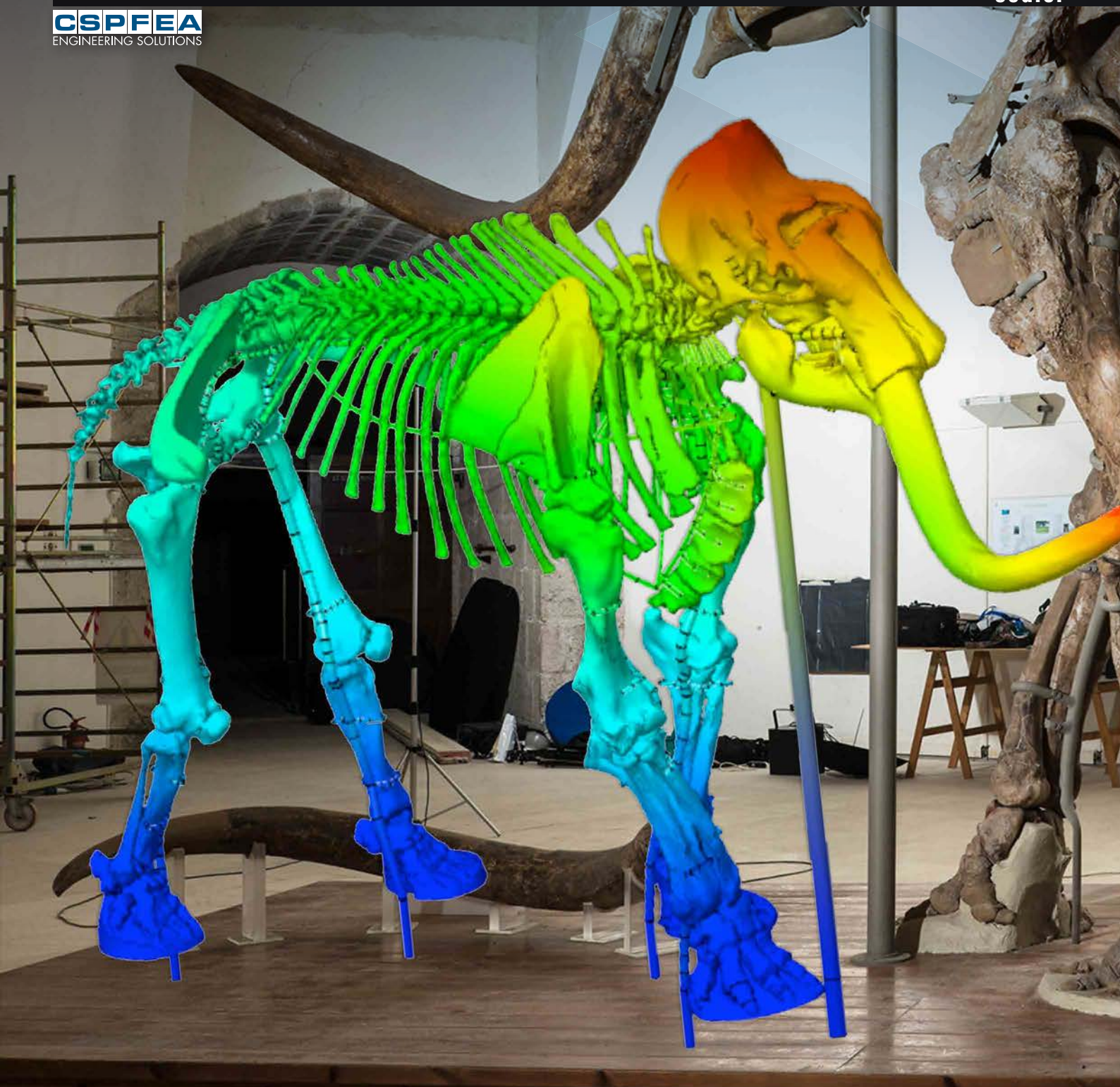
STRUCTURAL MODELING

MAGAZINE DI INGEGNERIA STRUTTURALE

Periodico trimestrale di ingegneria strutturale a cura di

CSPFEA ENGINEERING SOLUTIONS

numero sedici



Anno V, n° 16, Dicembre 2016 - CSPFea s.c. via Zuccherificio, 5 D - 35042 Este (PD) Italy - Tel. +39 0429 602404 - www.csptea.net - info@csptea.net

CSPFEA
ENGINEERING SOLUTIONS

Professionalità, entusiasmo e passione da 10 anni al servizio dei nostri clienti.

Integriamo le migliori soluzioni software confezionate su misura, in costante evoluzione per migliore processi e metodi, capacità di analisi e progettazione.
Massimizziamo il ritorno degli investimenti, riducendo tempi e costi di ricerca e sviluppo.

SERVIZI

Vendita Software
Valutazione Modelli
Consulenza Numerica

Supporto software
(normale e avanzato)
Software training

SOLUZIONI

PRODOTTI

Corsi di Formazione
Webinars
Seminari

Structural Modeling - Magazine
Database Documenti
Tesi di Laurea
Tutorial & Video Tutorial

IL NOSTRO TEAM DI ESPERTI INGEGNERI
TI AIUTERÀ A TROVARE LE SOLUZIONI ADATTE ALLE TUE ESIGENZE

www.cspfea.net
info@cspfea.net

Editoriale

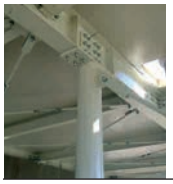
Risolvere problemi

Il terremoto del Centro Italia con le due scosse principali poteva dare una svolta, come spesso capita in questo Paese, alle normative e alle iniziative volte alla sicurezza sismica. Tuttavia ancora una volta lo Stato non smette di meravigliarci: molti progetti nel cassetto delle Istituzioni, tra i quali la revisione delle Norme Tecniche (attesa dal 2010) e l'emanazione delle Norme sulla Classificazione Sismica dei Fabbricati (attesa dal 2013), non pare abbiano risentito di alcuna urgenza. Speriamo di essere sorpassati da qualche lieta novità nel tempo che trascorre dalla scrittura di questo Editoriale e la sua pubblicazione, ma non mi sento molto ottimista su un cambio di passo del Paese.
Lo Staff di CSPFea è pronto a implementare le novità delle NTC (potremo chiamarle NTC2017?) nei softwares MIDAS, ma soprattutto sta analizzando le ultime bozze della Norma per comprendere quali saranno le ripercussioni nel modo di lavorare dei progettisti. Anche sulla Classificazione Sismica stiamo preparando gli strumenti per i professionisti, consapevoli che strumenti di analisi affidabili e accurati sono alla base di una seria valutazione delle capacità di una struttura esistente: senza queste caratteristiche si produce solo carta inutile. Possiamo contare su MIDAS, che riscuote un successo sempre più ampio tra i professionisti e le società di ingegneria, e conferma l'accuratezza dei solvers con un severo utilizzo da parte delle Università italiane. Sono oramai più di 35 i Dipartimenti di Ingegneria in Italia che utilizzano i nostri software per tesi di laurea, tesi di dottorato, ricerche e validazioni.
Se l'accuratezza e l'affidabilità sono una nostra ossessione, l'usabilità e l'efficienza è quello che ci chiedono quotidianamente i nostri clienti: MIDAS risponde continuando con due nuove Releases nel 2016 ed altrettante nel 2017, sebbene i developers siano impegnati a riscrivere completamente le GUI e i Solver per le nuove piattaforme, rivoluzionarie, di MIDAS Plant e MIDAS nGen.

Gli eventi sismici del 2016, assieme alla tragica situazione nella quale si ritrovano le popolazioni sopravvissute al sisma, alle quali va il nostro pensiero, ci hanno spinto a continuare la pubblicazione di modellazioni riguardanti la vulnerabilità sismica, soprattutto in edifici esistenti ed opere che necessitano di particolare cura.
Oggetto di questo Numero sono l'isolamento sismico, in una forma inusuale e geniale pensata dall'ing. Marco Peroni, la vulnerabilità di un Ospedale esistente in muratura, un argomento classico e sempre di attualità, ed infine una applicazione alla vulnerabilità sismica di un reperto archeologico colossale, un mammut, che merita la cover della rivista per l'incredibile accuratezza della modellazione, ben lontana dagli standard edilizi ai quali moltissimi di noi sono abituati.
Nonostante siamo giunti al Numero 16 di Structural Modeling, sono oramai 20 i fascicoli pubblicati, considerando i numeri Speciali. Un traguardo importante per noi che dobbiamo soprattutto alla capacità dei clienti MIDAS di raccontare le loro modellazioni più interessanti e alla partecipazione dimostrata da voi lettori, molti dei quali desiderano ricevere la Rivista nella tradizionale veste cartacea. Stiamo anche pensando a come raggiungere più lettori, convinti del successo che riscontriamo con i download dalla Rete dei vecchi numeri.
Vi auguro buona lettura e come sempre vi invito a scrivermi per i vostri commenti, critiche e suggerimenti.

Paolo Segala
segala@cspfea.net / Twitter: @cspfea1

Sommario



isolamento sismico ____ p. 2
Intervento di adeguamento di fabbricato in C.C.A. con realizzazione di sopraelevazione di un piano in acciaio ad uso residenziale
Marco Peroni, Irene Fabbi

Vulnerabilità murature ____ p. 12
Analisi di vulnerabilità sismica del fabbricato "Baccelli" dell'Ospedale di Volterra (PI)
Alessandro Pazzagli

Vulnerabilità beni culturali ____ p. 22
Il comportamento dinamico del mammut nella Fortezza Spagnola, L'Aquila
Filippo Casarin

Magazine di ingegneria strutturale
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
Progetto grafico: Marco Ferrero (Scriptorium) - scriptorium@scriptorium.biz
© casa editrice *il prato* © CSPFea s.c.

CSPFea distribuisce:
MIDAS Bentley TNO DIANA Build Soft N.V. fine civil engineering software

CSPFEA ENGINEERING SOLUTIONS
CSPFea
www.cspfea.net

CSPFea sostiene:
NAFEMS Italia Sostenitore EUCENTRE ISI Ingegneria Sismica Italiana

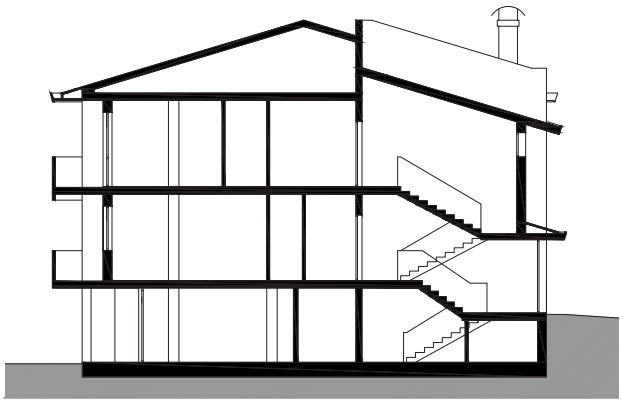
Intervento di adeguamento di fabbricato in C.C.A. con realizzazione di sopraelevazione di un piano in acciaio ad uso residenziale

Marco Peroni[1]
Irene Fabbi[1]

[1] Marco Peroni Ingegneria, Faenza
peroni@marcoperoni.it

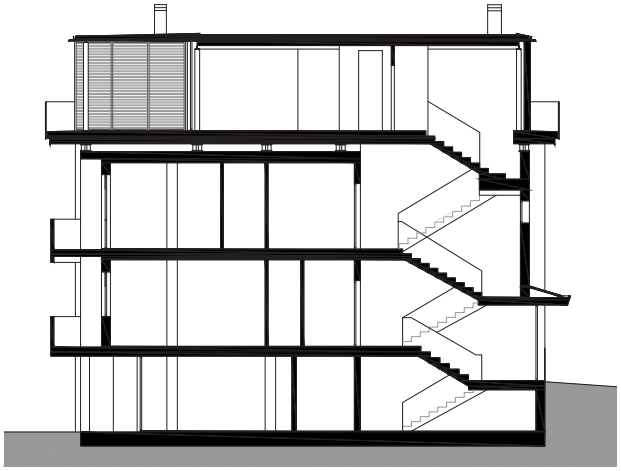
Software Utilizzato: **Midas Gen**
cspfea.net/midas-gen

Prospetto sud-est stato di fatto



Sezione stato di fatto

Prospetto sud-est stato di progetto



Sezione stato di progetto

Introduzione

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

Si tratta di una palazzina residenziale con tre appartamenti e servizi comuni, costituita da un piano seminterrato, uno rialzato e un piano primo. Ha un'altezza media di 8,40 mt dalla quota del marciapiede mentre tutti gli edifici circostanti presentano mediamente un piano in più.

La Normativa Comunale di Zona in questi casi permette di soprelevare gli edifici utilizzando sistemi edilizi ecocompatibili. L'altezza massima consentita in questa zona è di 12.5 m dalla quota del marciapiede.

L'intervento prevede quindi una ristrutturazione edilizia che coinvolge l'involucro esterno del fabbricato, una sopraelevazione dell'attuale lastrico solare con un piano attico in acciaio e vetro, e l'installazione di un ascensore esterno per l'abbattimento delle barriere architettoniche del primo e secondo livello.

Come sappiamo, dal punto di vista strutturale, la realizzazione di una sopraelevazione determina la necessità di un adeguamento sismico del fabbricato esistente in c.a. realizzando interventi atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle attuali Norme Tecniche. Tuttavia, in questo caso, la possibilità di intervento è limitata dalla necessità di evitare interventi strut-

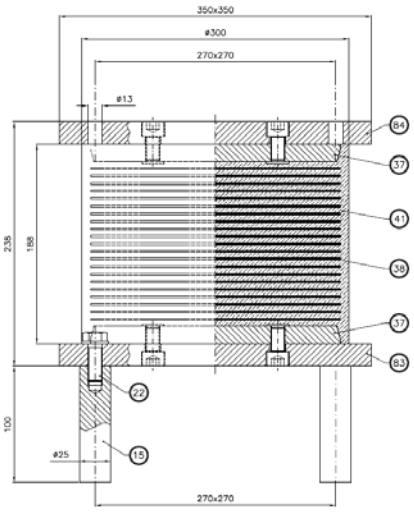
turali invasivi nei locali interni, che risultano attualmente abitati e sono stati recentemente ristrutturati e arredati.
In tale contesto è stata quindi elaborata e sviluppata una soluzione innovativa che prevede la realizzazione della sopraelevazione ad un piano mediante l'interposizione di un sistema di isolatori sismici alla sommità dell'edificio esistente. La nuova sopraelevazione, "tarata" opportunamente come massa, controbilancia il movimento sismico del telaio inferiore, creando una sorta di "sistema TMD abitato".
L'edificio risultante dal progetto di ristrutturazione e sopraelevazione sarà quindi un nuovo edificio con caratteristiche energetiche e sismiche complessivamente adeguate rispetto alle normative vigenti.

