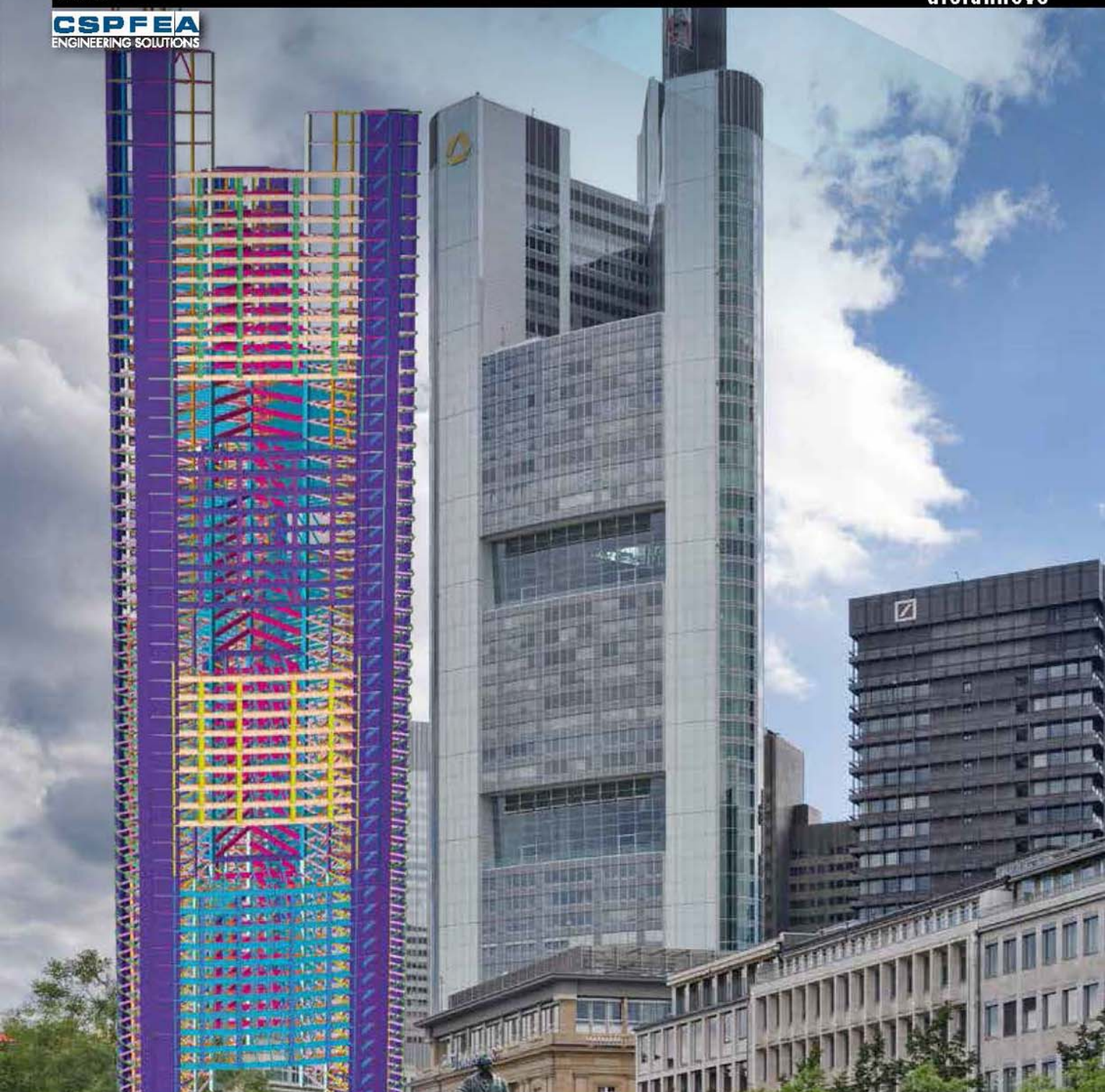


STRUCTURAL MAGAZINE DI INGEGNERIA STRUTTURALE MODELING

Periodico trimestrale di
ingegneria strutturale
a cura di

numero
diciannove

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 migliori processi e metodi, capacità di analisi e progettazione.

Massimizziamo il ritorno degli investimenti, riducendo tempi e costi di ricerca e sviluppo.



**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. Nuove NTC 2018: un nuovo ruolo del software di calcolo?

Non vi preoccupate: le nuove Norme Tecniche sono finalmente state pubblicate giusto dopo 10 anni, ma di grandi novità, relativamente all'utilizzo dei software non ve ne sono. Anzi, forse qualcosa sta emergendo. Le dichiarazioni dei protagonisti di questa nuova edizione delle NTC2018, giunta con 8 anni di ritardo rispetto alle attese, vanno nella direzione di un metodo sempre più prestazionale che mina alle basi l'approccio legale "on-off", "a Norma" o "non a Norma". Le nuove NTC, infatti, sanciscono che, dopo che con il Decreto Sisma Bonus si era intrapresa questa strada, la prestazione della struttura può non essere il 100% richiesto dalla Norma per gli edifici di nuova fabbricazione. Ciò significa una rinnovata attenzione all'uso dei software di simulazione che permettano, con analisi lineari e non lineari, di determinare il livello di prestazione globale della struttura alle azioni sismiche.

Non è una novità per chi opera in zone altamente sismiche o nei crateri dei recenti terremoti, dove da qualche anno si richiede una valutazione di un indice di sicurezza e dove si riscontrano notevoli divergenze in funzione della modellazione adottata, delle analisi svolte e dei software utilizzati.

In questi ultimi mesi ho raccolto sempre maggiori dubbi, lamentele, esigenze circa la pesante variabilità dei risultati di vulnerabilità sismica condotti da differenti analisti/progettisti. E ho colto una netta esigenza di affidarsi a software accreditati dai migliori strutturisti e dalle Università. Naturalmente, come andiamo dicendo da 10 anni, questo non basta, perché la qualità è frutto di un utilizzo consapevole e adeguato di un buon software da parte di un preparato analista/progettista. Non si valida il software, si valida il modello di calcolo, che è ben più impegnativo e responsabilizzante per il professionista.

Questo numero di Structural Modeling, il primo dopo le nuove NTC 2018, è una rassegna di applicazioni dove il software di analisi mostra le sue capacità su un ampio spettro applicativo.

La modellazione ed analisi della Torre sede della Commerzbank di Francoforte, un progetto degli anni '90, ri-eseguita dall'ing. Sigmund è un approccio, trasparente e schematico, al metodo della costruzione per fasi in presenza di CA e acciaio. Sicuramente un percorso consigliato a chi intenda prepararsi per intraprendere un tipo di analisi complessa ed indispensabile come la costruzione per fasi.

Sommario

	Edifici alti Il "grattacielo ecologico" sede della Commerzbank a Francoforte C. Sigmund	p. 2
	Isolamento Sismico Isolamento sismico del busto di Francesco I d'Este con isolatori a pendolo M. G. Castellano - A. Saetta - S. Baggio - L. Berto - I. Rocca	p. 22
	Strutture in acciaio Verifica di vulnerabilità sismica di una struttura industriale in acciaio P. Pelizzari	p. 31

Il secondo articolo tratta un argomento che sta diventando un "trending topic" dell'ingegneria sismica e che dovrebbe attirare l'attenzione degli ingegneri che intendano proporre servizi di ingegneria innovativi in un campo ancora privo di competitors. Si tratta dell'isolamento sismico di un "Non Structural Element" anche se molto particolare. I Beni Culturali e le Opere d'Arte dei Musei italiani sono certamente vulnerabili ed è possibile ridurre il rischio sismico lavorando su più fronti. Il lavoro della Professoressa Saetta et Al. costituisce un Reference per avvicinarsi all'argomento. Noterete come l'approccio non si limiti alla modellazione della statua e del suo supporto ma includa anche una porzione dell'edificio museale.

L'ultimo lavoro di questo numero di Structural Modeling è dedicato all'analisi di vulnerabilità di un edificio industriale. Molto abbiamo scritto nei numeri precedenti, tuttavia non avevamo ancora pubblicato nulla su edifici esistenti in acciaio. L'ing. Pelizzari ci permette di entrare in questo argomento che rappresenta ancora oggi una opportunità di consulenza nelle attività dei professionisti italiani.

Vi auguro buona lettura!

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

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:

CSPFEA
ENGINEERING SOLUTIONS
www.cspfea.net

CSPFea sostiene:



Build Soft N.V.

