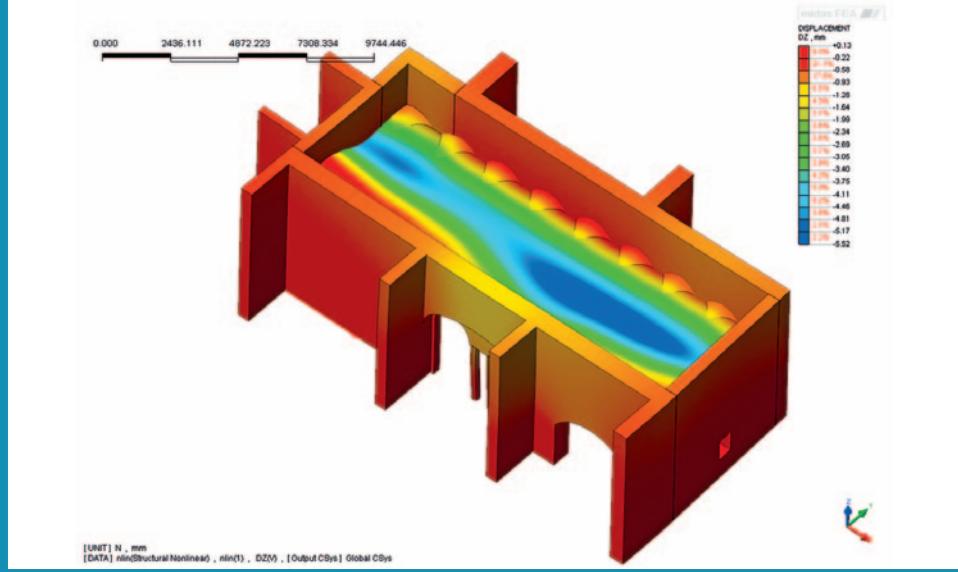


Figura 29:  
Spostamenti lungo l'asse Z per un load factor pari ad 1,00

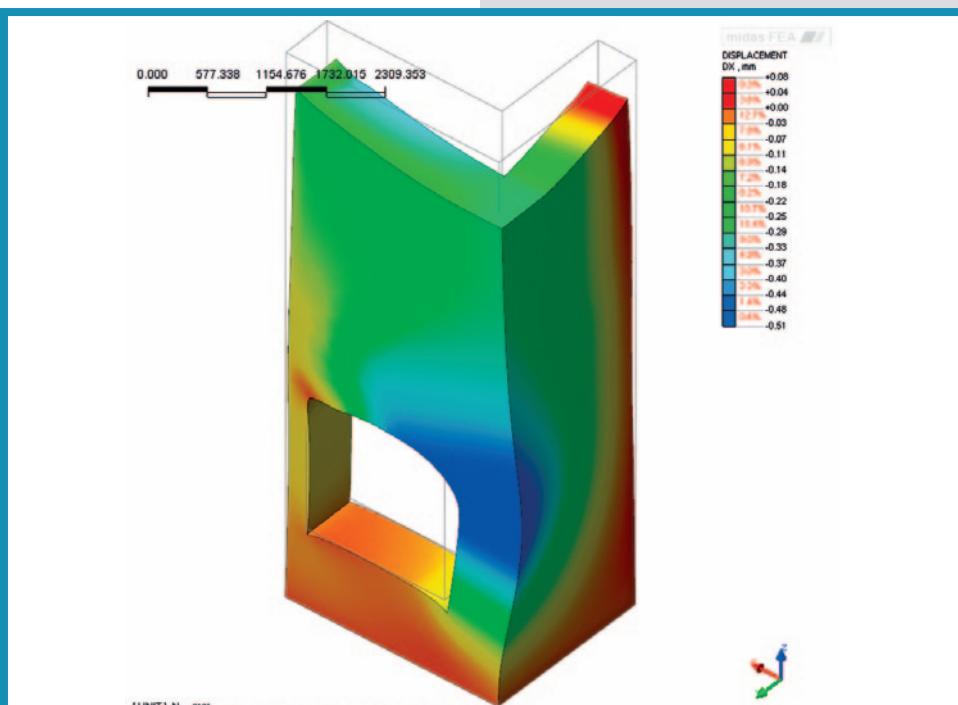


Figura 30:  
Spostamenti in X per un Load Factor pari ad 1,00

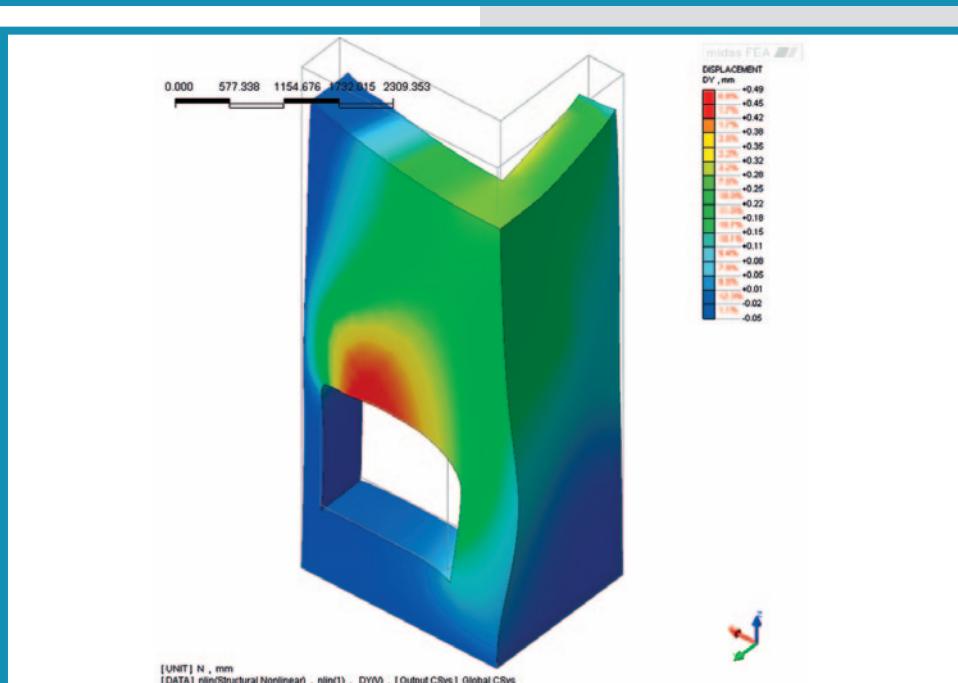


Figura 31:  
Spostamenti in Y per un Load Factor pari ad 1,00

Figura 29 indica gli spostamenti verticali della volta. Figura 30 e Figura 31 mostrano che la spinta della volta tende a deformare eccessivamente 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 rigidezza 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 generato 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)