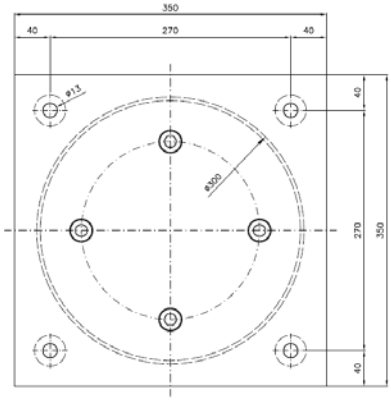
Descrizione della struttura esistente

Il progetto di adeguamento dell'esistente in c.a. si basa su un approfondito rilievo della geometria, dei materiali e delle armature presenti negli elementi resistenti.
La conformazione planimetrica dell'edificio nel suo complesso è pressoché quadrata, caratterizzata da dimensioni in pianta di circa 16.50x16.40m, costituita da un piano seminterrato e due piani fuori terra, per uno sviluppo in elevazione di h=8.50m dalla quota +0.00.
La struttura portante è costituita da un telaio spaziale costituito da travi e pilastri in c.a., e da pareti in c.a. per il piano seminterrato e per il vano scala.
In particolare è stato possibile reperire gli **elaborati grafici originali** di progetto strutturale del fabbricato in c.a., datati 1982, completi di piante, sezioni, prospetti e dettagli degli elementi strutturali e con la descrizione della quantità e della disposizione delle armature.
Sulla base delle informazioni complessivamente acquisite sul fabbricato, coadiuvate da indagini e prove in situ, si assume un livello di conoscenza adeguato LC2 (§ C8A.1.A Circ. n.617 2/2/09), che porta all'adozione di un fattore di confidenza **FC=1,20** (tabella C8A.1.1) da applicare alle proprietà dei materiali.

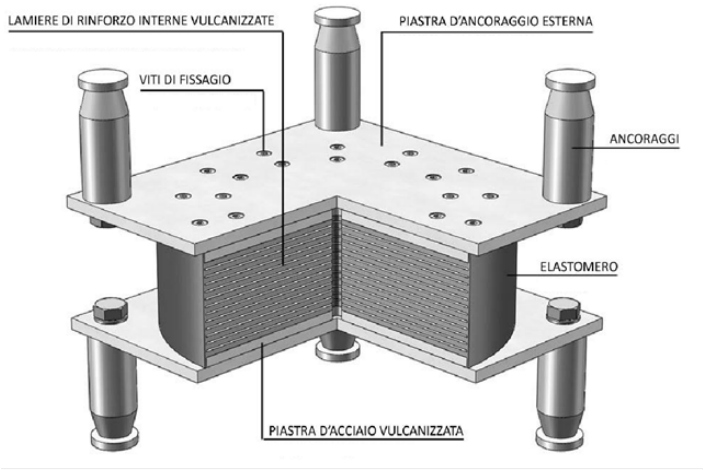
Descrizione degli interventi di sopraelevazione dell'esistente. Stato di progetto

Come si è detto, l'intervento prevede la realizzazione di una sopraelevazione del fabbricato esistente in c.a. mediante la nuova costruzione di telaio in acciaio S275 e vetro ad uso civile-abitazione, di altezza pari a circa 3.7m.
La realizzazione degli interventi di sopraelevazione richiede innanzitutto la demolizione del solaio di copertura a falde e il consolidamento delle travi in c.a. esistenti al livello del solaio di sottotetto, mediante cordoli e plinti armati per l'appoggio delle nuove strutture in acciaio.
Per quanto riguarda la realizzazione della sopraelevazione, in corrispondenza della sommità dei pilastri in c.a. verranno installati isolatori in gomma ad alta dissipazione di energia (High Damping Rubber Bearings - HDRB).
Gli HDRB sono imbullonati a piastre metalliche esterne che consentono il fissaggio alle strutture sottostanti mediante barre e iniezioni di resine epossidiche. La funzione principale degli isolatori sismici è quella di abbattere l'azione sismica riducendo le forze orizzontali che sollecitano la struttura in caso di terremoto.
Sopra di essi verrà posizionato un grigliato in acciaio composto da travi HeA 200 e HeA 140, sopra le quali verranno collegati i pilastri in tubolari di sez.160x6mm, atti a sostenere una copertura formata da travi principali in profili Ipe 270 e secondarie in profili Ipe 160, e pannelli coibentati in lamiera grecata. Infine il telaio verrà opportunamente controventato mediante barre tonde Φ24.





84	1	Piastra d'ancoraggio superiore	S275JR EN 10025
83	1	Piastra d'ancoraggio inferiore	S275JR EN 10025
41		Gomma vulcanizzata	G=+0.4 MPa
38		Lamiera di rinforzo vulcanizzata	S275JR EN 10025
37	2	Piastra vulcanizzata	S275JR EN 10025
22	4	Vite d'ancoraggio TE M12	Classe 8.8 EN 20898
15	4	Zanca d'ancoraggio	1C40 TQ+T EN 10083
POS.	PEZZI	DESCRIZIONE - DIMENSIONI	MATERIALE



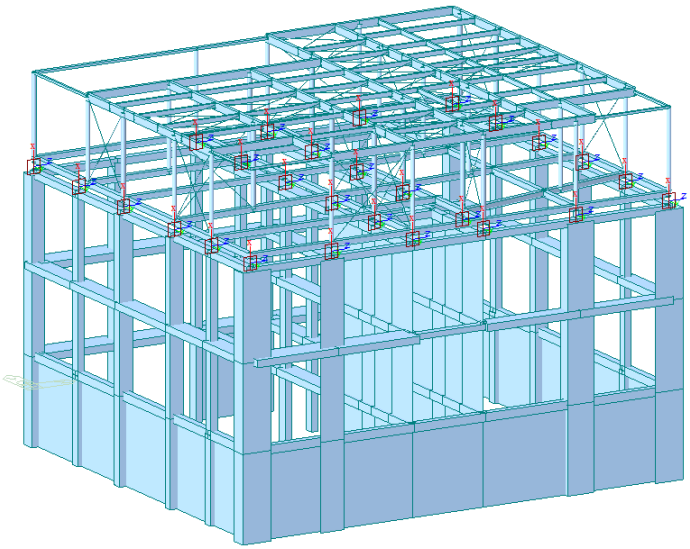
In particolare, nel nostro caso, si considera di utilizzare isolatori elastomerici del diametro di 300 mm, realizzato con mescola elastomerica morbida, con strati in gomma aventi spessore totale di 100 mm e spostamento ultimo di 200 mm, e le caratteristiche di progetto riportate nella seguente **tabella**,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

V [kN]	**F_{zd}** [kN]	**K_e** [kN/mm]	**K_v** [kN/mm]	**D_g** [mm]	**t_e** [mm]	**h** [mm]	**H** [mm]	**Z** [mm]	**W** [kg]
105	**960**	**0.28**	**304**	**300**	**100**	**188**	**238**	**350**	**100**

Dove:
V = carico verticale massimo agente sull'isolatore in presenza di sisma corrispondente allo SLC;
F_{zd} = carico verticale massimo agente sull'isolatore in assenza di sisma (SLU);
K_e = rigidezza orizzontale equivalente;
K_v = rigidezza verticale;
D_g = diametro elastomero;
t_e = spessore totale gomma;
h = altezza escluse piastre di ancoraggio;
H = altezza totale incluse piastre di ancoraggio;
Z = lato piastre di ancoraggio;
W = peso isolatore escluse zanche.

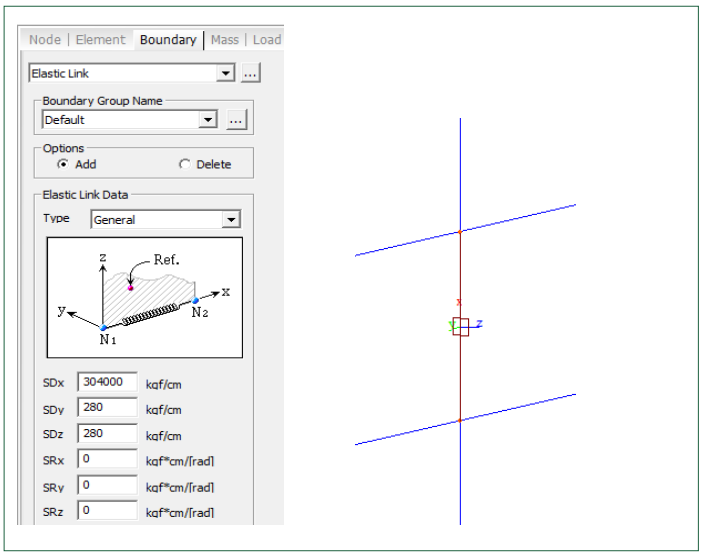
Criteri di modellazione e analisi della struttura

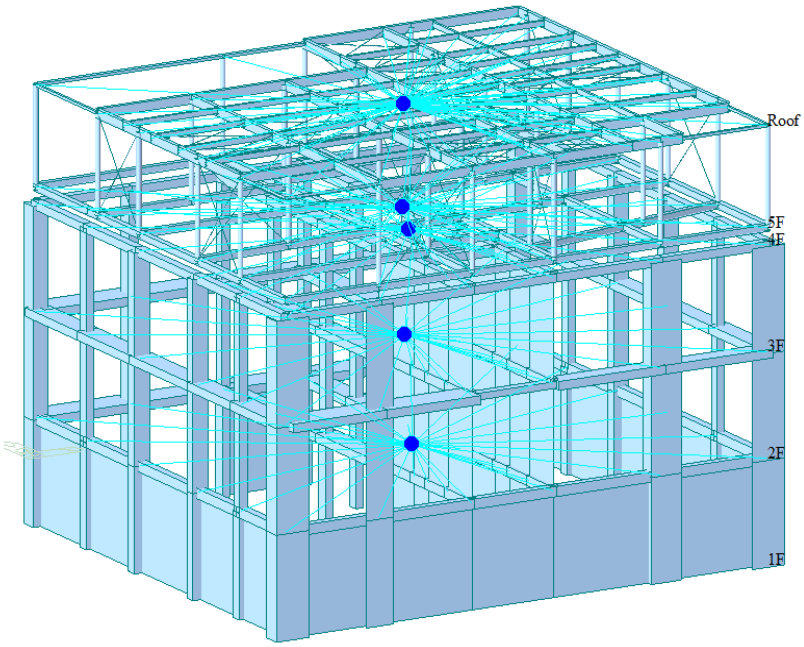
I modelli numerici e le analisi sono stati sviluppati mediante il programma di calcolo Midas/Gen2015.
La progettazione della struttura è stata sviluppata con i criteri specifici di un'**analisi dinamica lineare** considerando un comportamento strutturale scarsamente dissipativo nei confronti dell'azione sismica (classe di duttilità CD"B").
Per ciascuna direzione dell'azione sismica orizzontale si sceglie di adottare un valore del **fattore di struttura q=1,0**.



Modello solido 3D – Struttura post-intervento STATO DI PROGETTO

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





Story Data

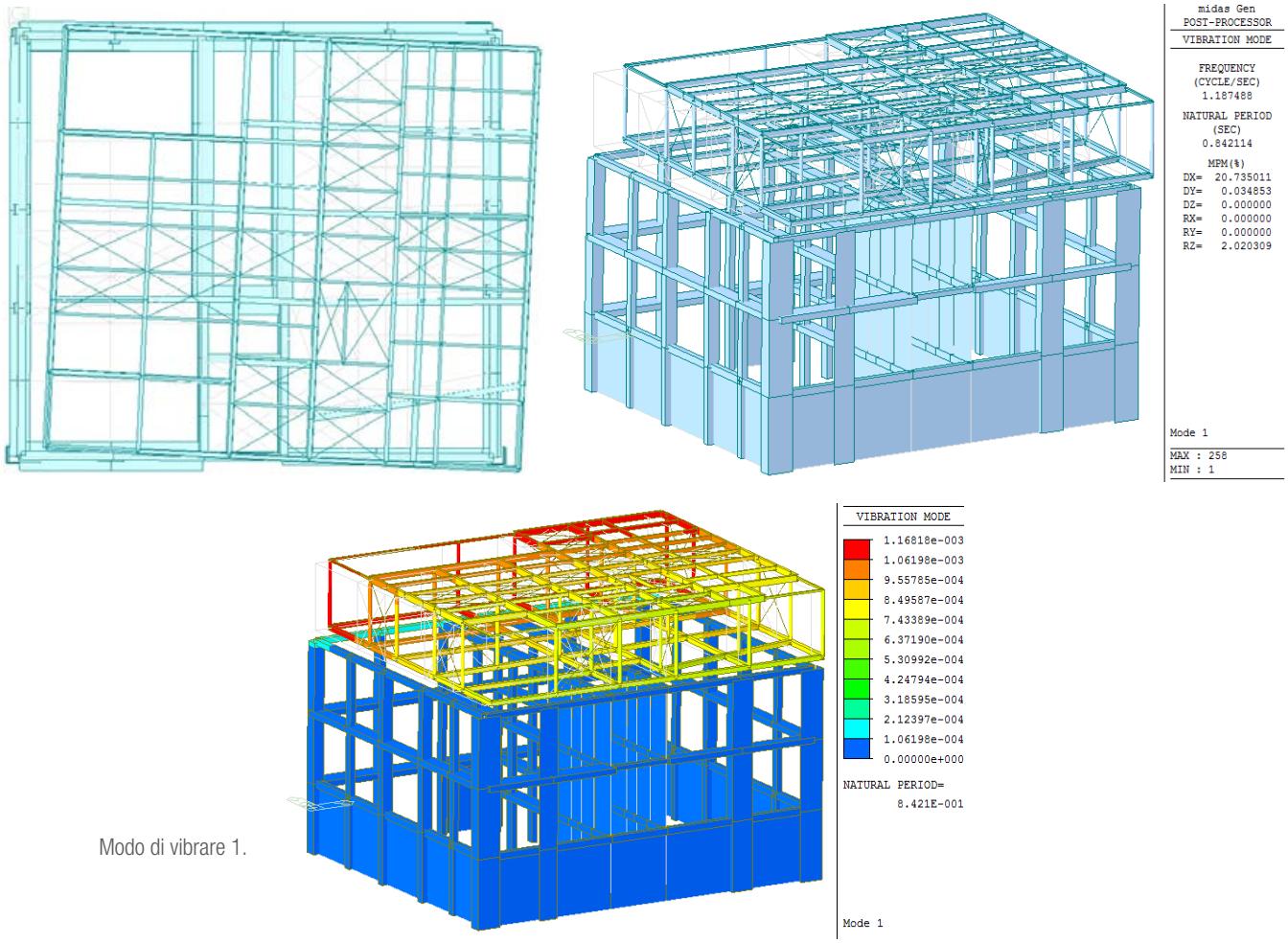
Ground Level: 0 cm

	Name	Level(cm)	Height(cm)	Floor Diaphragm
▶	Roof	1095.00	0.00	Consider
	5F	795.00	300.00	Consider
	4F	745.00	50.00	Consider
	3F	430.00	315.00	Consider
	2F	115.00	315.00	Consider
	1F	-200.00	315.00	Do not consider
*				

L'analisi dinamica

Analizzando la rappresentazione grafica dei modi di vibrare principali si può osservare che i primi tre modi di vibrare interessano principalmente la sovrastruttura in acciaio, che funziona, come ci si auspicava, da "sistema TMD abitato" con un movimento che controbilancia quello della struttura sottostante. Si ottengono in particolare i primi due modi traslazionali con una massa partecipante del 20% e 17% rispettivamente in direzione X e Y, ed il terzo modo torsionale.