Il “grattacielo ecologico” sede della Commerzbank a Francoforte



Carlo Sigmund

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



<http://eurocodespreadsheets.jimdo.com>

Introduzione

La sede centrale della Commerzbank è il primo grattacielo di quasi 300 m di altezza a essere realizzato con un sistema di costruzione misto acciaio puro e cemento armato. Invece del classico nucleo all'interno, la struttura portante è composta complessivamente da tre nuclei ("core") disposti negli angoli arrotondati dell'edificio (a Nord, Sud e a Ovest). Al centro della costruzione sorge un atrio (di forma triangolare equilatera di area 144 mq circa) che si sviluppa su tutti i piani. Tra i nuclei negli angoli si estende un gruppo di uffici di otto piani alternati a giardini di quattro piani le cui facciate, leggermente arretrate, possono essere aperte nella zona superiore. Il triangolo equilatero arrotondato della pianta dell'edificio ha una lunghezza laterale di circa 60 m. L'opera portante principale è composta, in ogni nucleo, da due supporti composti (megasostegni o megasupporti) che insieme all'intelaiatura di congiunzione e alle travi Vierendeel degli otto piani di ogni gruppo formano un telaio resistente alla flessione (quest'ultimo aspetto verrà confermato dall'esame dei risultati in termini di tensioni e deformazioni di due differenti analisi evolutive a confronto, tramite costruzione per fasi "Construction Stage Analysis"): un primo senza adozione di elementi verticali temporanei di puntellamento e un secondo in presenza di puntellamento temporaneo durante la costruzione). Il sistema globale è incastrato tramite i nuclei posti nella struttura sotterranea. Le scatole delle cantine di tre piani, in calcestruzzo gettato in opera, agiscono come un collegamento rigido per la costruzione del telaio. La fondazione è intestata su 111 pali a foratura grande. I megasostegni, realizzati come supporti a traliccio composti in più parti, assumono da soli il rinforzo durante la costruzione. Le intelaiature Vierendeel di quattro piani si trovano direttamente dietro la facciata e si estendono per 36 m tra i megasostegni. Le forze orizzontali che si sviluppano in seguito alla curvatura delle travi Vierendeel vengono trasmesse nelle lastre di copertura di rinforzo tramite puntoni aggiuntivi nelle travi dei piani e tramite il loro incavigliamento. Il nucleo ovest si eleva sopra l'ultima ala dell'edificio per un'altezza di dieci piani come una costruzione composta di cemento armato e sostiene una struttura tubolare in acciaio ad antenna.



Figura 1 ►
Assonometria della struttura reale

C. Sigmund

Il "grattacielo ecologico" sede della Commerzbank a Francoforte

► Notizie principali

Committente: Dr. Gubelt Objekt Hauptverwaltung Frankfurt KG

Utilizzatore: Commerzbank AG

Architettura: Foster & Associates

Ingegneria strutturale: Ove Arup & Partners

Normativa strutturale adottata per il progetto: DIN 1055 Part 4 (*)

Impiantistica: Pettersson & Ahrens Ingenieur-Planung GmbH

Anno di costruzione/completamento: maggio 1994/maggio 1997

► Principali dimensioni e misure della struttura

- Torre di 56 piani + 6 piani della torre di raffreddamento (nucleo ovest): fino a quota 259 m
- Struttura in carpenteria metallica antenna (sopra torre di raffreddamento): quota finale 300 m
- Peso complessivo carpenteria metallica e vetrate: 60 mila tonnellate circa
- Altezze di interpiano: 3.75 m da liv. 1 a 52; 5.85 m da liv. 53 a 56; 5.80 m per la torre di raffreddamento
- Pianta impalcato tipo, con atrio triangolare, area calpestabile di oltre 2100 mq.
- Acciai in carpenteria metallica
- Acciai S355J2G3/S355M (per travi orizzontali degli impalcati). In modellazione, con peso specifico acciaio aumentato del 9% per tenere conto dell'incidenza in peso di piastre e bulloneria
- Acciai S460N/S460M (travi Vierendeel e colonne). In modellazione, con peso specifico aumentato del 15% per tenere conto dell'incidenza in peso di piastre e bulloneria
- Getti in calcestruzzo megasostegni
- Megasostegni: primi 5 livelli (dallo spiccato del p.c.): C45/55; rimanenti livelli in quota: C30/37



Figura 2 ▲
Assonometria del modello
matematico in Midas Gen.

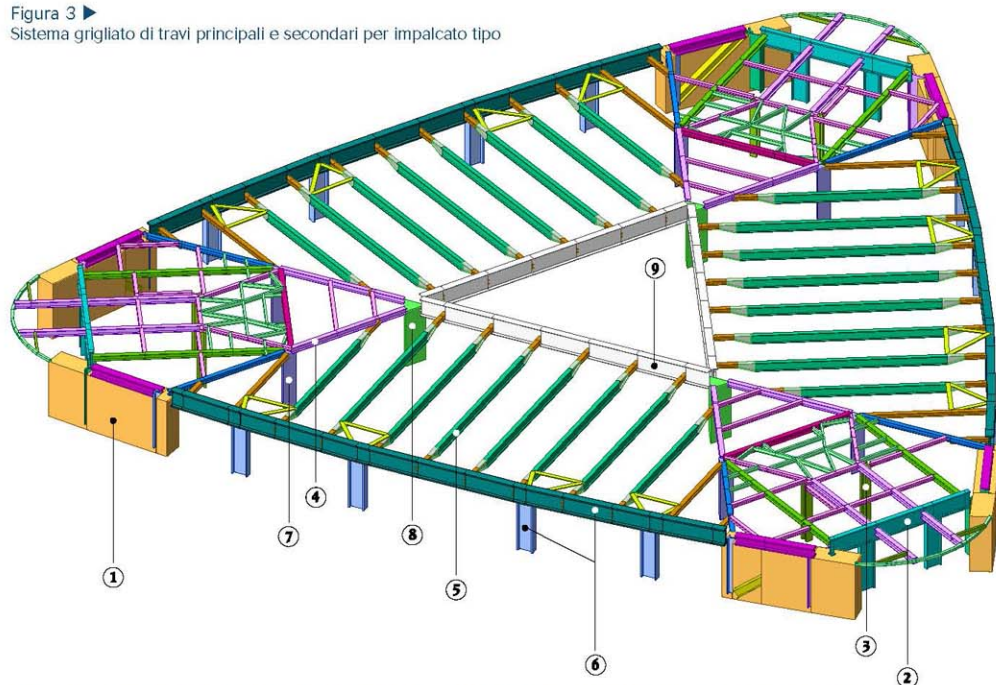
(*) Regolamenti dell'epoca in Germania non consentirono l'utilizzo del test in galleria del vento per l'ottimizzazione del peso materiali in carpenteria metallica.

C. Sigmund

Il "grattacielo ecologico" sede della Commerzbank a Francoforte

Figura 3 ►

Sistema grigliato di travi principali e secondari per impalcato tipo



ASSONOMETRIA DEL PIANO TIPO DELLA COSTRUZIONE MISTA ACCIAIO-CEMENTO ARMATO

- | | |
|--|--|
| 1. Megasupporto acciaio-calcestruzzo (sp. 1300 mm) | 6. Telaio Vierendeel I 475/1100/1000 |
| 2. Intelaiatura di collegamento travi I 300/1100 mm, saldate | 7. Sostegno interno triangolare, lunghezza bordo i1600-900 mm fino a L1 20-55 mm |
| 3. Sostegno nucleo I 539/409/70-130 mm | 8. Supporto atrio, lamiera esterna/lunghezza bordo i11400/(10-40) mm; lamiera interna i1850/(25-80) mm |
| 4. Trave di copertura del bordo, zona nucleo I 200/270 mm | 9. Trave atrio I 475/1100 mm |
| 5. Travi saldate con forature impianti I 560/260 mm | |

ELENCO TRAVI E COLONNE DELLA STRUTTURA

Di seguito un elenco sintetico delle principali sezioni di travi e colonne in carpenteria metallica che compongono l'ossatura portante della torre.