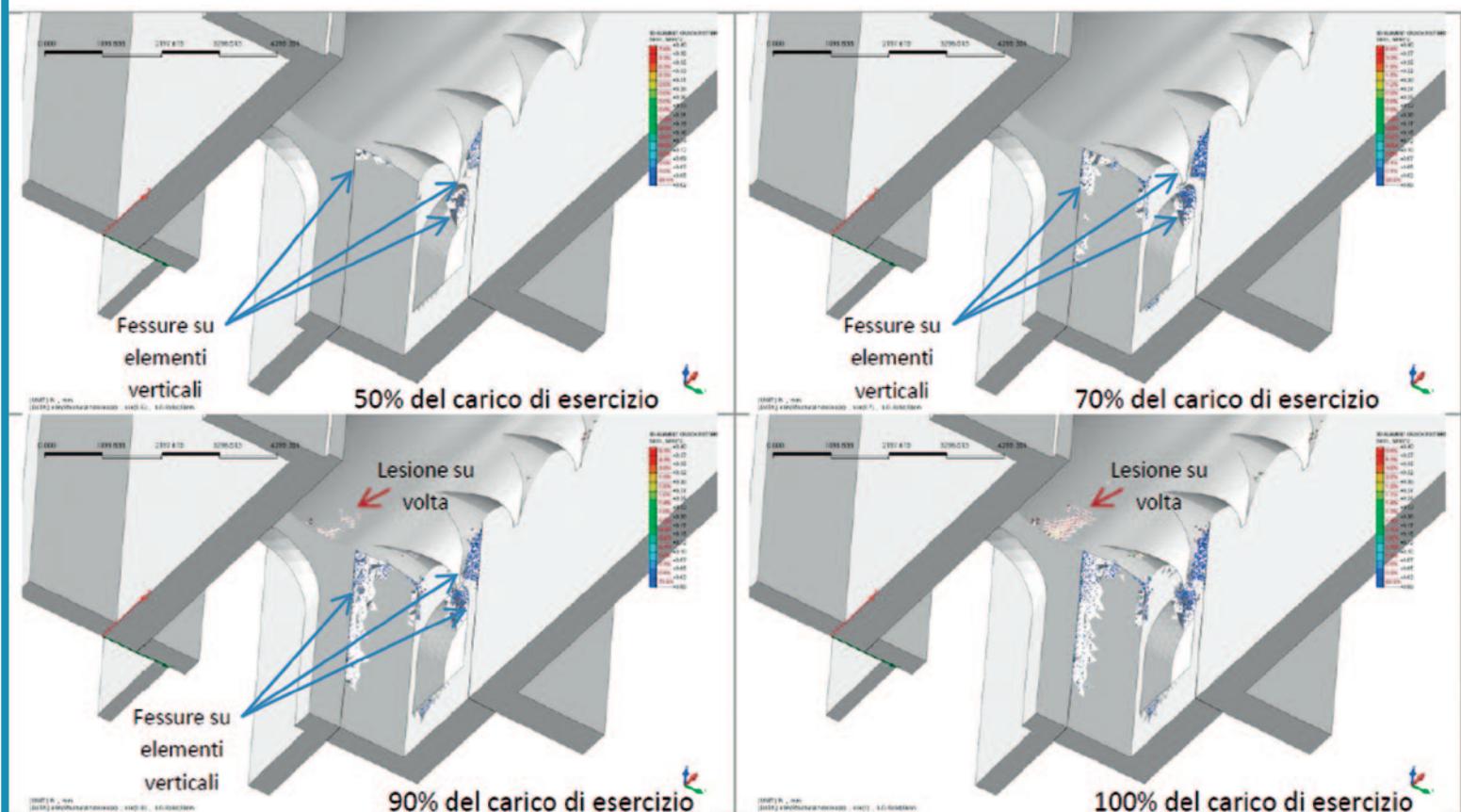


Figura 32:  
Evoluzione dello stato fessurativo all'aumentare del carico

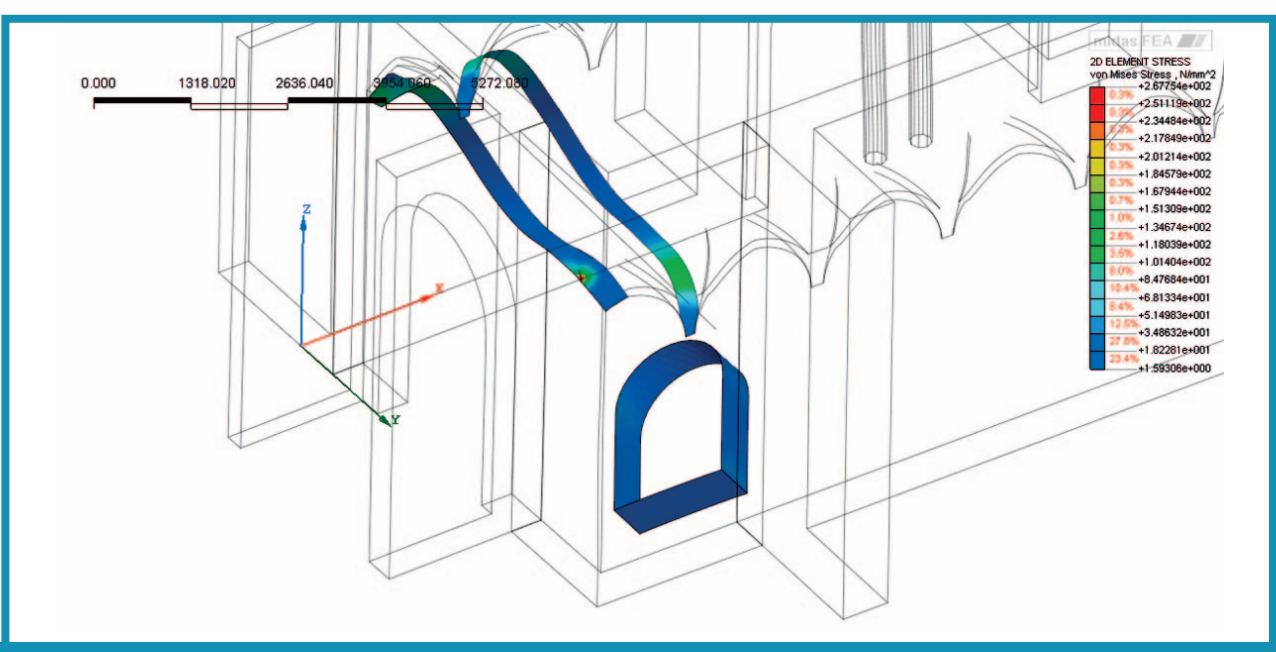
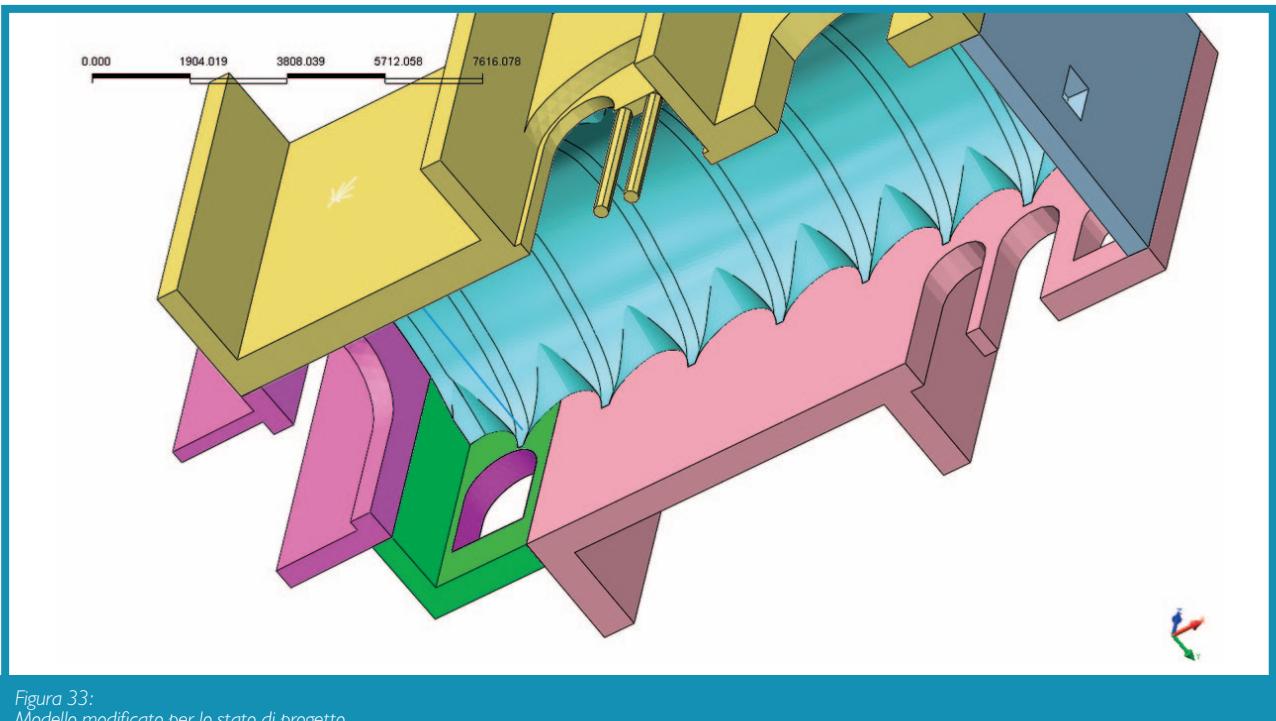


Figura 34:  
Stato tensionale delle fasce di rinforzo per un Load Factor pari ad 1.00 – Tensioni di Von Mises

## 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 performance 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 performance 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). E' 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. E' 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.