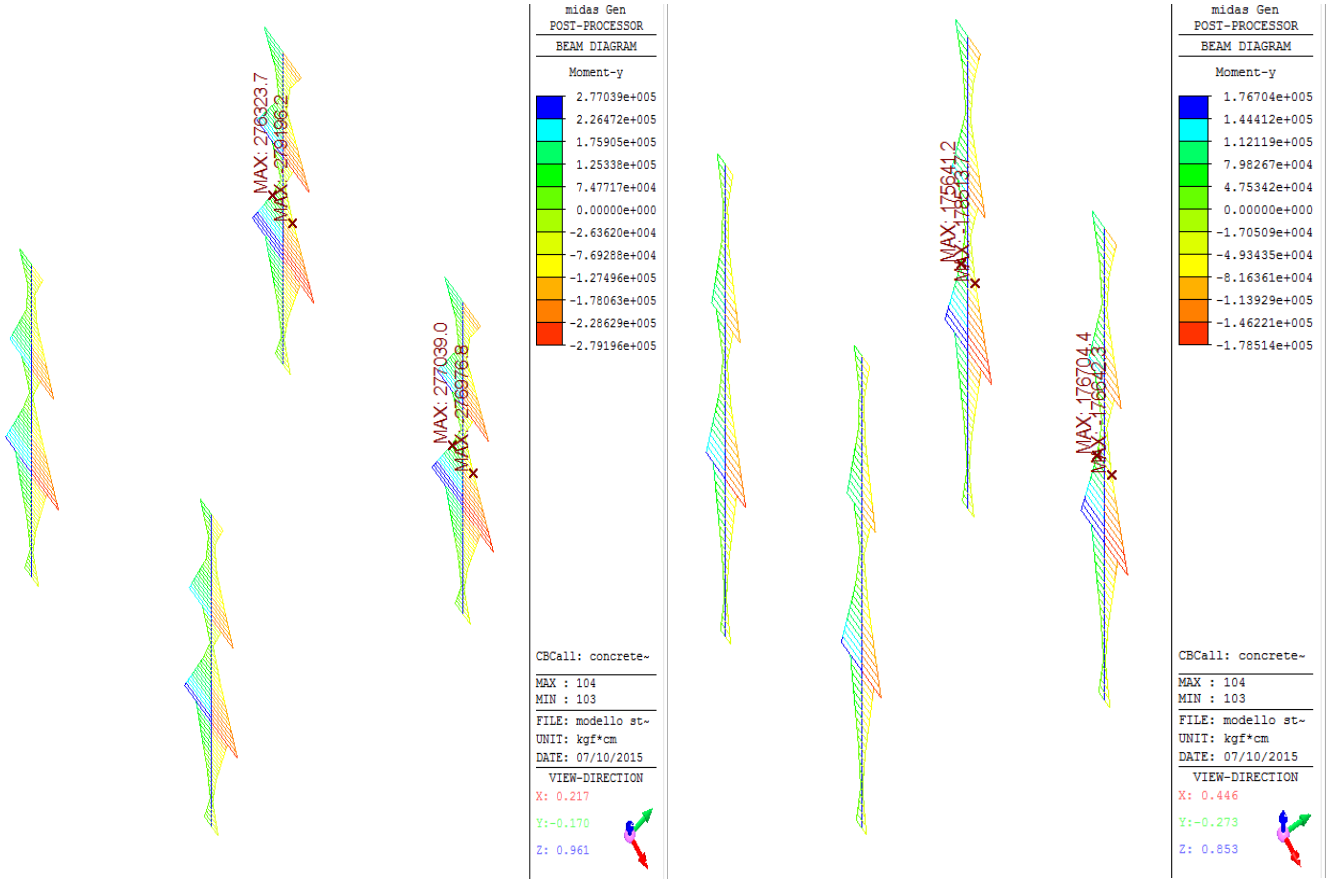
D'altro lato la struttura sottostante in c.a. è interessata dai modi successivi, cioè in particolare dal quarto e dal quinto modo, con masse partecipanti del 30%. Dall'analisi delle relative deformate è possibile osservare che il moto interessa soprattutto le strutture portanti esterne, e in particolare i pilastri d'angolo.
Infine si raggiunge una massa partecipante pari al 100% per le direzioni X e Y considerando 15 modi di vibrare.



Modo di vibrare 1.

Descrizione degli interventi di adeguamento

Come si è accennato, nel caso in esame la scelta del tipo di intervento è limitata dalla necessità di evitare interventi strutturali invasivi nei locali interni abitati.
Se ipotizzassimo di sopraelevare la struttura esistente con una nuova struttura in acciaio in modo "tradizionale", cioè senza l'interposizione del sistema di isolatori, dai diagrammi delle sollecitazioni dei pilastri centrali in c.a. esistenti risulterebbe un momento flettente massimo di circa 28kNm e un taglio di circa 13 kN. Con tali sollecitazioni i pilastri non sarebbero verificati con le attuali Norme Tecniche.

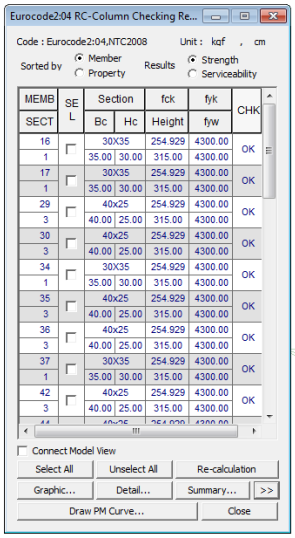


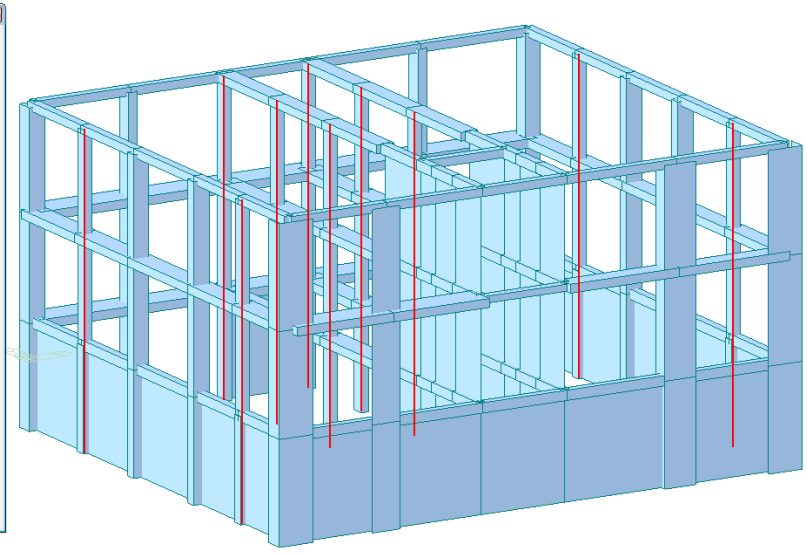
Diagrammi dei momenti flettenti senza isolatori (a sinistra)
e con isolatori (a destra).

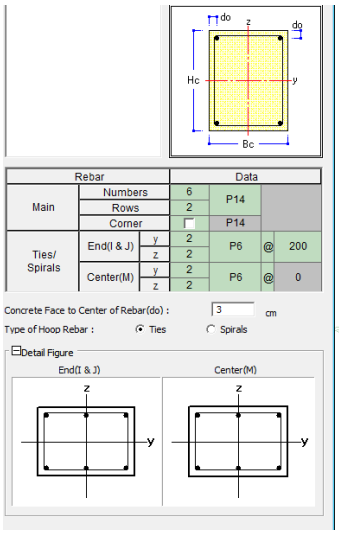
Al contrario considerando il sistema TMD, gli stessi diagrammi forniscono un momento flettente massimo di circa 18kNm e un taglio di circa 8 kN pari a circa il 35% in meno. Con tali sollecitazioni i pilastri centrali risultano verificati ed è pertanto possibile non intervenire su di essi.

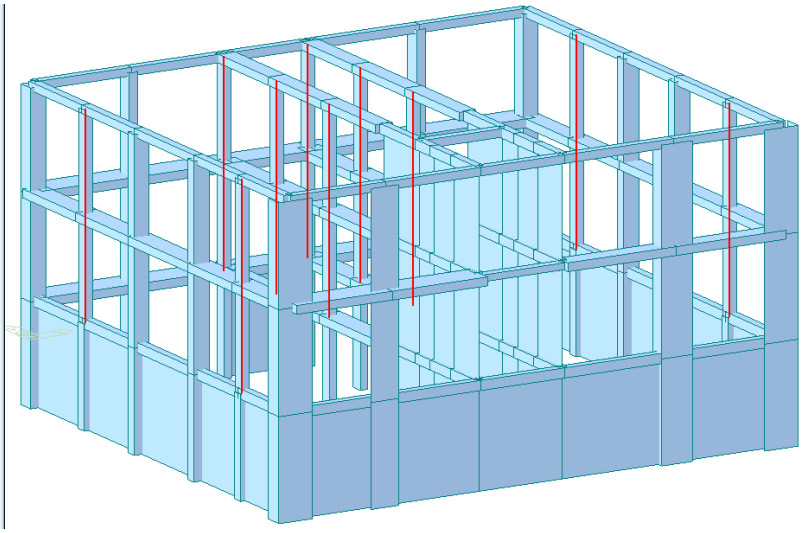
VERIFICHE SLV - pilastri esistenti in c.a. non rinforzati

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









VERIFICHE SLV in termini di deformazione

La verifica degli elementi duttili viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con i rispettivi limiti imposti dalla Circolare C8.7.2.5 della NTC2008.
La capacità deformativa è definita con riferimento alla rotazione ("rotazione rispetto alla corda") della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio L_V = M/V. Tale rotazione è anche pari allo spostamento relativo delle due sezioni diviso per la luce di taglio.
Per accertarsi che la capacità deformativa delle cerniere alle estremità delle colonne in c.a. sia tale da consentire alla struttura di assecondare gli spostamenti richiesti, viene calcolata ad ogni piano, in direzione x ed y, la capacità di rotazione θ_{SD} allo SLV dell'elemento meno duttile; moltiplicandola poi per l'altezza d'interpiano, si ottiene lo spostamento massimo che la struttura è in grado di sopportare a quel piano, sia in direzione x che y, e che va confrontato con lo spostamento massimo a cui è soggetta la struttura allo SLV, in entrambe le direzioni, al medesimo piano (capacità ultima).

Gli spostamenti massimi a cui è soggetta la struttura allo SLV si ricavano dai tabulati dell'analisi modale relativi agli inviluppi SLU. In particolare si fa riferimento agli spostamenti dei nodi di sommità dei pilastri in c.c.a. esistenti.
Si riporta di seguito la **tabella** che riassume il confronto tra gli spostamenti massimi a cui è soggetta la struttura allo SLV e gli spostamenti massimi che la struttura è in grado di sopportare, ad ogni piano ed in entrambe le direzioni.
Gli spostamenti sono riportati in cm.

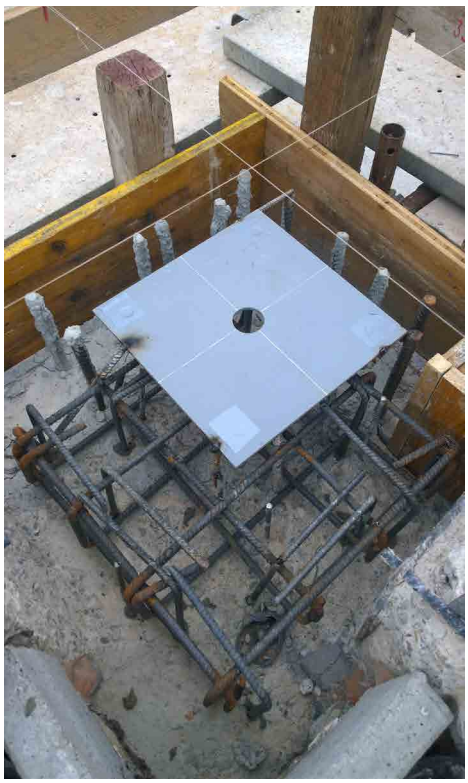
		$\delta_{max,amm}$	δ_{SLV}	$\delta_{max,amm} > \delta_{SLV}$
Primo impalcato	**dir. X**	3,120	0,574	ok
	dir. Y	1,604	0,214	ok
Secondo impalcato	**dir. X**	3,460	1,360	ok
	dir. Y	1,627	0,464	ok

Allo stato di progetto gli spostamenti richiesti risultano quindi compatibili con la corrispondente capacità.