Colonne triangolari (atrio), colonne miste acciaio-cls B65 (con lamiere a bandiera 55-25 mm)

Livelli (elevazione)	Lato (isoscele)	Sp. lamiera esterna	Sp. lamiera interna (nucleo triangolare isoscele)
1 - 15	1400 mm	40 mm	80 mm
15 - 29	1400 mm	30 mm	60 mm
29 - 43	1400 mm	20 mm	40 mm
45 - 57	1400 mm	10 mm	25 mm

C. Sigmund

Il "grattacielo ecologico" sede della Commerzbank a Francoforte

Colonne triangolari (interne impalcato servizi), colonne miste acciaio-clc B65

Livelli (elevazione)	Lato (isoscele)	Sp. lamiera
1 - 15	900 mm	55 mm
15 - 29	800 mm	45 mm
29 - 43	700 mm	35 mm
45 - 57	600 mm	20 mm

Colonne I in carpenteria metallica (saldate)

Livelli (elevazione)	H (altezza)	B (larghezza)	Sp. lamiera saldate
1 - 15	500 mm	450 mm	130 mm
15 - 29	450 mm	400 mm	130 mm
29 - 43	400 mm	350 mm	70 mm
45 - 57	350 mm	300 mm	75 mm

Travi I bordo uffici e aree giardini (saldate) - zona interna atrio

Livelli (elevazione)	H (altezza)	B (larghezza)	Sp. lamiera saldate
1 - 57	1100 mm	475 mm	20 mm (area uffici)
1 - 57	1100 mm	475 mm	35 mm (area giardini)

Strutture Vierendeel - Colonne I in carpenteria metallica (saldate)

Livelli (elevazione)	H (altezza)	B (larghezza)	Sp. lamiera saldate
5 - 16	1000 mm	475 mm	65 mm
17 - 28	1000 mm	475 mm	55 mm
29 - 40	1000 mm	475 mm	45 mm
41 - 53	1000 mm	475 mm	35 mm

Strutture Vierendeel - Travi I in carpenteria metallica (saldate)

Livelli (elevazione)	H (altezza)	B (larghezza)	Sp. lamiera saldate
5 - 16	1100 mm	475 mm	85 mm
17 - 28	1100 mm	475 mm	75 mm
29 - 40	1100 mm	475 mm	65 mm
41 - 53	1100 mm	475 mm	55 mm

Strutture Vierendeel annegate nei megasostegni - Travi I in carpenteria metallica (saldate)

Livelli (elevazione)	H (altezza)	B (larghezza)	Sp. lamiera saldate
1 - 16	600 mm	475 mm	85 mm
17 - 28	600 mm	475 mm	75 mm
29 - 40	600 mm	475 mm	65 mm
41 - 57	600 mm	475 mm	55 mm

Strutture Vierendeel annegate nei megasostegni - Controventi I in carpenteria metallica (saldate)

Livelli (elevazione)	H (altezza)	B (larghezza)	Sp. lamiera saldate
1 - 57	475 mm	475 mm	10 mm

Colonne con profilati I saldati a "T" - Colonne in carpenteria metallica (saldate)

Livelli (elevazione)	H1/H2 (altezze)	B (larghezza)	Sp. lamiere saldate
1 - 15	800/1200 mm	475 mm	80 mm
15 - 29	800/1200 mm	475 mm	65 mm
29 - 43	800/1200 mm	475 mm	40 mm
43 - 57	800/1200 mm	475 mm	20 mm

Travi solai (saldate, rastremate alle estremità e con fori per impianti)

H/B/tf/tw - 560/260/25/15 mm - 260/260/25/15 (rastremate, ad interasse medio di 3100 mm e con una luce di circa 16 metri e dotate di tasselli a vite di testa (per lamiera grecata e getto soletta in calcestruzzo alleggerito) e con perforazioni per impianti tecnici: 470/180 fino a 1050/320 mm o circolari $d = 250$ mm). Travi solai "Sky-Garden" stessa forma, interasse forature e luci ma con spessore della piattabanda 30 mm.

► Lavoro svolto sul caso studio

Il presente lavoro, come anticipato, si prefigge da una parte di valutare i provvedimenti da prendere in fase di costruzione - in particolare durante l'assemblaggio delle varie sezioni bullonate delle strutture Vierendeel e il successivo getto della soletta dei relativi impalcati sorretti - e dall'altra di valutare le deformazioni orizzontali per effetto dei venti sulla torre esistente. In questo report, per ovvie ragioni di spazio, verrà fatto cenno ai soli risultati delle analisi evolutive. Il presente lavoro ha soprattutto colto l'occasione per poter testare e provare il software Midas Gen su una struttura a geometria abbastanza complessa. La torre in oggetto è alta più di 250 m rispetto al piano stradale ed è ubicata presso la città di Francoforte. All'epoca della progettazione (DIN 1055 Part 4), le leggi del posto non permettevano l'utilizzo e l'integrazione nel progetto delle prove su galleria del vento per l'ottimizzazione dei pesi dei materiali in carpenteria metallica; pertanto la struttura è stata progettata seguendo solo le prescrizioni normative, senza ulteriori integrazioni. In questo caso studio, si è deciso quindi di modellare la struttura cercando di descrivere quanto più possibile la rigidità e il quantitativo di acciaio presente. Le approssimazioni forzatamente accettate sono le seguenti: trascurata l'interferenza tra le azioni dalla strutture coperte nei due ingressi al piano terra con le prime file di travi della struttura Vierendeel della torre; ipotesi di incastro perfetto allo spicco dal piano stradale (fondazioni su platea con pali); struttura metallica dell'antenna con diametri e spessori stabiliti in fase di verifica su modello 3D a parte (non reperite sufficienti informazioni sull'"as built" di tale sezione dell'opera).

La struttura, mista acciaio puro-calcestruzzo, vista l'altezza presenta ovviamente la peculiarità di essere soggetta

a fenomeni di natura reologica per i calcestruzzi gettati che costituiscono i "core" controventanti e che si elevano sulla periferia della planimetria tipo della torre. La struttura è stata completata nel 1997. Interessando i risultati di un'analisi statica lineare della struttura in esercizio (effetti reologici considerati completamente esauriti) sottoposta agli effetti dei venti, si è deciso anche di valutare preventivamente le deformazioni differite dei megasostegni (sezioni miste acciaio-calcestruzzo) - malgrado il quantitativo e la distribuzione palesemente non omogenee di acciaio - utilizzando forzatamente il secondo teorema della viscosità lineare, unitamente all'ipotesi di ritiro parzialmente compensato in fase di edificazione.

Modellazione numerica della struttura

Il modello numerico della torre è stato sviluppato utilizzando il software Midas Gen sulla base delle indicazioni reperite su alcune pubblicazioni in merito al progetto esecutivo dell'opera (si vedano riferimenti bibliografici allegati). Gli elementi strutturali componenti la struttura sono stati modellati in modo da rispecchiare il più fedelmente possibile il reale comportamento della costruzione. In particolare i megasostegni, a struttura mista acciaio-calcestruzzo armato, sono stati modellati con elementi "plate a 4 nodi" con il drilling DOF attivato circoscritti da elementi "beam" per simulare la presenza di colonne saldate annegate nel getto con aderenza allo scorrimento assicurato mediante connettori. Così facendo si è imposta la congruenza dei nodi d'estremità di tali elementi e quindi la congruenza delle deformazioni delle colonne massicce in carpenteria metallica con il calcestruzzo in ogni sezione dell'elemento. L'ipotesi di perfetta aderenza tra acciaio annegato e cal-

C. Sigmund

Il "grattacielo ecologico" sede della Commerzbank a Francoforte

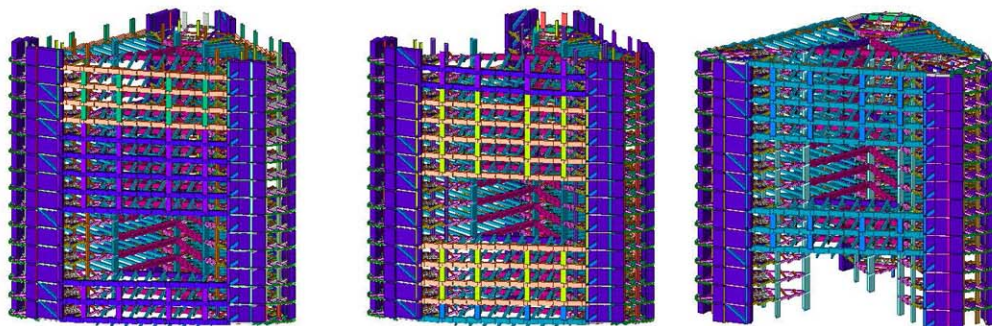


cestruzzo consente quindi di poter ritenere sufficientemente valide le ipotesi di scarico delle tensioni nel conglomerato e di incremento delle tensioni sugli acciai nel lungo periodo per fenomeni differiti e quindi, in generale, l'andamento della ripartizione del carico tra gli elementi costituenti della sezione mista e quello delle deformazioni.