**ASDEA SRL**



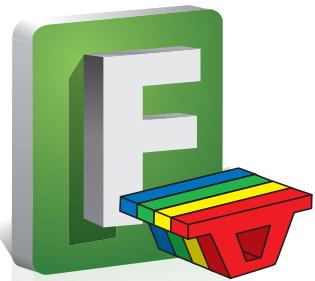
ASDEA S.r.l. ([www.asdea.net](http://www.asdea.net)) è una società di ingegneria costituita da professionisti che nel corso di decenni hanno maturato significative esperienze di ricerca e lavorative in campo internazionale. La società è nata con l'obiettivo di offrire soluzioni innovative ed altamente tecnologiche nel campo dell'ingegneria strutturale e opera attivamente in diversi paesi. Nel 2011 ASDEA ha co-fondato con SGI Spa ([www.sgi-spa.com](http://www.sgi-spa.com)), Holabird & Root ([www.holabird.com](http://www.holabird.com)), NSA ([www.nsa-ae.com](http://www.nsa-ae.com)) Design Alliance 250 Plus ([www.da250plus.com](http://www.da250plus.com)). Il gruppo può contare su più di 300 professionisti e ha la possibilità di fornire in tutto il mondo servizi di ingegneria e architettura altamente specializzati.

19



## BIBLIOGRAFIA

- ASDEA 2010. Probabilistic seismic assessment at Ventarones 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 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 and 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., Papadakakis M., Lagaros N.D., Tsompanakis Y. Computational Structural Dynamics and Earthquake Engineering. ISBN: 9780415452618. Taylor and Francis (Netherlands).
- Spacone, E., Filippou, F.C., and Taucher, 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., and Taucher, 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., Suhaibwardy, I., Habibullah, A., 1995. A clarification of the orthogonal effects in a three-dimensional seismic analysis. Earthquake Spectra 11 (4), 659–666.

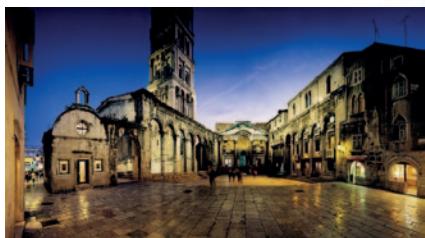
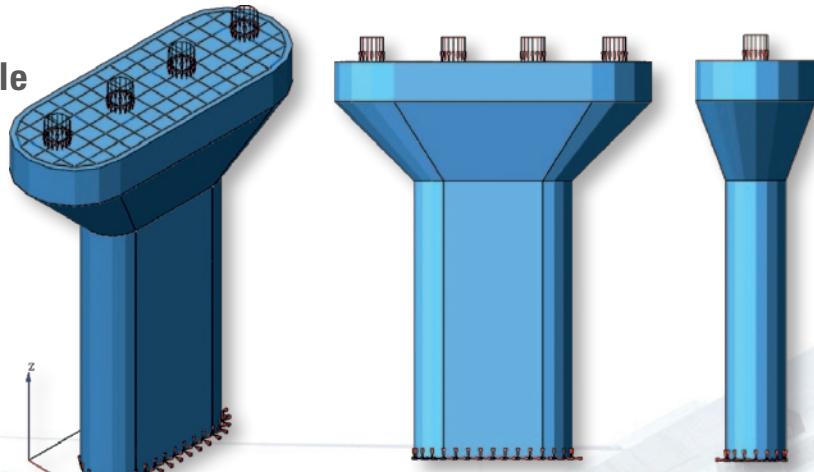


## midas FEA

La soluzione validata ed autorevole per le analisi  
di CA, acciaio, muratura e per lo studio del vento

### Campi di applicazione nell'ingegneria civile

- Pavimentazioni fessurate
- Trave armata con difetto
- Prove di Rottura a Taglio di una trave
- Muro curvo in c.a.
- Strutture in muratura
- Capacità portante di una pila da ponte
- Pila da ponte sotto carico ciclico



Spalato - Tempio di Diocleziano