Il cantiere

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

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



Armatura di base dell'isolatore con contropiastra di fissaggio.

L'impalcato metallico poggiato sull'isolatore sismico.

Conclusioni

Abbiamo visto come per questo progetto sia stata elaborata e sviluppata una proposta progettuale innovativa che prevede la realizzazione della sopraelevazione di un nuovo piano mediante l'interposizione di un sistema di isolatori sismici posti alla sommità dell'edificio esistente. L'introduzione di un sistema di protezione passiva così fatto permette di isolare in parte la struttura sottostante esistente riducendo l'accelerazione sismica, e quindi le deformazioni e le sollecitazioni a cui è soggetto l'edificio.

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

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

La struttura metallica della sopraelevazione: fasi di montaggio in cantiere.

Software Utilizzato: **Midas Gen**
cspfea.net/midas-gen

Ing. Alessandro Pazzagli[1]
[1] ing.alessandropazzagli@gmail.com

Analisi di vulnerabilità sismica del fabbricato "Baccelli" dell'Ospedale di Volterra (PI)

Lo studio di seguito descritto è stato condotto nell'ambito della tesi di Laurea Specialistica in Ingegneria delle Costruzioni Civili svolta nel 2011 presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Pisa.
Il fabbricato "Baccelli", edificato tra il 1933 e il 1935, ha subito negli anni una serie di interventi edilizi che ne hanno modificato le caratteristiche costruttive e geometriche determinando l'assetto attuale. Il fabbricato, con struttura portante in muratura, si sviluppa su tre piani fuori terra e con forma planimetrica a C, di lato maggiore 40,35 m e lato minore di 22,25 m. L'altezza complessiva è di 13,95 m con altezze di interpiano di 5,30 m a piano terra e 3,50 m al primo e secondo piano. Attualmente il piano terra ospita il Pronto Soccorso e le connesse attività ambulatoriali, il piano primo è destinato alle attività ambulatoriali pediatriche e all'area di degenza pediatrica ed il piano secondo ospita il centro di riabilitazione motoria.

Figura 1. Pianta architettonica piano terra.

La muratura originaria è una muratura in pietra irregolare con malta di caratteristiche scadenti, mentre le murature di più recente realizzazione sono eseguite in blocchi o mattoni di laterizio. Le informazioni ottenute dall'analisi storica del fabbricato sono state verificate attraverso un rilievo con camera termografica.

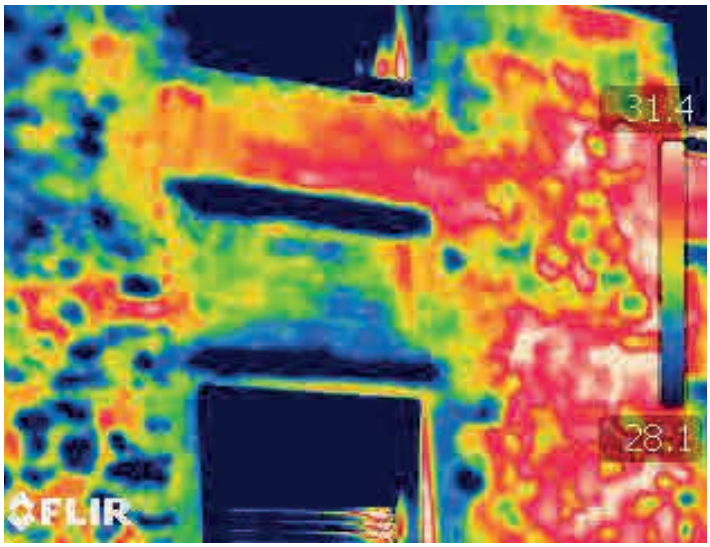


Figura 2. Rilievo con camera termografica dell'edificio.

Le murature originarie esterne sono di spessore 65 cm a piano terra e 55 cm a primo e secondo piano, mentre le pareti originarie interne sono di spessore variabile da 45 cm a 65 cm. I solai di piano sono realizzati in profilati in acciaio e tavelloni, la copertura a falde è realizzata mediante travetti in c.a. appoggiati su pareti interne a nido d'ape e su una muratura perimetrale in mattoni. L'apparato fondale è costituito da fondazione continua a sacco con materiale inerte di scarse qualità meccaniche e con un allargamento di circa 20 cm rispetto allo spessore della muratura soprastante.

Tipologia di muratura	f_m [N/cm^2]	τ_0 [N/cm^2]	E [N/mm^2]	G [N/mm^2]	W [kN/m^3]
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	198	4,15	957	319	19
Muratura in blocchi laterizi semipieni (percentuale foratura < 45%)	400	30,0	4500	1350	12

Tabella 1. Valori dei parametri meccanici e peso specifico medio.

La caratterizzazione meccanica per le murature di nuova realizzazione è stata eseguita secondo quanto riportato al § C8A.2. della Circolare Esplicativa delle NTC2008 per un livello di conoscenza LC1 mentre per la muratura originaria si è proceduto a valutare la qualità della tipologia muraria attraverso il metodo IQM (Indice di Qualità Muraria) proposto dagli autori Borri e De Maria, per un livello di conoscenza LC2. Per i cordoli in cemento armato in condizioni non fessurate è stato assunto un modulo elastico $E = 30000$ N/mm^2 e un coefficiente di Poisson $\nu = 0,2$.

L'azione sismica è stata valutata secondo quanto indicato al § 3.2. delle NTC2008 per una vita nominale V_N pari a 50 anni ed un coefficiente d'uso C_U pari a 2,0 (classe d'uso IV), con un periodo di riferimento V_R per la valutazione dell'azione sismica pari a 100 anni. Lo spettro di risposta inelastico di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali è stato ottenuto per una categoria di sottosuolo C, per una categoria topografica T2 e assumendo un fattore di struttura dell'edificio pari a 3,00 secondo le indicazioni relative agli edifici esistenti in muratura del § C8.7.1.2. della Circolare Esplicativa delle NTC2008.

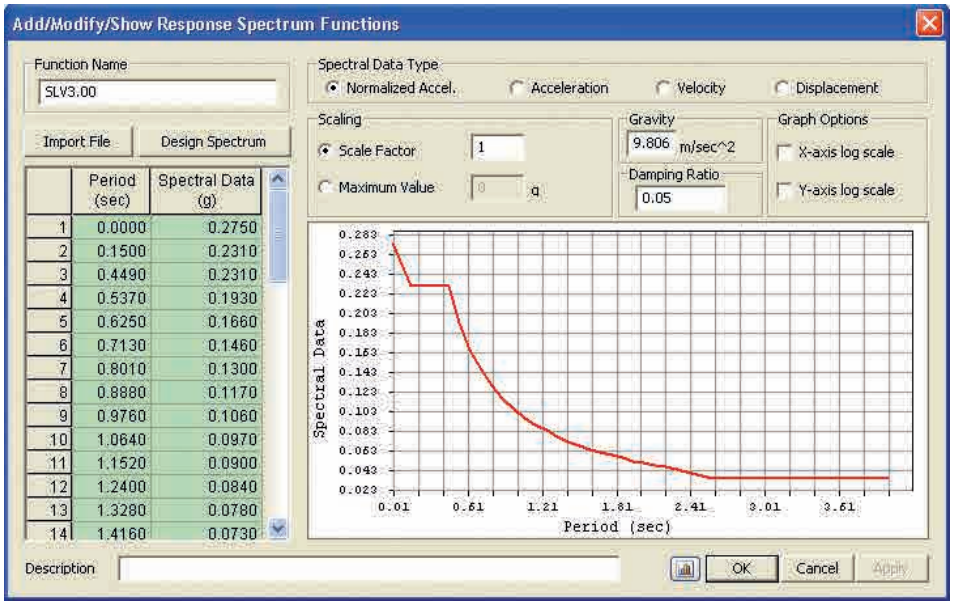


Figura 3. Spettro di risposta inelastico di progetto allo SLV per q = 3,00.

La modellazione della struttura è stata effettuata mediante un modello tridimensionale a telaio equivalente, secondo le ipotesi e formulazioni del metodo SAM (Seismic Analysis of Masonry walls) proposto da G. Magenes e G.M. Calvi, nel quale la parete muraria è idealizzata mediante un telaio costituito da elementi ad asse verticale (maschi murari), elementi ad asse orizzontale (fasce murarie e cordoli) ed elementi nodo.
Il modello è stato implementato nel programma di calcolo Midas Gen. Gli elementi maschio, gli elementi fascia e gli elementi cordolo sono stati modellati come elementi beam deformabili assialmente e a taglio. Gli elementi nodo, supposti infinitamente rigidi e resistenti, sono stati modellati introducendo opportuni link rigidi alle estremità degli elementi maschio, fascia e cordolo. In corrispondenza degli incroci d'angolo e delle intersezioni a T le pareti sono state scomposte in maschi semplici a sezione rettangolare e la continuità fra gli spostamenti verticali dei due muri ortogonali è stata imposta al livello dei solai mediante link rigidi. Gli elementi maschio murario sono stati vincolati alla base mediante incastro perfetto e i solai sono stati considerati infinitamente rigidi nel proprio piano.

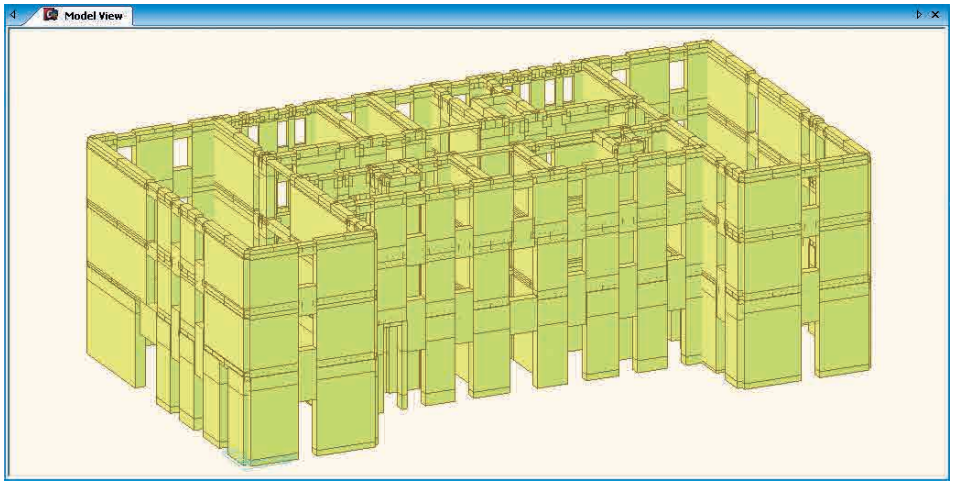


Figura 4. Vista 3D del modello del fabbricato.

La struttura è stata analizzata mediante tre tipi di analisi. In fase preliminare è stata effettuata un'analisi statica lineare della struttura per valutare l'entità delle forze in gioco e come riferimento per le analisi successive. Le forze sismiche sono state valutate considerando le masse concentrate al solo livello di piano, applicando ai tre piani le masse distribuite lungo l'altezza secondo le rispettive aree di competenza.
Successivamente è stata svolta un'analisi dinamica lineare della struttura con varie ipotesi sulla rigidezza degli elementi resistenti in muratura, in modo da schematizzare i livelli raggiunti dalla struttura nell'evoluzione del danneggiamento in seguito ad un evento sismico. In particolare sono state considerate le tre situazioni seguenti:

1. maschi e fasce murarie con rigidezze non fessurate;
2. maschi e fasce murarie con rigidezze fessurate;
3. maschi murari con rigidezze fessurate e fasce murarie ai soli fini traslazionali.

L'analisi modale nei primi due casi analizzati ha evidenziato due modi di vibrare principali della struttura di tipo puramente traslazionale, il primo in direzione X ed il secondo in direzione Y, con percentuale di massa partecipante superiore all'85%, e un terzo modo di tipo rotazionale. Nell'ultimo caso, ottenuto mediante l'inserimento di vincoli interni a cerniera alle fasce murarie, è risultato un primo modo di vibrare della struttura di pura traslazione in direzione X e un secondo e terzo modo caratterizzati da una combinazione di traslazione e rotazione. I periodi propri della costruzione, come prevedibile, sono risultati maggiori all'aumentare della deformabilità del modello.

Mode	Frequency [rad/s]	Period [s]	TRAN-X		TRAN-Y		ROTN-Z	
			Mass(%)	Sum(%)	Mass(%)	Sum(%)	Mass(%)	Sum(%)
1	16,3035	0,3854	86,9546	86,9546	0,0058	0,0058	0,368	0,368
2	19,3393	0,3249	0,0045	86,9591	86,4772	86,483	0,1483	0,5163
3	21,8338	0,2878	0,2229	87,1821	0,0959	86,579	85,8509	86,3671

Tabella 2. Primi tre modi di vibrare dell'analisi modale 1

Mode	Frequency [rad/s]	Period [s]	TRAN-X		TRAN-Y		ROTN-Z	
			Mass(%)	Sum(%)	Mass(%)	Sum(%)	Mass(%)	Sum(%)
1	11,5287	0,545	86,955	86,955	0,0058	0,0058	0,3679	0,3679
2	13,6754	0,4595	0,0045	86,9595	86,4779	86,4837	0,1479	0,5158
3	15,4393	0,407	0,2228	87,1823	0,0956	86,5793	85,8516	86,3674

Tabella 3. Primi tre modi di vibrare dell'analisi modale 2

Mode	Frequency [rad/s]	Period [s]	TRAN-X		TRAN-Y		ROTN-Z	
			Mass(%)	Sum(%)	Mass(%)	Sum(%)	Mass(%)	Sum(%)
1	6,1394	1,0234	75,3317	75,3317	0,0928	0,0928	0,3028	0,3028
2	11,2605	0,558	0,2642	75,5960	50,4690	50,5618	29,7918	30,0946
3	12,0811	0,5201	0,0099	75,6058	31,9963	82,5581	49,8248	79,9194

Tabella 4. Primi tre modi di vibrare dell'analisi modale 3

L'analisi sismica (Response Spectrum Analysis) è stata effettuata considerando tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi con massa partecipante totale superiore all'85%. La combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è stata eseguita mediante la combinazione quadratica completa (Complete Quadratic Combination o CQC) con uno smorzamento viscoso convenzionale dei modi pari al 5%. La verifica di resistenza è stata eseguita per i soli maschi murari verificando le modalità di collasso previste delle NTC2008: pressoflessione nel piano, taglio nel piano e pressoflessione fuori piano.
Infine la struttura è stata analizzata mediante un'analisi statica non lineare (push-over), con non linearità della struttura introdotte mediante elementi cerniera con comportamento anelastico. Il comportamento degli elementi in muratura è stato ipotizzato elasto-plastico con limite in deformazione (elasto-plastico-fragile). Gli elementi in muratura sono stati quindi descritti con un comportamento lineare elastico fino al verificarsi di uno dei possibili criteri di rottura (taglio e pressoflessione) e con un limite di deformazione, definito secondo quanto indicato nelle NTC2008, pari allo 0,4 % dell'altezza del pannello, nel caso di rottura per taglio, e pari a 0,6 %, nel caso di rottura per pressoflessione. Per l'elemento cordolo è stato ipotizzato invece un comportamento lineare elastico indefinito. Tale analisi è stata svolta nell'ipotesi di maschi e fasce murarie con rigidezze fessurate.