Le travi e le colonne in carpenteria metallica sono state modellate con elementi di tipo "beam" con le relative condizioni di vincolo agli estremi, quando presenti. In particolare, le colonne di sezione triangolare (a doppia lamiera e con getto di riempimento con calcestruzzo B 65) sono state modellate rendendole equivalenti, dal punto di vista delle rigidità (assiale e flessionale, essenzialmente), a colonne di uguale ingombro esterno ma di spessore opportuno in solo acciaio. Per fare ciò, si è sfruttato il "General Section Designer" disponibile all'interno del programma Midas Gen che consente di creare sezioni particolari di elementi "beam", per forma e materiali.

◀ Figura 4 ▼

Alcune sezioni del modello agli elementi finiti a varie quote (schermate da Midas Gen).



Per schematizzare correttamente la rigidità flessionale e quindi la deformabilità del solaio misto in fase di verifica, tramite studio di un modello a parte con elementi "beam" e "Plate" è stato valutato e applicato ad alcuni elementi "beam" portanti un fattore moltiplicativo di 1.20 rispetto alla rigidità delle analoghe travi in assenza però di soletta collaborante (tramite il comando "Section Stiffness Scale Factor" a corredo del software).

La condizione di vincolo assunta allo spiccato dal piano stradale è quella di incastro perfetto, poiché nella realtà la struttura risulta intestata tramite 111 pali a foratura

grande su platea di fondazione (spessore indicativo di 4.45 m al di sotto dei tre "core" e di 2.50 m nelle rimanenti parti sottoposte alle sovrappressioni idrauliche nel sottosuolo). In particolare, i pali presentano diametro di 1800 mm fino a una profondità di 25 m e poi continuano con diametro minore di 1500 mm per i rimanenti 20 m al fine di ridurre le superfici di attrito durante l'infrissione.

Sono stati considerati vari modelli FEM, ottimizzati "ad hoc" per le diverse analisi affrontate; mediamente costituiti ciascuno da: 25200 nodi; 72 elementi "Truss"; 37202

C. Sigmund

Il "grattacielo ecologico" sede della Commerzbank a Francoforte

elementi "Beam" (tra cui elementi "tapered") e 1134 elementi "Plate". Ogni modello utilizzato risulta mediamente

caricato con 3913 aree di carico ("Floor Loads") e 45977 carichi lineari ("Beam Loads").

► Analisi dei carichi

Solai misti acciaio calcestruzzo con lamiera SUPERHOLORIB® 51/600 (sp. 0.75-1.25 mm, Fe E320 G, S 320 GD+Z in accordo con Euronorm EN 10142) con 0.75 kN/mq; getto soletta collaborante in calcestruzzo alleggerito, "density class 2.0" secondo EN 206-1 (sp. 130 mm, classe resistenza B35/25 secondo SIA 162, eq. C25/30 secondo ENV 206) con rete di armatura (ammonta a 2150 kg/mc = 21 kN/mc). Classe di resistenza al fuoco R120.

Floor/Office

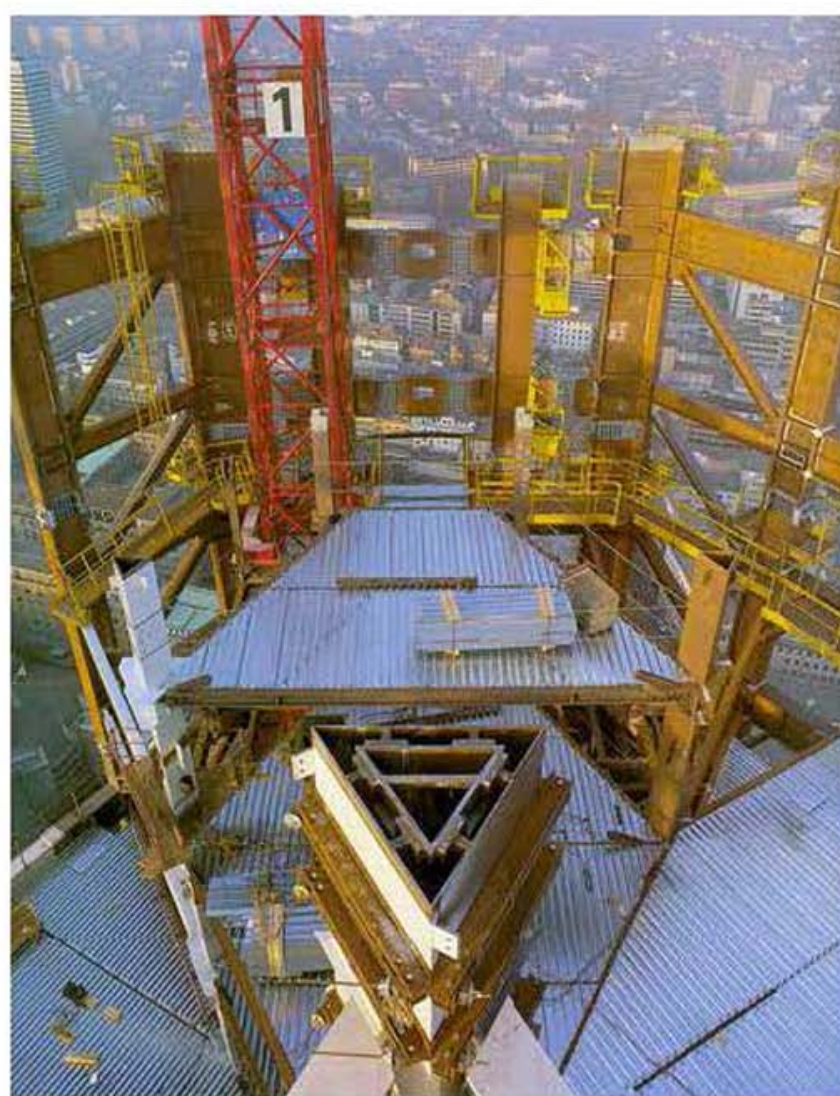
- Spessore soletta armata in ds sp. 130 mm (cls alleggerito: 21 kN/mc): 2.75 kPa
- peso lamiera grecata (sp. 1.25 mm): 0.75 kPa
- controsoffitto: 0.30 kPa
- vetrate divisorie (pannelli in vetro camera a tutt'altezza): 0.40 kPa
- pavimentazione (pavimento flottante, medio con 125 mm di altezza): 0.60 kPa
- impianti: 0.20 kPa
- Totale carico permanente portato solai uffici 5.00 kN/mq (escluso travi principali e secondarie)
- variabile esercizio (uffici): 3.00 kN/mq.

Floor/Sky-Garden

- Permanente strutturale solaio (getto+lamiera): 3.50 kPa
- controsoffitto: 0.30 kPa
- aree a giardino con terra/vegetazione (al coperto): 4.00 kPa
- pavimentazione (marmorea): 0.75 kPa
- impianti: 0.20 kPa
- variabile di esercizio (folla compatta): 5.00 kPa.
- Totale carico permanente portato solai Sky-Garden 8.00 kN/mq (escluso travi principali e secondarie)
- variabile esercizio (uffici): 5.00 kN/mq.

Floor/Stairs-Elevators

- Permanenti portati: 4.15 kPa
- controsoffitto: 0.30 kPa
- impianti: 0.35 kPa
- pavimentazione (equivalente): 0.60 kPa
- variabile di esercizio: 4.00 kPa.
- Totale carico permanente portato solai servizi (scale/ascensori) 5.40 kN/mq (escluso travi principali e secondarie)
- variabile esercizio (scale/ascensori): 4.00 kN/mq.



▲ Figura 5
Fase di sistemazione delle lamiere Superholorib®

Floor/Torre raffreddamento

- Spessore soletta armata in cls sp. 130 mm (cls alleggerito: 21 kN/mc): 2.75 kPa
- peso lamiera grecata (sp. 1.25 mm): 0.75 kPa
- impianti/apparecchiature tecniche: 4.00 kPa
- Totale carico permanente portato solai uffici 7.50 kN/mq (escluso travi principali e secondarie)
- variabile esercizio (accesso/manutenzione): 2.00 kN/mq.

Rivestimenti esterni strutture

Rivestimenti esterni-vetrata ("doubled skin-facades") con intercapedini d'aria da 200 mm, pannelli di vetro stratificato e satinato 8.0 mm ("outer") e 4.0 mm ("inner") in pannelli 2.25x1.40 m con appoggi e ancoraggi sui quattro lati; moduli dimensionati all'epoca del progetto (secondo DIN 1055 Part 4) per una pressione dinamica relativa a una velocità di riferimento dei venti di 70 mph (31.3 m/s), con fattore di esposizione "C" e condizioni "flat".