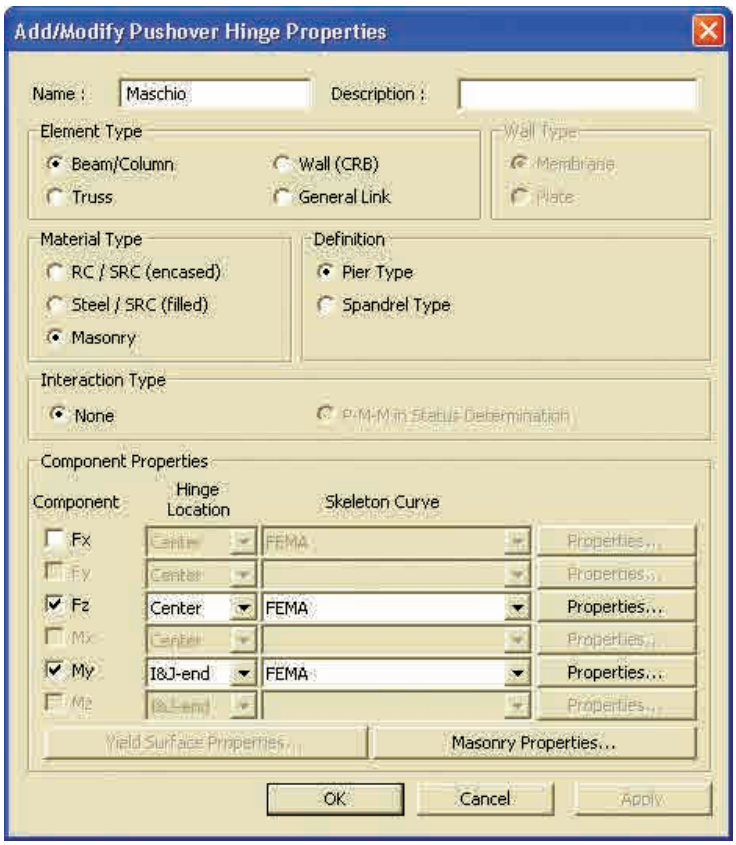


Figura 5. Definizione delle cerniere plastiche.

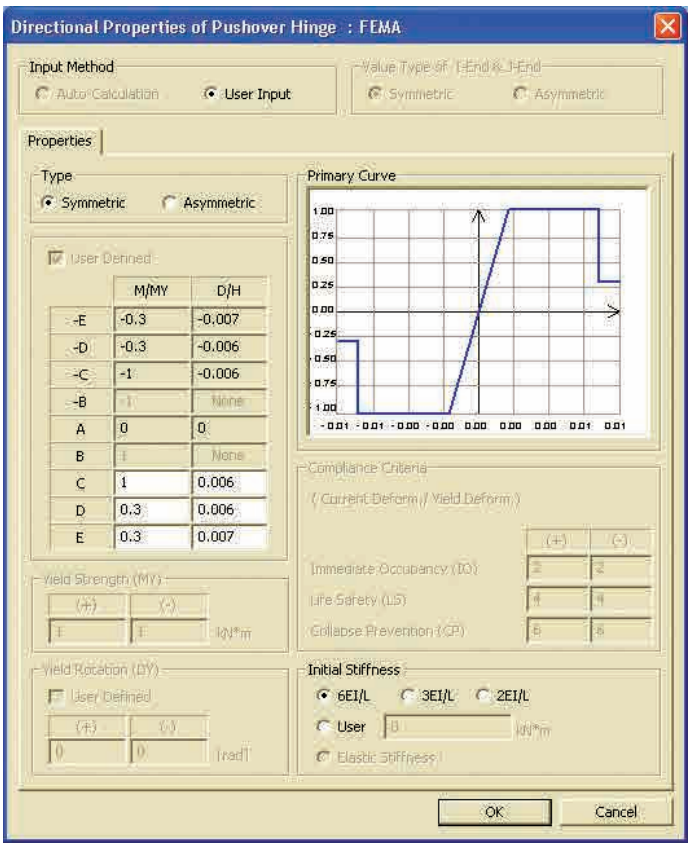


Figura 6. Cerniera plastica a flessione.

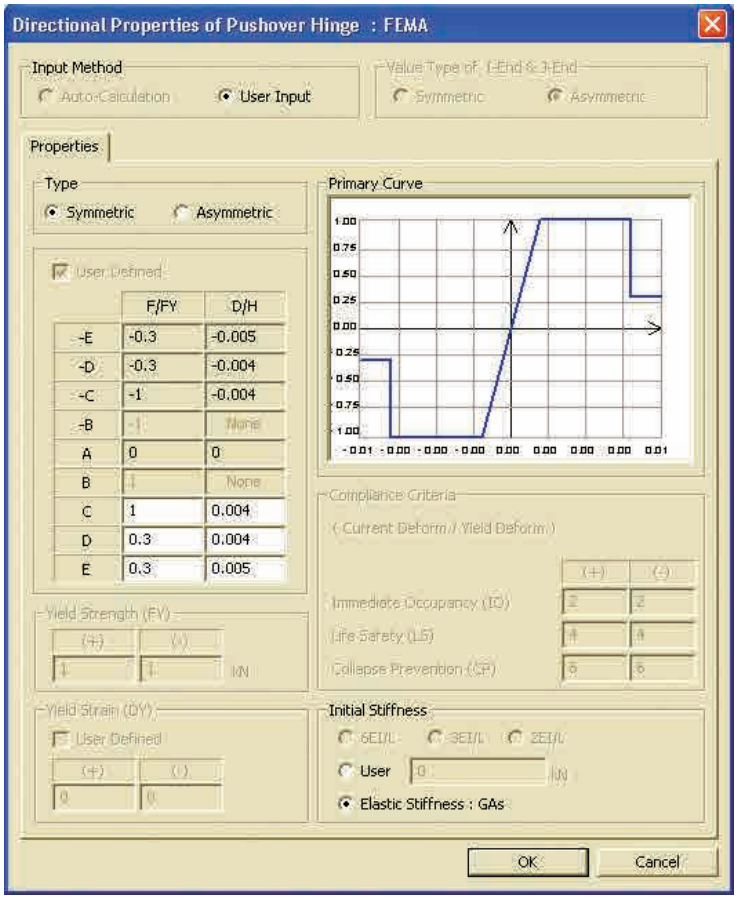


Figura 7. Cerniera plastica a taglio.

Seguendo le indicazioni riportate al § 7.3.4.1 delle NTC2008 sono state assegnate alla costruzione le due distribuzioni seguenti:

1. distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare (prima distribuzione del Gruppo 1);
2. distribuzione di forze proporzionali alle masse (prima distribuzione del Gruppo 2).

I due sistemi di forze sono stati applicati secondo le due direzioni principali e in entrambi i possibili versi per ciascuna direzione. Sono state pertanto eseguite complessivamente otto analisi push-over, quattro in direzione X e quattro in direzione Y.

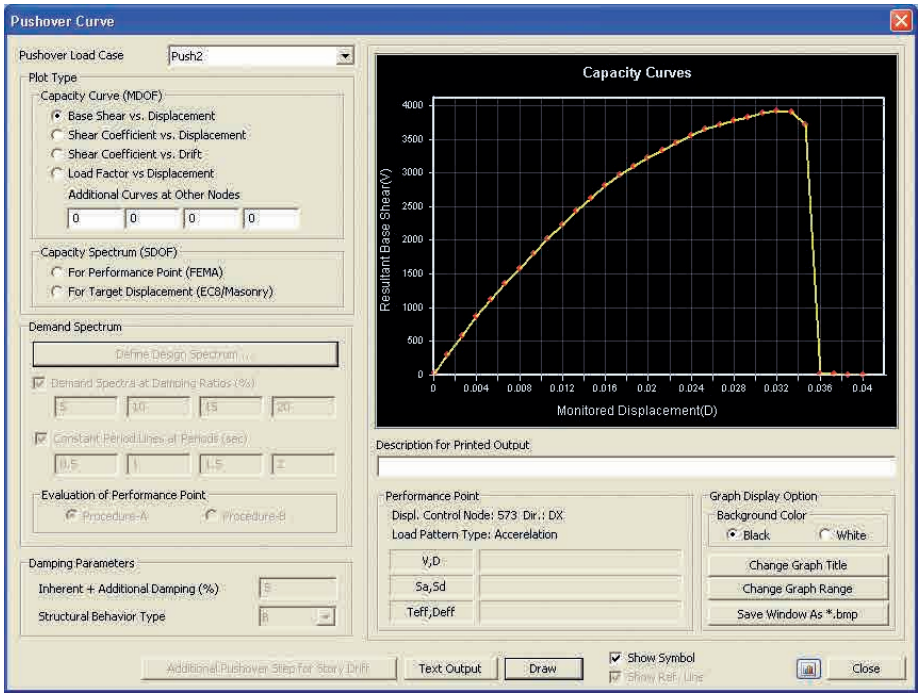


Figura 8. Curva taglio alla base – spostamento orizzontale per analisi Push-over 2.

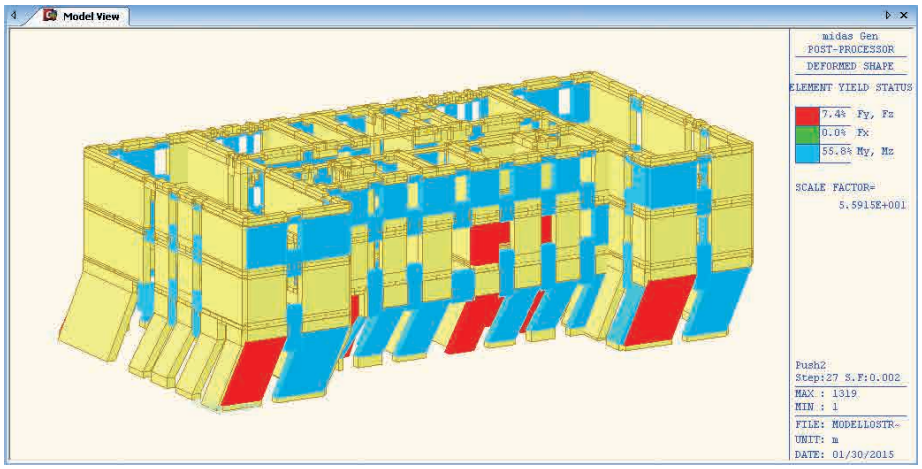


Figura 9. Vista 3D del modello del fabbricato per analisi Push-over 2.

La verifica di sicurezza, eseguita nei confronti dello stato limite ultimo SLV, è stata effettuata in termini di verifica globale in spostamento, verificando che la capacità di spostamento ultimo della costruzione d_u risulti maggiore della domanda di spostamento d_{max}.

	d_{max} [m]	d_u [m]	V/NV	q^*	V/NV
1. Push 1X+	0,091	0,043	NV	3,80	NV
2. Push 2X+	0,077	0,035	NV	3,68	NV
3. Push 1Y+	0,057	0,028	NV	2,79	V
4. Push 2Y+	0,049	0,024	NV	3,00	V
5. Push 1X-	0,089	0,048	NV	3,63	NV
6. Push 2X-	0,076	0,036	NV	3,51	NV
7. Push 1Y-	0,059	0,032	NV	2,61	V
8. Push 2Y-	0,051	0,025	NV	2,79	V

Tabella 5. Sintesi delle verifiche di sicurezza dell'analisi statica non lineare

Le analisi svolte allo Stato Limite di salvaguardia della Vita, in ambito lineare e non lineare, hanno evidenziato una risposta globale dell'edificio insufficiente nei confronti dell'azione sismica di progetto. Pertanto, in primo luogo, è stata valutata l'azione sismica di progetto che l'edificio nelle condizioni attuali è in grado di assorbire e del relativo indice di rischio. Per analisi statica non lineare l'indice di rischio della struttura, valutato secondo la formulazione fornita dall'OPCM 3728, risulta pari a:

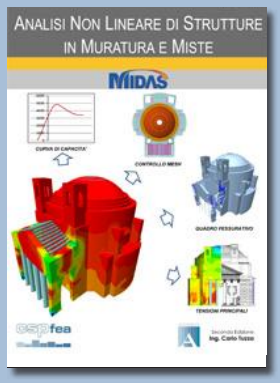
$$R_{CD} = \left(\frac{T_{R,C}}{T_{R,D}}\right)^{0,41} = \left(\frac{103}{949}\right)^{0,41} = 0,40$$

È risultato evidente che le verifiche eseguite e i risultati ottenuti sono strettamente legati alle ipotesi iniziali sui parametri meccanici della muratura. Per valutare l'influenza di tali parametri nelle verifiche di sicurezza, l'edificio è stato successivamente analizzato, mediante analisi dinamica lineare e analisi statica non lineare, al variare dei parametri meccanici della muratura. Le varie analisi e le successive verifiche hanno consentito di individuare un legame tra parametri meccanici della muratura e azione sismica di progetto limite per l'edificio. Per il livello di conoscenza attuale LC2, è emerso che un incremento delle caratteristiche meccaniche, determinerà un miglioramento della risposta globale dell'edificio senza però raggiungere il livello di sicurezza richiesto per strutture ad uso ospedaliero. In particolare risulta che per un incremento della resistenza a compressione di circa tre volte, si potrà raggiungere un'azione sismica con tempo di ritorno massimo pari a *TR = 320* anni, comunque inferiore al valore richiesto di *TR = 949* anni. Infine sono stati ipotizzati alcuni interventi di consolidamento del materiale, accompagnati anche da una campagna di prove sperimentali sulla muratura per una caratterizzazione migliore del materiale e per raggiungere un livello di conoscenza LC3. Le analisi e le considerazioni svolte hanno dimostrato che l'edificio, secondo le attuali norme, presenta criticità per la funzione ospedaliera svolta fino a questo momento, anche con possibili interventi di consolidamento del materiale.

Altri approfondimenti nella nostra libreria

Vulnerabilità sismica di strutture esistenti

Documento che affronta il tema della modellazione strutturale per la valutazione della vulnerabilità sismica mediante i lavori condotti tra alcuni dei migliori progettisti italiani.



Analisi non lineare di strutture in muratura e miste

Documento che affronta il tema delle analisi non lineari di strutture e murature miste con teoria e pratica con i software Midas principali per questa problematica.

Abbonamento a 4 numeri di Structural Modeling

Scopri questi ed altri documenti ...

cspfea.net/shop

CSPFEA ENGINEERING SOLUTIONS

Soluzioni software per il Plant Engineering

CSPFea partner in Design Process Innovation

CSPFea offre **soluzioni software CAE** per il design di impiantistica civile e industriale grazie a soluzioni software, servizi di assistenza ed affiancamento.
Il portfolio di servizi e software offerti alle Aziende copre le fasi di **detailing engineering** e **mechanical engineering** di impianti e si integra con soluzioni IT di **Project Management** e **PLM**.
I nostri clienti sono le aziende che operano nel Progetto, Costruzione, Commissioning e Avviamento di: **impianti chimici, dissalamento, oil&gas, energia** (termoelettrico, NPP, renewable, hydro), **ambiente e trattamento rifiuti, manifatturiero, building** (facciate, vetro, storage, tensostrutture).
CSPFea opera in tempi e modi "industriali" congruenti, cioè con i programmi temporali delle forniture e secondo le esigenze di un rigoroso controllo dei costi per il cliente.

I Prodotti Software

Forniamo applicazioni software, sviluppate dalle più qualificate Software House internazionali, per il design process:

- **Plot plan**: sviluppo modelli 3D e dialogo con i software di simulazione numerica per giungere al *sizing, detailing, drafting* e *reporting*: il cliente che sviluppa diagrammi di *Piping and Instrument* o draft con altri strumenti CAD, ottimizza, con i nostri software, il flusso di lavoro di ingegnerizzazione del prodotto;
- **Mechanical engineering**: software di *stress analysis, analisi termica, analisi a fatica, statica, dinamica* e *sismica*, su suoli di fondazione, fondazioni, structural steel and concrete, considerando l'interazione effettiva con il *rigging* e gli *equipments* previsti dal *process design*;
- **Detail engineering**: software di dimensionamento di componenti strutturali per permettere la qualificazione e validazione secondo le più diffuse *normative internazionali* e i *Local Code* previsti o quelli richiesti dall'owner;
- **Project data management**: gestione ottimizzata del processo di *design and construction*, degli elaborati grafici e dei documenti, delle procedure e della corrispondenza, secondo le regole previste dal contratti, specie in caso di *turn-key*, o le regole previste da Local Codes quali le BS PAS 1192 (alla base della procedura BIM in rapida diffusione nel mondo delle costruzioni sia building che infrastructure)..

Il Support Service

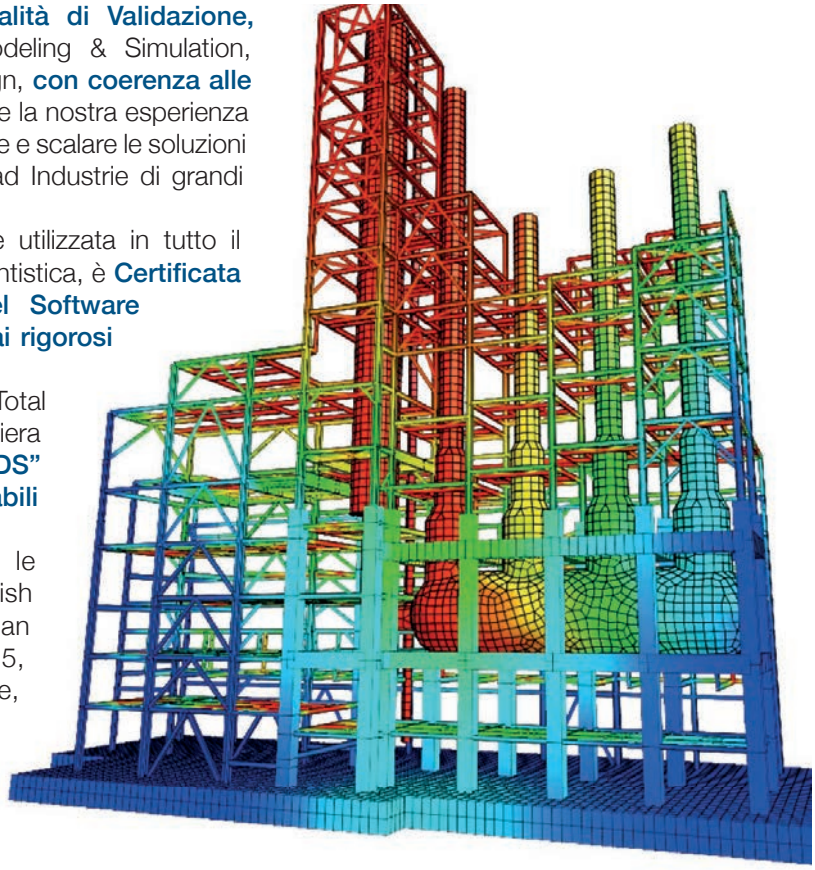
Dieci anni di esperienza per offrire ai nostri clienti:

- formazione all'uso del software, mediante corsi presso il cliente o presso le nostre sedi di Padova e Roma con crediti CFP;
- formazione teorico-pratica, mediante corsi relativi all'approccio numerico, al Modeling & Simulation, al Check & Design, alla Verification & Validation, tenuti da selezionati Professori universitari e tecnici esperti delle singole discipline;
- assistenza all'uso del software, mediante supporto hotline dell'help desk di CSPFea;
- affiancamento nelle fasi di modellazione, simulazione, interpretazione dei risultati per progetti specifici che il cliente deve affrontare, specialmente in casi che escono dall'ordinario know-how specifico del cliente.

Analisi strutturale e design: qualità e certificazione

I software MIDAS, distribuiti in esclusiva da CSPFea, garantiscono interoperabilità, apertura agli standard IT, **Qualità di Validazione, semplicità ed accuratezza** delle fasi di Modeling & Simulation, **efficienza e velocità** nelle fasi di Check & Design, **con coerenza alle procedure PLM e BIM**. Continuiamo ad ampliare la nostra esperienza alle discipline più varie e siamo in grado di calibrare e scalare le soluzioni software di Engineering Companies, PMI, fino ad Industrie di grandi dimensioni.

MIDAS Plant, Analysis and Design, largamente utilizzata in tutto il mondo per l'ingegneria strutturale civile ed impiantistica, è **Certificata dalle procedure di Qualità nell'ambito del Software Development (ISO 9001, 14001) e Validata dai rigorosi test numerici NAFEMS**.



La piattaforma software è una vera e propria Total Solution System che può essere installata in maniera scalabile grazie alla **soluzione on-demand "MODS" che ottimizza i costi e i processi utilizzabili contemporaneamente**.

Design & Check di strutture considerando le prescrizioni di Eurocodice 2, 3, 7, 8, British Standard, ACI, ASCE, IBC e UBC, SNIP, Indian Standard, Canadian CSA S6, China JTJ 025, Taiwan TWN BRG, Korea KSCE, Singapore, Colombia NSR-10, etc.

La soluzione MIDAS Plant è appositamente studiata per le esigenze dei Technical Office delle Aziende per le quali l'analisi strutturale entra in gioco a valle del Process Design e richiede numerose varianti e adattamenti della struttura durante l'iter progettuale.

Spesso la struttura portante richiede certificazioni circa i carichi statici, neve e vento, azioni sismiche e dinamiche in genere in conformità ai Local Code e necessita di una rapida produzione di deliverables per il montaggio e di interagire con i CAD industry standard per la documentazione As Built. Questi obiettivi sono rapidamente e facilmente raggiungibili con i software MIDAS.

Discipline industriali

I software MIDAS possono modellare fondazioni, strutture, equipments e riggings, possono analizzare sismicamente e staticamente il modello e possono dimensionare e verificare i members nelle seguenti tipologie di services:

- Steel plant, Stabilimenti chimici, petrolchimici, raffinerie
- Nuclear Power Plant
- Waste Management Plant
- Centrali elettriche, termoelettriche e idroelettriche
- Dighe e sbarramenti
- Costruzioni "off-shore" quali platforms, moli, pontili, torri d'ormeggio
- Costruzioni "Terra", sia impianti che condotte
- Serbatoi, vasche, tank
- Torri per processi di reforming, reactors, trattamento fumi
- Impianti di dissalazione, trattamento acque
- Coperture civili e industriali
- Ponti stradali, ferroviari e passerelle realizzati in acciaio, calcestruzzo e misti
- Vessels, flanges, joints, gru e carri ponte
- Impianti di TLC quali antenne, Radar, dishes fino a telescopi
- Seismic and structural retrofitting
- Analisi delle Construction Stages & Sequences di qualsiasi tipo di struttura
- Fondazioni e Soil-Structure Interaction.

Per maggiori informazioni: tel. +39 0429602404 oppure mail: info@cspfea.net

Il comportamento dinamico del mammut nella Fortezza Spagnola, L'Aquila

Filippo Casarin

Expin, spin-off
dell'Università di Padova

Software Utilizzato: **Midas Fea**
cspfea.net/midas-fea

Introduzione

Nell'ambito dei lavori di restauro del Mammuthus meridionalis a L'Aquila, finanziati dalla Guardia di Finanza e sotto la guida della Direzione Regionale per i beni culturali e paesaggistici dell'Abruzzo, è stato creato un team multidisciplinare composto da specialisti in diversi campi (paleontologia, restauro, geologia, ingegneria), contemplando così tutti gli aspetti rilevanti del restauro del reperto.

Una parte rilevante delle attività ha interessato lo studio della struttura portante metallica, ed, in particolare, la sua stabilità strutturale. Il mammut, infatti, è situato in una zona sismica, ed è sopravvissuto – sebbene con qualche sofferenza - alla fortissima scossa di terremoto del 2009 a L'Aquila, che ha provocato gravi danni alla città e alle zone circostanti.

I lavori di restauro

Figura 1. Il Mammuthus Meridionalis a L'Aquila durante i lavori di restauro.

Le attività di restauro sono iniziate alla fine di ottobre del 2013, con la pulizia preliminare degli elementi ossei. Lo scheletro presentava molte lesioni lungo le ossa più fragili, molto probabilmente causate o aggravatesi in seguito al terremoto del 2009. Il restauro si è concluso nel 2015.

La struttura portante è costituita da un telaio in ferro, modellato negli anni '50 da maestranze locali, e può essere suddivisa in "primaria" (supporti delle gambe, tubi cavi di sostegno della colonna vertebrale, palo di sostegno del cranio) ed elementi "secondari" (ganci che collegano le ossa agli elementi primari).

Le indagini in sito, consistite nell'identificazione dinamica ambientale della struttura telaio-ossa, hanno evidenziato la grande deformabilità del telaio in metallo, con periodi principali nell'ordine degli 1,8 – 1,3 s. Risultava infatti possibile spostare manualmente l'intero telaio di supporto nella direzione trasversale di diversi centimetri praticamente senza sforzo, rendendosi fisicamente conto che questa risulta la forma predominante nel comportamento dinamico.

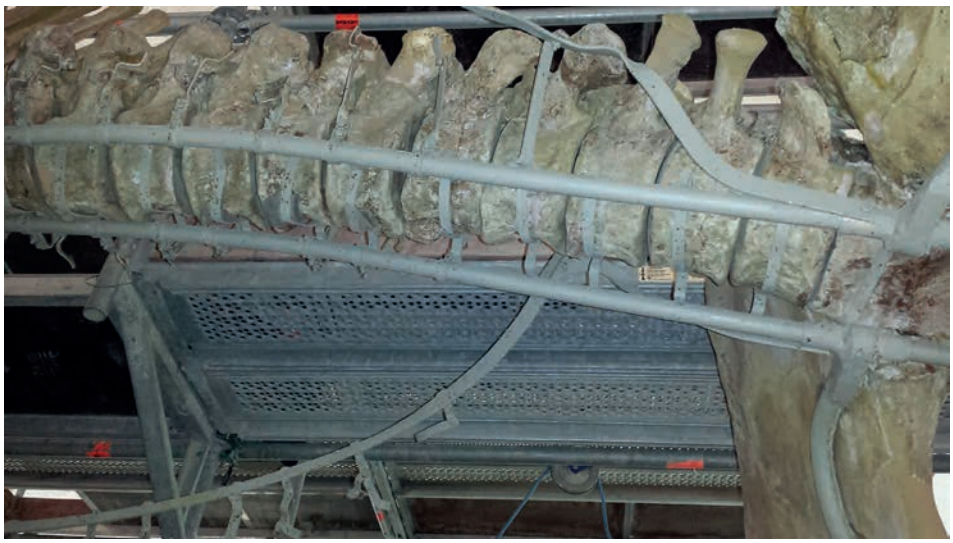


Figura 2. Particolare del telaio portante delle ossa del mammut in ferro.