Pesi "Skin" esterno:

- $[2.5 \text{ kg}/(\text{mq} \times \text{mm})][(8.0 \text{ mm}) + (4.0 \text{ mm})] = (20 + 10) \text{ kg}/\text{mq} = 30 \text{ kg}/\text{mq}$
- pannelli di rivestimento: 12 kg/mq
- Altezza media interpiano: 3.75 m; peso (medio) lineare "skin" 1.00 kN/m (su strutture portati esterne).

Pesi "Skin" interno (zona atrio)

- Singolo strato di vetro: 20 kg/mq.
- pannelli di rivestimento: 12 kg/mq
- Altezza media interpiano: 3.75 m; peso (medio) lineare "skin" 1.00 kN/m (su strutture portati esterne).

Rivestimento megasostegni

- Sovrastruttura in alluminio: 15 kg/mq
- Vetro (con membrana impermeabile) temprato in pannelli di vetro bianco (sp. 25 mm):
- $[2.5 \text{ kg}/(\text{mq} \times \text{mm})][(25.0 \text{ mm})] = 65 \text{ kg}/\text{mq}$
- $(65 \text{ kg}/\text{mq})(3.75 \text{ m}) = 245 \text{ kg}/\text{m} = 2.50 \text{ kN}/\text{m}$ (assunto anche per i pannelli esterni dei "Core").

Pesi scarico vetrate aree a giardino ("Sky-garden glazing system")

- Struttura appesa porta vetrate anche con funzione di riscaldamento per circolazione di acqua calda all'interno delle tubazioni (vero e proprio radiatore):
- $[(15.00 \text{ m}) \times 2 + 3.50 \text{ m}] \times (12 \text{ frame}) + (32.85 \text{ m}) \times (7 \text{ frame}) = 630 \text{ m}$

- Tubi (dimensioni rif.): f100 - sp. 3 mm (7.20 kg/m): $630 \times 7.2 = 4550 \text{ kg}$ (acciaio), sezione di passaggio utile 69.4 cmq.
- Acqua riscaldamento: 400 m lineari di H₂O: $(400 \text{ m}) \times (0.00694 \text{ mq}) = 2.80 \text{ mc}$ circa (2800 kg).
- Peso complessivo telaio strutturale e acqua di circolazione: $4550 + 2800 = 7350 \text{ kg} = 75 \text{ kN}$ (arrotondato).
- Pesi vetrate portate: $(3.75 \text{ m}) \times (4 \text{ livelli}) \times (2 \times 16.50 \text{ m}) = 495 \text{ mq}$ (vetro sp. 25 mm con 2.5 kg/(mq x mm)). $[2.5 \text{ kg}/(\text{mq} \times \text{mm})](12.00 + 8.00) \text{ m} = 50 \text{ kg}/\text{mq}$
- Peso vetrate: $(495 \text{ mq})(50 \text{ kg}/\text{mq}) = 25000 \text{ kg} = 245 \text{ kN}$.
- Pesi complessivi (acciaio + acqua) 75 kN + (vetro) 320 kN = 320 kN scaricati in maniera distribuita linearmente su 7 concetti di travi (appositamente predisposte) di lunghezza 3.10 m (in semplice appoggio). Peso lineare considerato in input:
- $320/[(7 \text{ concetti}) \times (3.10 \text{ m})] = 15 \text{ kN}/\text{m}$.

Pesi scarichi grigliato vetrato zona atrio

Vetrata di spessore 25 mm, telaio in carpenteria metallica (resistenza al fuoco R30) con profilati cavi piegati (0.65 kN/mq) con variabile (per sola manutenzione): 1.50 kN/mq. Equivalenti a carichi lineari sulle travi dell'atrio: permanenti portati 2.70 kN/m, variabili 4.00 kN/m.

Stima approssimata dell'entità delle deformazioni differite nei megasostegni

Si premette subito che la procedura che segue è approssimata e ha solo l'intento di arrivare velocemente a una stima degli effetti differiti in fase di primo proporzionamento delle colonne in acciaio, evitando di affrontare immediatamente un'analisi FEM di tipo "stage construction".

La struttura oggetto di studio presenta una pianta triangolare isoscele arrotondata, con dimensioni planimetriche di circa 2100 mq per impalcato tipo. Il numero di piani considerato per gli effetti differiti è 56 per un'altezza di circa 220 m dal piano stradale. All'interno del perimetro si trovano appunto 3 coppie di megasostegni, a struttura mista acciaio-calcestruzzo, dello spessore (costante per tutta l'altezza) di 1200 mm e di lunghezza 8 metri/cad circa. Per quanto riguarda i tempi di costruzione, si è assunta l'ipotesi che ogni piano sia stato gettato (in media) a 9-10 gg dal precedente, per un tempo totale di edificazione di circa 560 gg. Si è inoltre assunta l'ipotesi che parte degli accorciamenti per ritiro sui megasostegni sia stata compensata, ipotizzando in fase di edificazione che ogni piano sia stato portato alla sua quota nominale. Gli effetti del ritiro, quindi, sono stati considerati per la sola aliquota dal

C. Sigmund

Il "grattacielo ecologico" sede della Commerzbank a Francoforte

tempo di fine costruzione al tempo infinito: $\Delta\epsilon_{sh}(20833 \text{ gg}) - \epsilon_{sh}(560 \text{ gg})$, trascurando la corrispondente suddebita aliquota di deformazione durante la fase di costruzione. Ciascun megasostegno, dal punto di vista delle sole deformazioni viscosi, è considerato teoricamente come una struttura non omogenea in fase elasto-viscosa lineare una volta iperstatica: pareti in cls con armatura assiale predominante composta dai due elementi verticali in carpenteria metallica saldati (S460N/S460M), con parte in calcestruzzo (C45/55; C30/37) soggetta a rilassamento per deformazioni contrastate dai connettori saldati sulle superfici dei profilati annegati (per semplicità si suppongono vincoli rigidi: $\omega(t_0) = 1$). Dal punto di vista dell'entità del ritiro, il megasostegno è considerato sempre struttura una volta iperstatica sotto però l'azione applicata di natura geometrica (deformazione unitaria per ritiro).

Dati di progetto utilizzati per la stima delle deformazioni differite: valore del modulo elastico equivalente (media pesata delle due classi di calcestruzzo su tutti i 56 livelli): 33200 MPa. Umidità relativa RH = 75.5% (media annuale per la città di Francoforte); tipo di cemento classe N; dimensione convenzionale sezione trasversale singolo megasostegno (B.6 EC2): $u_0 = 1100 \text{ mm}$. Deformazione unitaria totale da ritiro $\epsilon_{cs}(t) = 0.00035$ (3.8 EC2).

Deformazioni assiali verticali calcolate manualmente per ritiro sui megasostegni in condizioni di carico quasi permanente: dell'ordine di 4,5 cm tenendo conto della compensazione (stimate al massimo fino a circa il 35% dell'entità

totale per RH = 75.5% e $t_0 = 560 \text{ gg}$). Data l'enorme discrepanza dei modelli di viscosità al momento, nell'ottica di abbozzare una prima stima, si è deciso di valutare la componente di deformazione per viscosità dell'elemento misto "megasostegno" evitando calcolare con esattezza la funzione di rilassamento per RH = 75.5% e $h_0 = 1100 \text{ mm}$. Pur di avere infatti un numero di prima approssimazione, in combinazione di carico quasi permanente (considerata prossima a partire dal completamento dell'opera), per ciascun megasostegno si è assunto a riferimento un range di 0.3÷0.4 (funzione del coefficiente di viscosità valutato in accordo alle formule indicate negli Eurocodici per differenti periodi) quale stima (massima) orientativa dell'entità della funzione di rilassamento adimensionalizzata $R(\infty; 560 \text{ gg})/E_{cm}$ appunto a partire da $t_0 = 560 \text{ gg}$ fino a tempo infinito (500000 ore = 20833 gg).