3. Modello FEM del mammut

Il modello globale del mammut è stato realizzato utilizzando il modello geometrico 3-D ottenuto con la tecnica laser scanner. Gli elementi geometrici di "guscio" provenienti dal rilievo geometrico sono stati convertiti in elementi finiti del tipo plate, i quali sono stati "meshati" in maniera automatica per poter ottenere una maglia più precisa e regolare. La struttura così definita è stata corretta manualmente per eliminare tutti i difetti di forma (facce sovrapposte, facce multiple, ecc.) rendendo il modello idoneo ad essere trasformato in una mesh solida.
La successiva ridefinizione della maglia ad Elementi Finiti ha permesso di trasformare gli elementi plate bidimensionali in elementi solidi tetraedrici riempendo in maniera automatica le cavità all'interno del modello in modo da renderlo a tutti gli effetti un modello solido tridimensionale (**Figura 3**).

Si è successivamente modellato manualmente il telaio in acciaio di supporto, utilizzando elementi monodimensionali di tipo beam. Il modello del telaio è stato concepito come una struttura indipendente da quella del mammut, collegata in maniera puntuale con degli elementi beam distribuiti lungo il telaio (**Figura 4**). Questa strategia di modellazione è stata funzionale al corretto trasferimento dell'intero peso delle ossa al telaio.

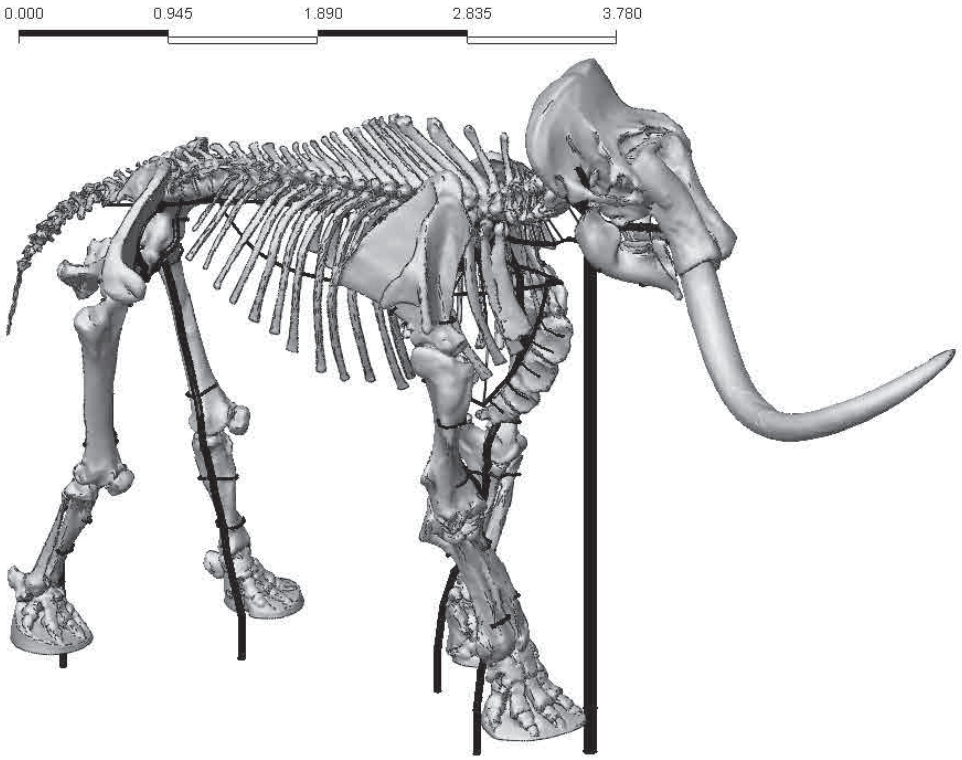


Figura 3. Il modello a elementi finiti delle Mammuthus Meridionalis.

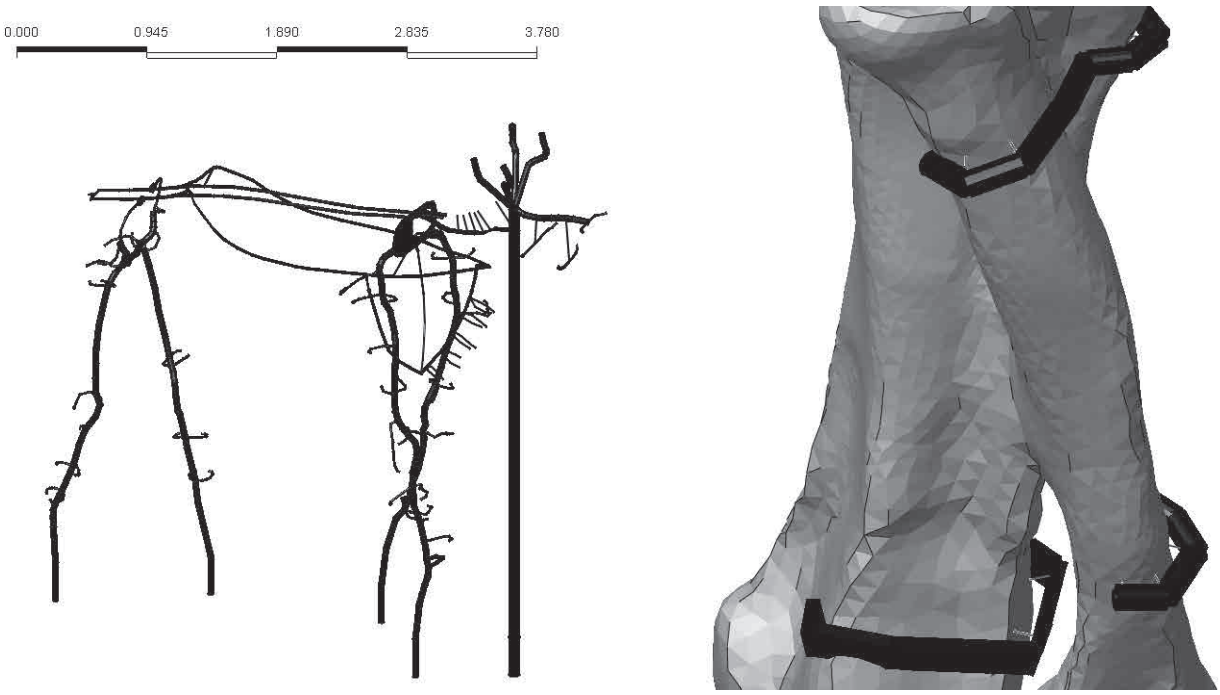


Figura 4. Il modello FEM della struttura metallica portante del mammut.

3.1 Caratteristiche dei materiali

La conoscenza del peso del cranio ha indotto ad utilizzare per le ossa le seguenti proprietà:
- Densità di massa: 13'000 N/m3

Per quanto riguarda il modulo elastico, si è utilizzato un valore relativamente basso (Modulo Elastico = 2.58e+008 N/m2) in quanto una minore rigidezza dello scheletro permette al telaio di ricevere tutta la massa derivante dalla struttura ossea del mammut, mantenendo tuttavia questa una certa consistenza. Per la struttura in acciaio del telaio si è utilizzato un acciaio del tipo S235.

3.2 Calibrazione del modello

Il modello FEM è stato calibrato sui risultati delle prove dinamiche. Sono stati acquisiti quattro/cinque setup, impiegando da 8 a 12 accelerometri piezoelettrici ad alta risoluzione fissati a diversi livelli del telaio (Figura 5). Le prove di identificazione dinamica hanno chiaramente individuato le prime due frequenze (0.56 Hz, 0.75Hz), che rappresentano i primi modi di vibrare nelle direzioni trasversale e longitudinale.

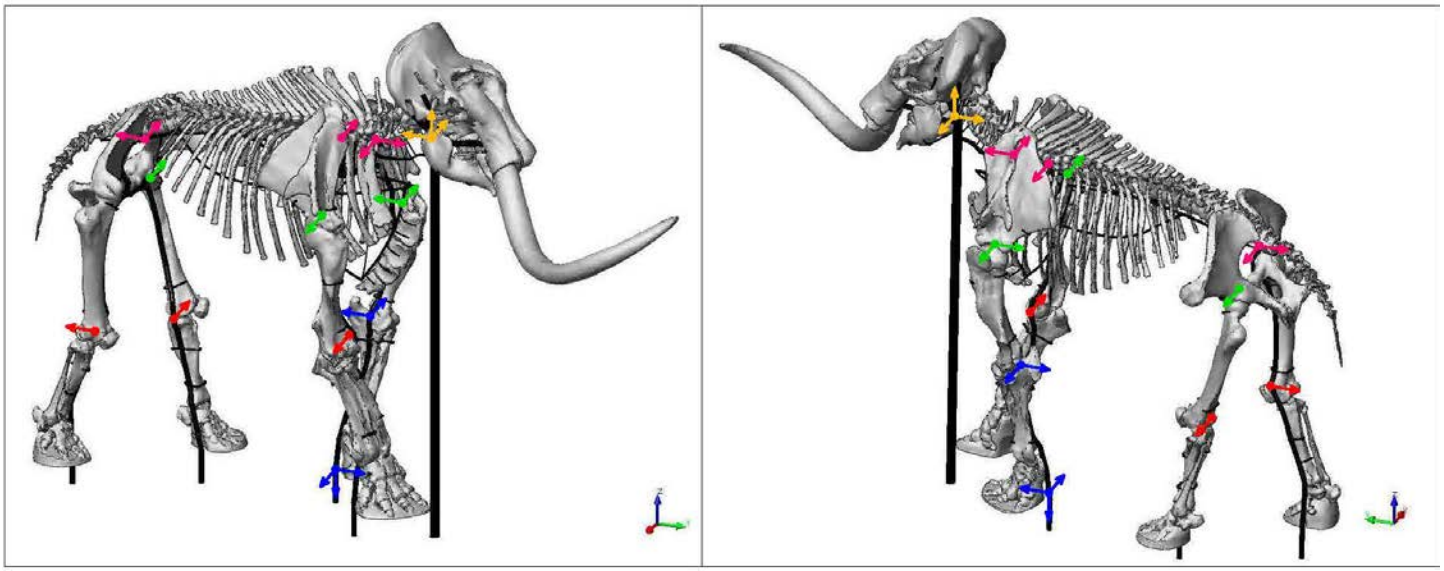
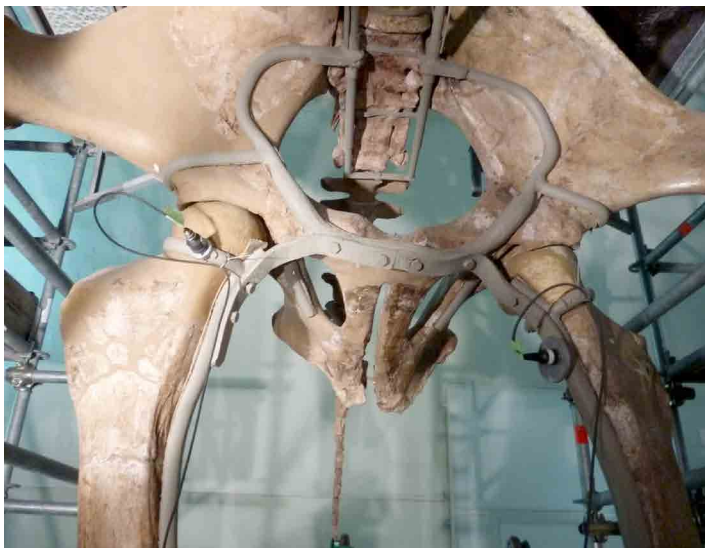


Figura 5a, b, c (b e c in pagina seguente. Punti di applicazione e vista di alcuni dei sensori di accelerazione.



3.3 Risultati delle analisi strutturali

3.3.1 Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare del peso proprio è stata effettuata al fine di valutare l'entità delle sollecitazioni negli elementi del telaio metallico. L'unica forza agente considerata per quest'analisi è stata la gravità.
Analizzando gli sforzi assiali degli elementi beam del telaio risulta evidente come la parte maggiormente sollecitata siano i piedritti della struttura (supporti delle zampe) che scaricano a terra l'intero peso.
Si nota inoltre che lo scheletro del mammut non risulta sottoposto a tensioni evidenti (se non in alcuni punti di giunzione dovuti a singolarità del modello) e ciò indica che le tensioni vengono correttamente trasferite al telaio in acciaio.
Le sollecitazioni massime – misurate sotto il cranio – risultano di circa 40 N/mm2. Le forze assiali sugli elementi del telaio sono rappresentate in Figura 6.

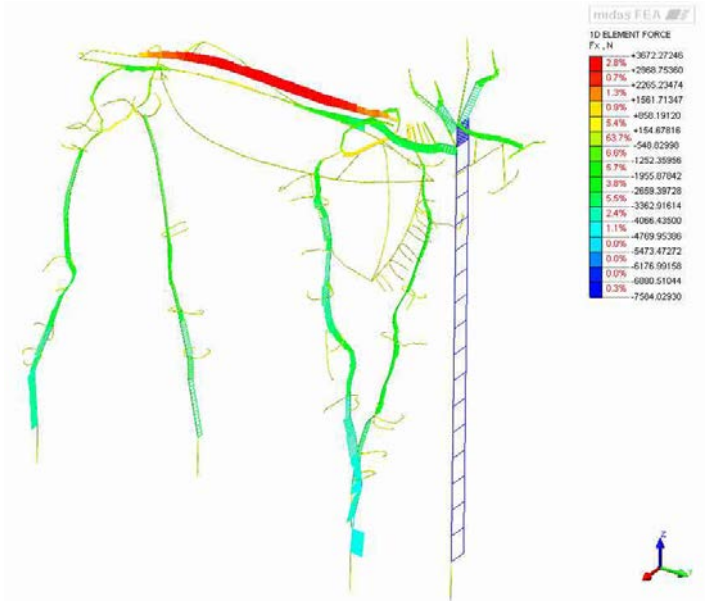


Figura 6.

3.3.2 Analisi modale

L'analisi delle frequenze indica la presenza di modi globali ben definiti. Ai primi cinque modi di vibrare corrisponde una massa partecipante pari al 84.5% in direzione x, ovvero la direzione trasversale al mammut, e 82.9% in direzione y, ovvero in direzione longitudinale (Tabella 2, Figura 7).