Secondo tale assunto, (su una percentuale geometrica media di acciaio attorno al 4%, per via della presenza lungo ogni sezione in quota di due colonne saldate, della relativa diagonale di controvento oltre all'armatura lenta diffusa lungo i bordi) la somma prevedibile dei massimi accorciamenti verticali teorici dei megasostegni per componente viscosa (a t infinito) in base alle azioni assiali $X(t_0)$ agenti in combinazione di carico quasi permanente (valutati con analisi statica lineare, utilizzando fino a $t_0 = 560 \text{ gg}$ i le deformazioni assiali $w(t_0)$ corrispondenti ai valori dei moduli elastici forniti di default $E_{cm}(t_0)$ risulterebbe al più dell'ordine del centimetro (se riferita ai 56 piani considerati):

$$X(\infty) = X(t_0) \frac{R(\infty; t_0)}{E_{cm}(t_0)} \sim X(t_0) 0.3 \div X(t_0) 0.4 \Rightarrow w(t_0) \rho'(t; t_0) \sim 1.0 \text{ cm}$$

mantenendo forzatamente valido quanto enunciato dal Il teorema della viscosità lineare nel caso particolare di ipotesi di azioni geometriche considerate costanti nel tempo. Lanciata quindi un'analisi statica con valori dei moduli elastici di default nel software (quindi a 28 gg di maturazione) e lette le reazioni vincolari assiali F_{Q-perm} al piede dei tre megasostegni in combinazione quasi

permanente (di cui sono noti la sezione trasversale A e l'altezza L_i nella torre) e stimando a fine costruzione un coefficiente di viscosità attorno a 0.4 si sono potuti precalcolare manualmente gli accorciamenti teorici della sola componente viscosa applicando la legge sull'elasticità di Hooke per ciascuna delle tre coppie di megasostegni:

$$\Delta w_{visc,i}(t; t_0) = \rho'(t; t_0) \frac{F_{Q-perm,i} L_i}{A E_{cm,eff}} \sim 0.35 \frac{F_{Q-perm,i} L_i}{(9.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^2)(33200 \text{ MPa})}$$

avendo considerato con $E_{cm,eff}$ la media ponderata dei moduli elastici a 28 gg in funzione dell'altezza. Gli accorciamenti così calcolati sono risultati pari a 0.9 cm per i megasostegni a Nord, 1.0 cm per i megasostegni a Sud e 1.2 cm per i megasostegni a Ovest. Più avanti, si riportano alcune schermate dell'andamento degli accor-

ciamenti assiali nei megasostegni misurati dopo 560 gg circa e dopo 18 anni dalla costruzione (quindi al momento): la componente viscosa degli accorciamenti assiali dei getti dei megasostegni risulterebbe pari a 8 mm e 13 mm rispettivamente.

C. Sigmund

Il "grattacielo ecologico" sede della Commerzbank a Francoforte

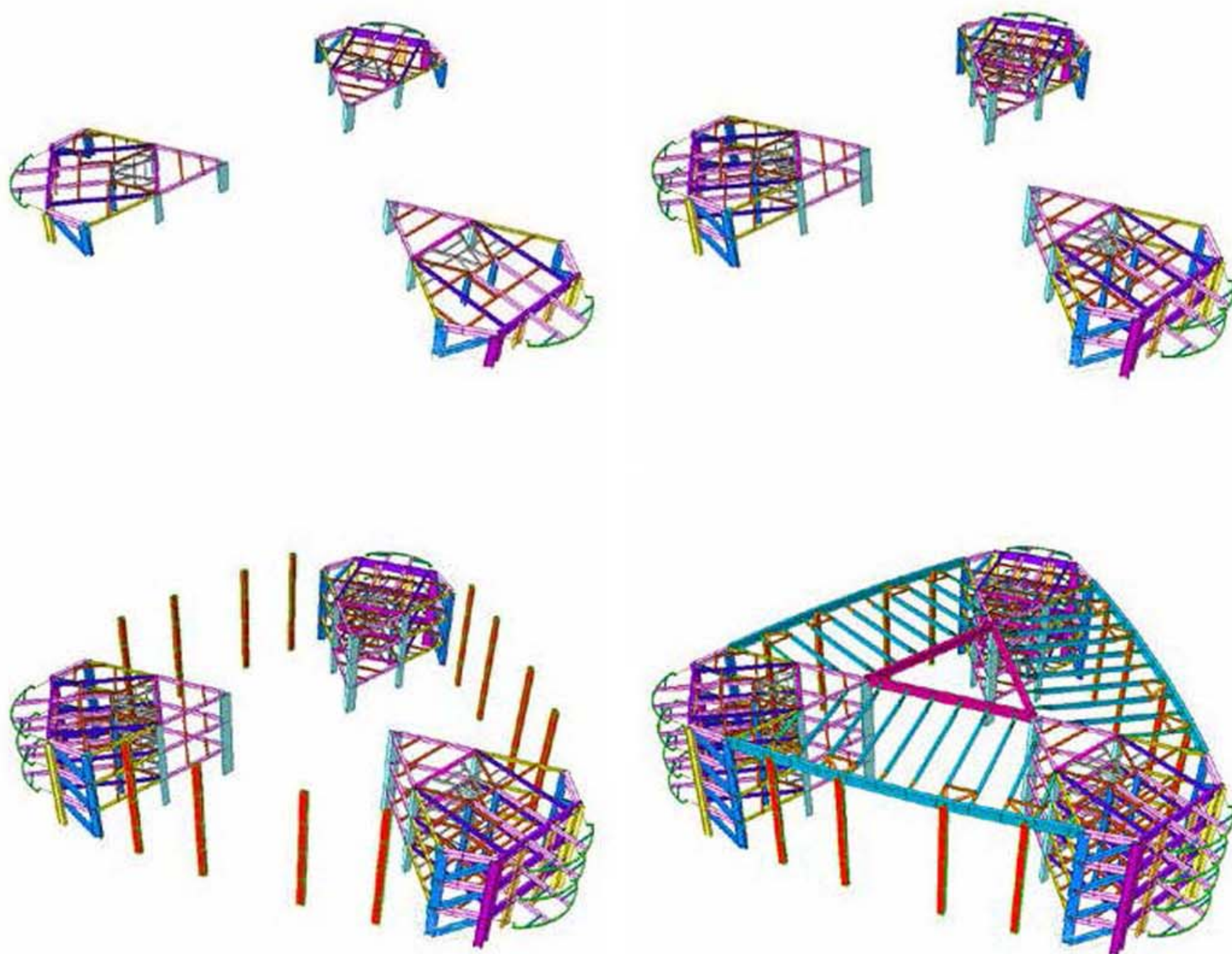
► Analisi evolutive in fase di costruzione

Come anticipato, la struttura presenta dei megasostegni in cemento armato che, di fatto, inglobano una sezione di telaio vero e proprio in carpenteria metallica con controventi bullonati e saldati (che si estende in maniera continua per tutta l'altezza dei "core") e che quindi risulta, lungo tutta l'altezza, annegato in un volume a sezione costante di calcestruzzo. Gli effetti differiti sono quindi contrastati in parte dalla presenza di massicci profilati saldati e bullonati. Si è deciso di condurre preliminarmente due analisi evolutive (statiche non lineari per la presenza di elementi "truss" nel modello), tenendo sempre conto dell'effettiva reologia del calcestruzzo durante la fase di costruzione. La comparazione degli assetti ten-

sionali e deformativi dei risultati a fine edificazione (però per la sola intelaiatura metallica) ha evidenziato la necessità di puntellamento temporaneo delle prime file di travi delle strutture Vierendeel, confermando al tempo stesso la correttezza dell'assunzione, in fase di modellazione, dei telai Vierendeel quale elemento strutturale unico resistente ai carichi verticali dei solai portati. Nelle successive analisi evolutive, questa volta per la stima delle deformazioni elastiche e differite dei megasostegni, si sono introdotti opportuni "truss" intermedi (azioni di puntellamento, appunto), agenti quali vincoli posticipati temporanei e poi successivamente disattivati quando il loro effetto non è praticamente più sensibile.

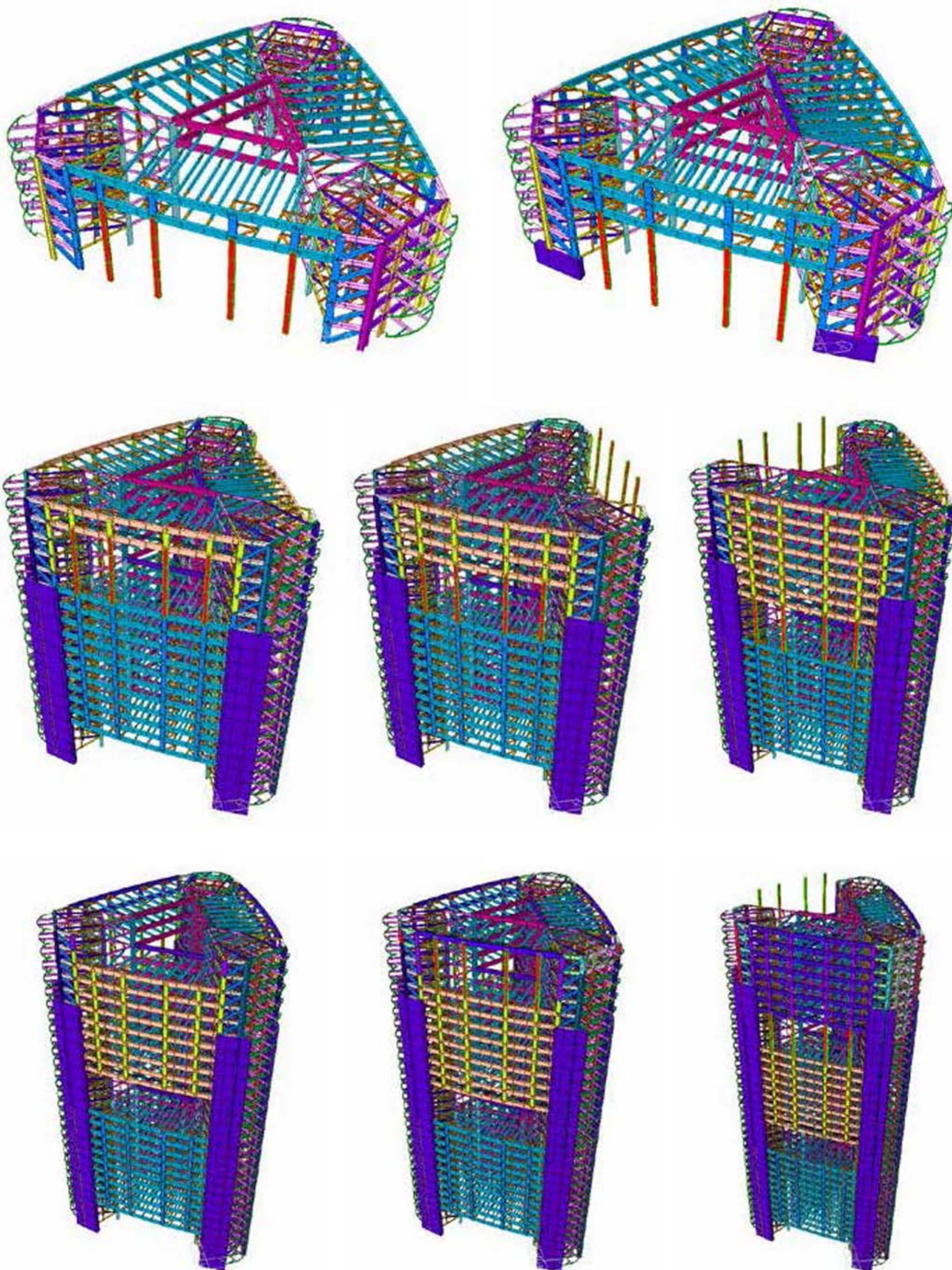
▼ Figura 6

Schermate tratte da Midas Gen: alcune particolari fasi di costruzione ("construction stages")