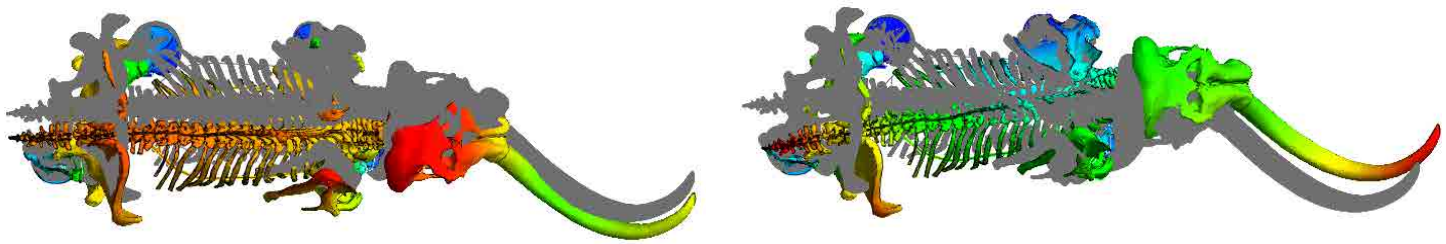


Figura 7. Forme modali dei primi due modi di vibrare (in grigio la sagoma indeformata).

Mode nr.	Frequency (Hz)	Mass X (%)	Mass Y (%)
1st mode	0.547	84.2	0.76
2nd mode	0.793	0.55	35.56
3rd mode	1.036	0.20	46.56
4th mode	2.060	0.01	0.00
5th mode	2.399	0.00	0.05

Tabella 1. Frequenze e massa partecipante relativa alle 5 forme modali calcolate.

3.3.3 Analisi spettrale

L'analisi spettrale è stata effettuata utilizzando due spettri di risposta elastici reali che derivano dalle elaborazioni (effettuate con uno smorzamento del 5%) delle misurazioni effettuate dalla stazione sismica INGV, nominata AQU, in concomitanza dell'evento sismico del 6 Aprile 2009 delle ore 01:32 [1].
I due spettri, nelle direzioni ortogonali Nord-Sud ed Est-Ovest, sono stati combinati assieme all'azione del peso proprio (analisi statica lineare) per poter simulare l'evento sismico del 6 Aprile 2009 e verificare gli elementi del telaio maggiormente sollecitati.
Emerge che la grande deformabilità della struttura - corrispondente ad una bassa rigidezza d'assieme - ha permesso al telaio una "libertà di movimento" tale da attenuare la forzante orizzontale del sisma, che conteneva picchi nello spettro di risposta di circa 0.8 g alla frequenza di 10 Hz e una PGA misurata di 0.31 g.
Pertanto, l'analisi sismica indica che le sezioni in acciaio delle zampe risultano generalmente verificate, stanti le relativamente modeste forze inerziali agenti. Per quanto riguarda il palo di sostegno del cranio, invece, la sezione non risulta verificata alla combinazione delle sollecitazioni derivanti dai momenti flettenti e sforzo assiale (Figura 8a), secondo la Normativa Italiana [2].
Inoltre, i rilevanti spostamenti sismici del telaio e dello scheletro emersi dalle analisi (Figura 8b), nell'intervallo di 0.2 m o più nella direzione trasversale, e indirettamente testimoniati dopo il terremoto del 2009, possono effettivamente risultare nocivi alle esigenze di conservazione del bene.

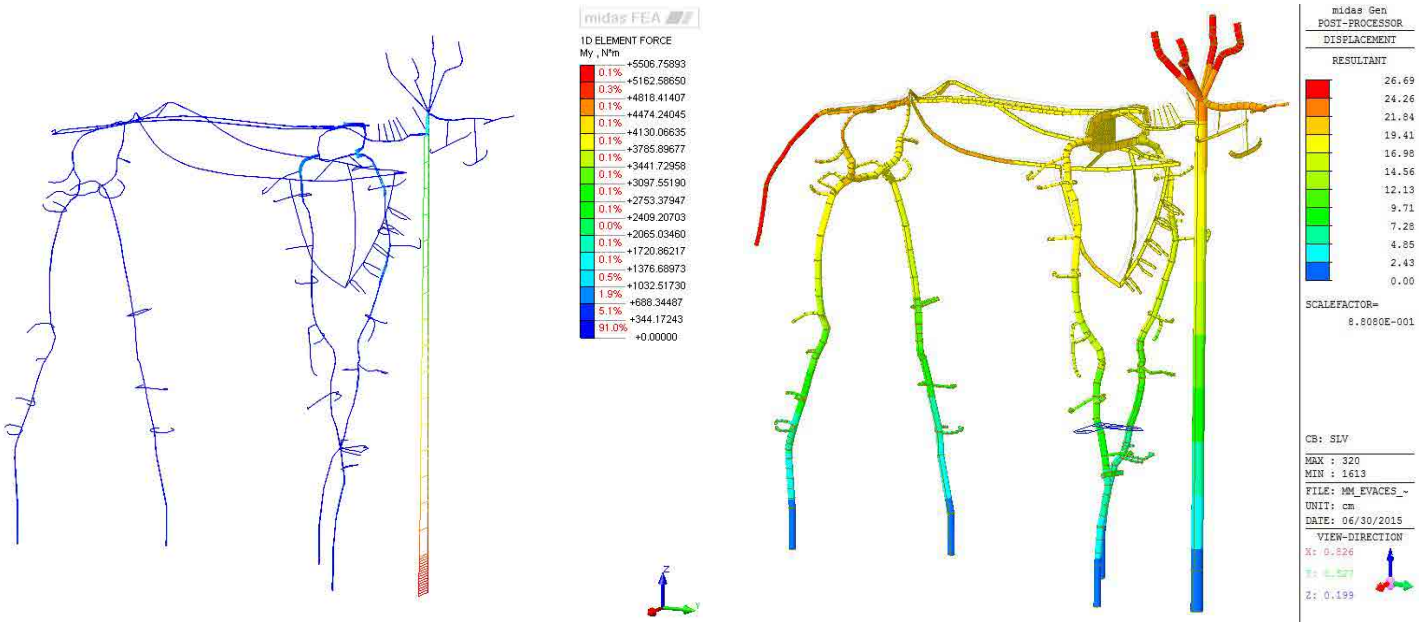


Figura 8a-b. Effetti del terremoto del 6 aprile 2009 sul telaio di supporto: a) di piegatura in direzione trasversale; b) spostamenti XYZ.

4. Proposta per l'isolamento sismico del mammut

Le attività svolte hanno permesso di identificare il comportamento statico e sismico della struttura di supporto, mostrando la sua resistenza nei confronti di un terremoto rilevante, scontando tuttavia notevoli spostamenti relativi. Le attività di cantiere si sono concluse con il restauro dello scheletro ed alcune modifiche di forma non sostanziali al telaio di supporto, per ragioni posturali. È stato successivamente simulato l'isolamento sismico alla base della struttura metallica di supporto.

4.1. Simulazione FEM con isolamento sismico alla base

Il telaio è stato irrigidito alla base per mezzo di una griglia di travi in acciaio HEB200, e un collegamento completo è stato garantito tra questa e la struttura originaria di supporto, non modificata (Figura 9). Come supporti, utilizzando un approccio semplificato, sono state introdotte molle lineari sotto il telaio in acciaio nelle direzioni XY, per simulare i dispositivi di isolamento e supporti fissi verticali per la direzione Z. Considerata la diversa localizzazione delle masse nel modello, molle più rigide sono state poste sotto il palo di sostegno del cranio, per evitare modi torsionali. I valori di rigidezza di 50 e 28 N/cm

sono stati impiegati rispettivamente per le molle anteriori e posteriori.
L'analisi modale e l'analisi spettrale sono state rieseguite sul modello isolato alla base, considerando lo stesso input sismico precedente, senza alcun aumento di smorzamento spettrale dovuto ai dispositivi di isolamento. Come si può apprezzare dalla Figura 10, la comparazione degli spostamenti in XYZ indica chiaramente che i rilevanti spostamenti relativi tra la base e la parte superiore del telaio nel caso della struttura originale (più di 0.2 m) risultano fortemente ridotti nella simulazione con la struttura isolata (0.03 m), agendo con approssimativamente la totalità della massa partecipante nei primi due modi, rispettivamente nelle direzioni trasversale e longitudinale.

5. Conclusioni

Gli aspetti di stabilità strutturale del telaio di supporto dello scheletro del Mammut conservato nella Fortezza Spagnola de L'Aquila, quindi in area a forte sismicità, svolgono un ruolo molto rilevante, ed è stato quindi deciso di studiarne in dettaglio le caratteristiche strutturali, specificamente in relazione al comportamento dinamico dello stesso in relazione agli eventi sismici del 2009.
Dagli studi effettuati, sia considerando le simulazioni numeriche che I risultati delle attività sperimentali, è emersa la caratteristica peculiare che "ha salvato" il mammut dal terremoto, vale a dire l'elevata deformabilità della struttura metallica. Tuttavia, sono stati raggiunti elevati spostamenti differenziali durante i movimenti sismici, e questo ha presumibilmente aggravato il quadro lesivo dello scheletro del mammut.
Sono stati infine numericamente simulati gli effetti dell'introduzione dell'isolamento sismico - attualmente un argomento di grande interesse per i beni culturali collocati in zone sismiche [3] - del mammut, che mostra gli effetti benefici di questa tecnica anche al fine di conseguire la verifica allo Stato Limite di Danno (o Artistico), correlabile agli spostamenti relativi della struttura di supporto.

Figura 9. Modello della struttura con applicazione di masse nodali e isolamento alla base.

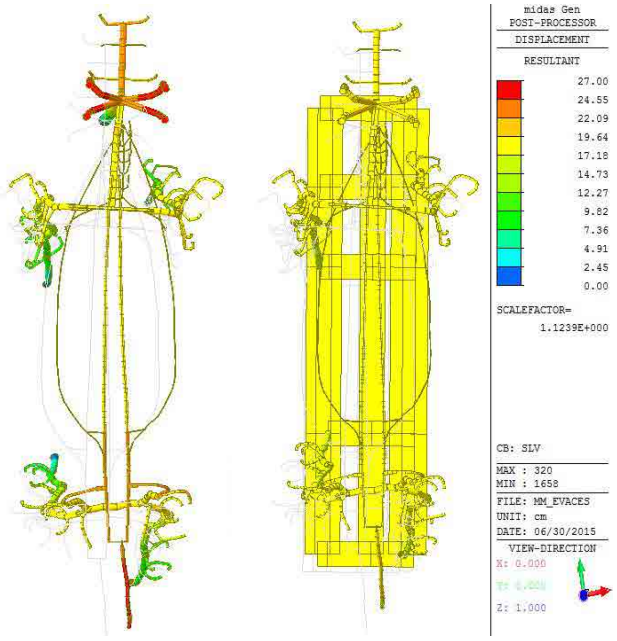
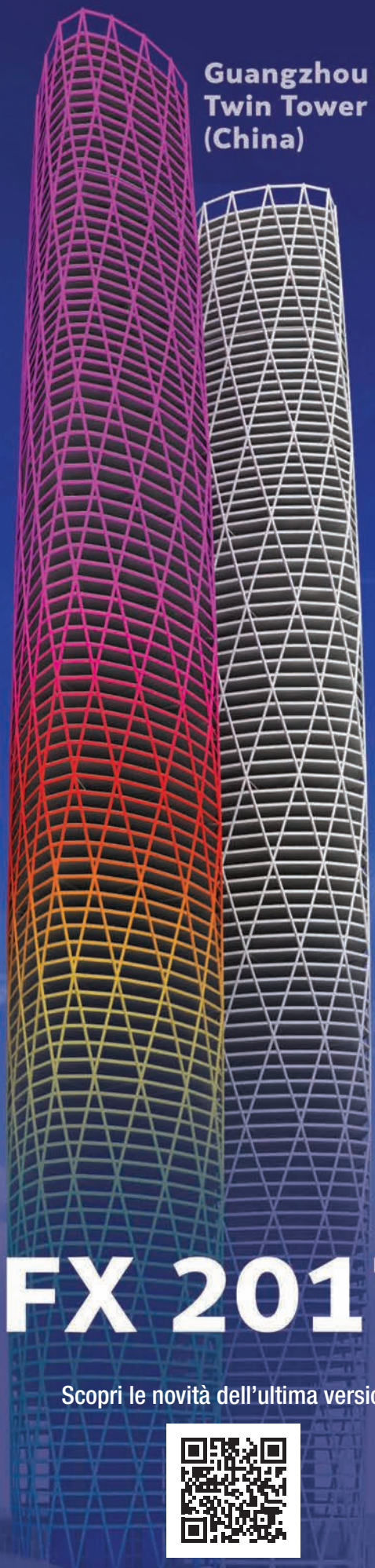


Figura 10a-b. Spostamenti sismici in XYZ: a) stato attuale e b) struttura con isolamento alla base.

Riferimenti

1. M. Çelebi, P. Bazzurro, L. Chiaraluce, P. Clemente, L. Decanini, A. DeSortis, W. Ellsworth, A. Gorini, E. Kalkan, S. Marcucci, G. Milana, F. Mollaioli, M. Olivieri, R. Paolucci, D. Rinaldis, A. Rovelli, F. Sabetta, C. Stephens, *Recorded Motions of the 6 April 2009 Mw 6.3 L'Aquila, Italy, Earthquake and Implications for Building Structural Damage: Overview*, "Earthquake Spectra", Volume 26, N. 3, pp. 651–684, August 2010; © 2010, Earthquake Engineering Research Institute.
2. *Norme Tecniche per le Costruzioni - NTC 2008 - Decreto Ministeriale 14 gen 2008*.
3. G. De Canio, *Basi antisismiche in marmo per i due Bronzi di Riace: una proposta per il David di Michelangelo*, proc. 15 WCEE Lisbona, Portogallo (2012).

Midas.
Tecnologia di eccellenza



Risolvere
i problemi complessi
in modo semplice

Dalla modellazione
agli Elaborati grafici
sotto un unico marchio

Normative
Italiane, Europee
ed Internazionali

Midas GEN FX 2017

Scopri le novità dell'ultima versione

CSPFEA
ENGINEERING SOLUTIONS

info@cspfea.net | www.cspfea.net

cspfea.net/midas-gen