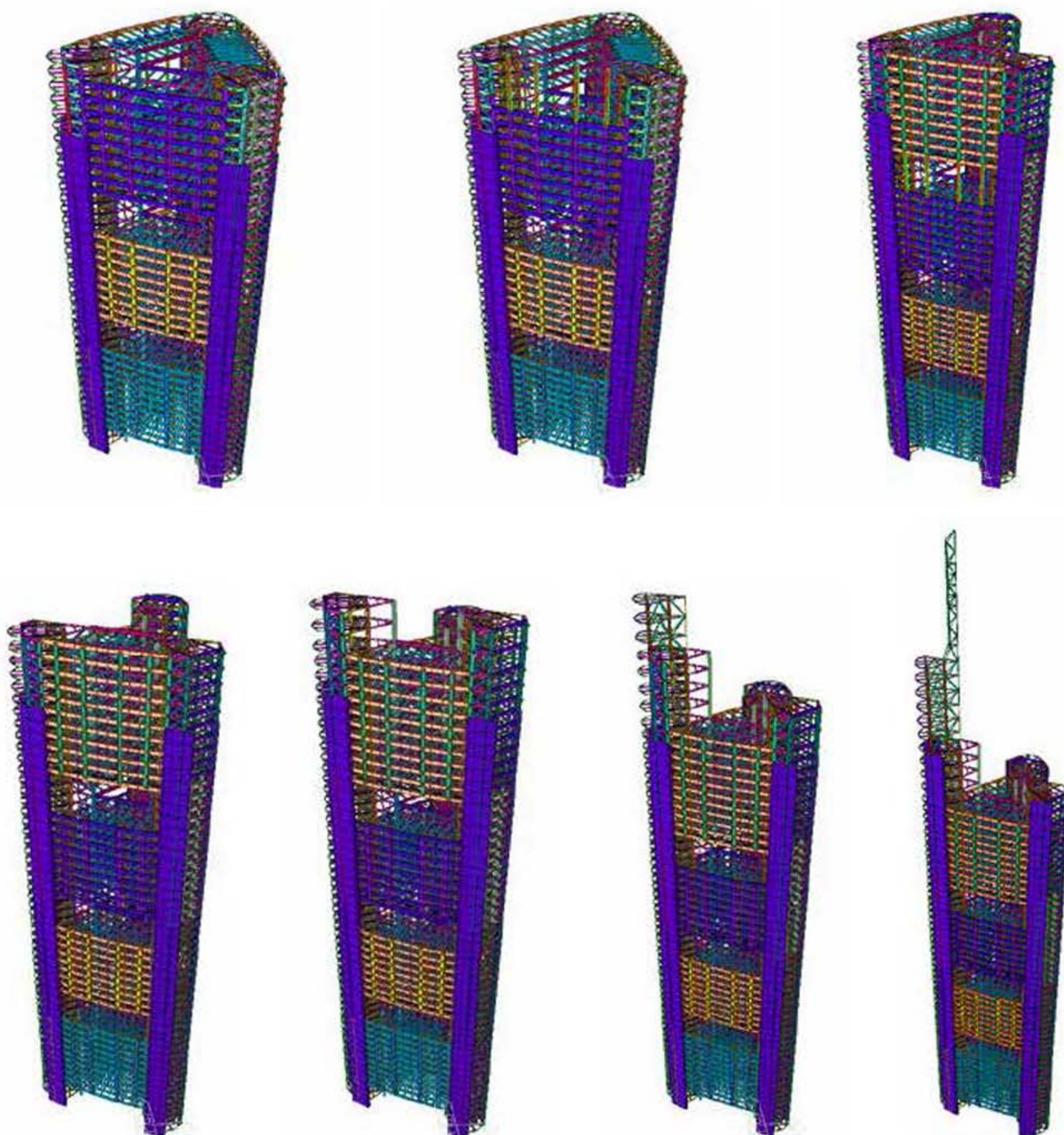
C. Sigmund

Il "grattacielo ecologico" sede della Commerzbank a Francoforte



C. Sigmund

Il "grattacielo ecologico" sede della Commerzbank a Francoforte



C. Sigmund

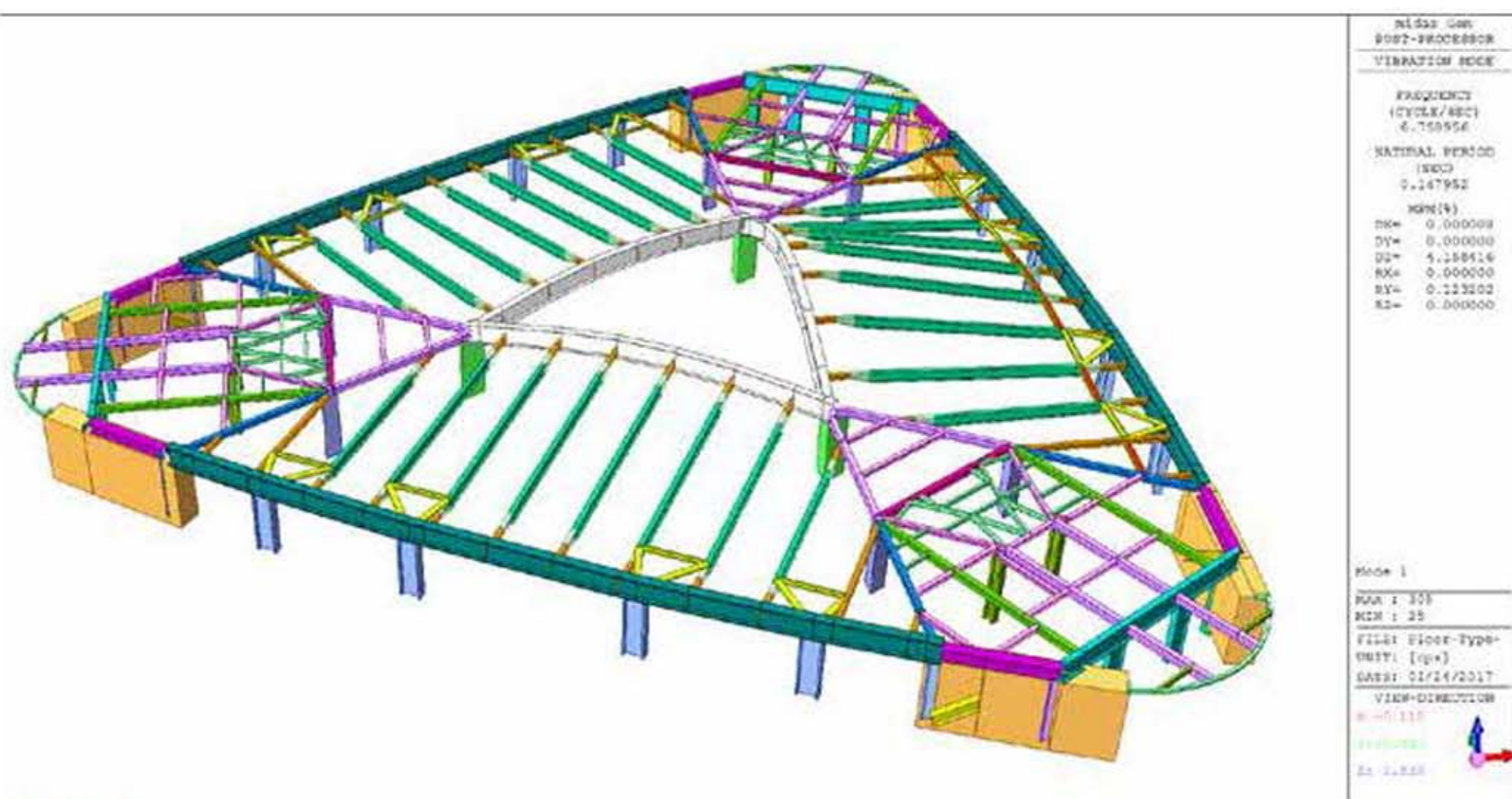
Il "grattacielo ecologico" sede della Commerzbank a Francoforte

► Alcuni risultati delle simulazioni

Analisi delle vibrazioni dell'impalcato tipo per l'individuazione delle parti più suscettibili di concentrazione di tensione

Periodo di vibrazione impalcato tipo (3 modi di vibrazione estratti pressoché uguali): $T_0 = 0,148$ s ($f_0 = 6,7$ Hz).
(*) Estrazione degli autovettori tramite iterazione nel sub-

spazio con numero di frequenze cercate pari a 3. Numero di iterazioni fissate pari a 20 e dimensione del subspazio imposto pari a 10.



▲ Figura 7

Analisi delle frequenze libere di oscillazione strutture impalcato tipo: 1 modo di vibrazione con carichi permanenti portati e di esercizio schematizzati come masse modali nello spazio

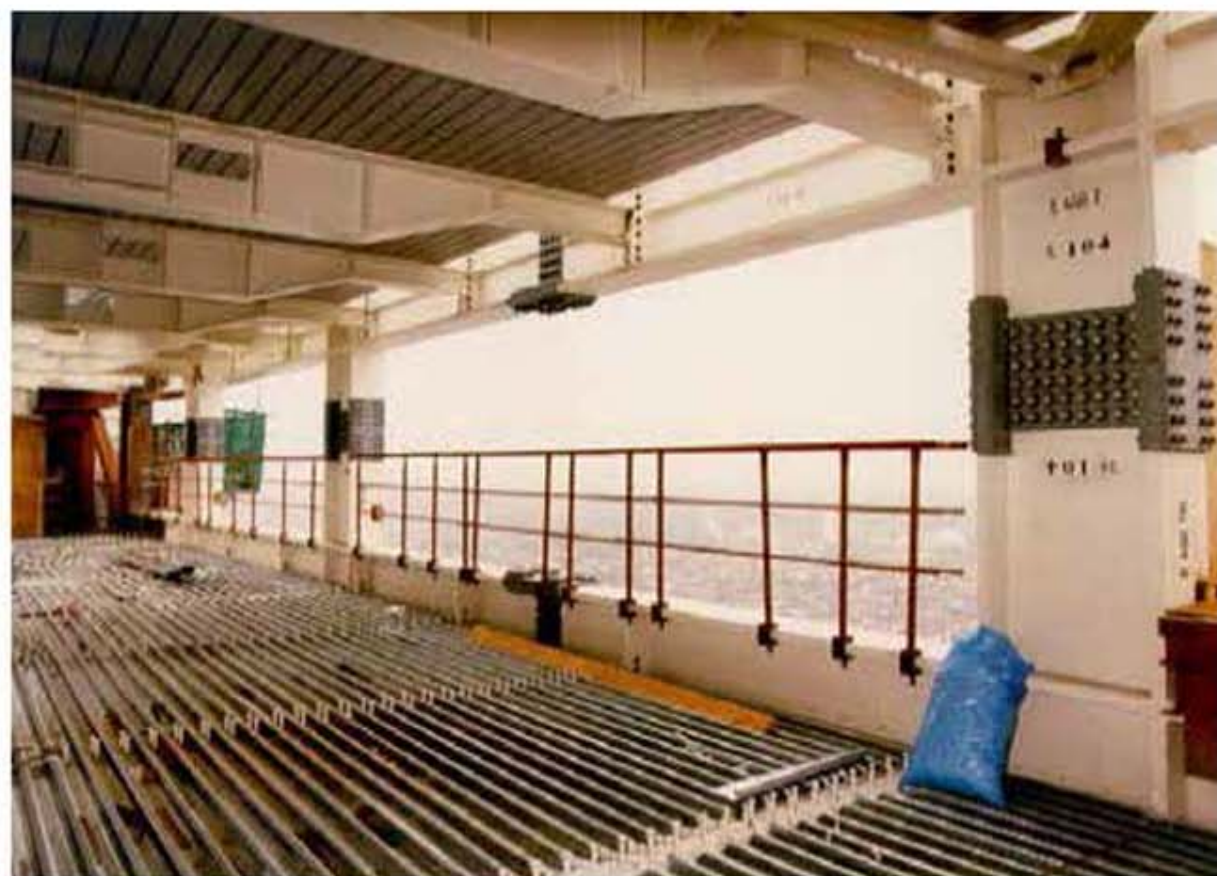
Come si può notare dalla figura, le maggiori deformazioni si concentrano nell'intorno delle travi portanti sul perimetro dell'atrio (nel caso in oggetto, I-1100/475/20, S460). Quanto osservato è coerente con i risultati delle analisi statiche: maggiori risultano infatti le tensioni di esercizio per il peso dei solai portati. Interessando in questo caso le forme modali che minimizzano l'energia di deformazione e che massimizzano l'energia cinetica, si è provveduto a una descrizione dettagliata della rigidità delle varie travi dell'impalcato tipo (anche mediante studi a parte di sottomodelli), in modo che la matrice delle rigidità risulti sufficientemente accurata. Infatti, come noto, poiché i modi di vibrare alle frequenze più basse minimizzano l'energia di deformazione, essi tendo-

no anche a mettere in luce porzioni portanti dell'impalcato più deboli o flessibili. La "mesh" utilizzata per la discretizzazione degli elementi "beam" è "rada" e "non uniforme" ma comunque sufficiente ai fini della correttezza dei risultati, interessando appunto solo i primi modi di vibrazione (quelli cioè alle basse frequenze). In merito alle parti giuntate terminali delle travi del solaio, si può nel caso in oggetto ritenerle sufficientemente poco deformabili (e quindi meno suscettibili a una loro non precisa definizione per il calcolo delle frequenze): le travi delle aree di solaio più flessibili sono ancorate alle travi portanti perimetrali mediante puntelli verticali (tra le piattabande) e coprigiunti di collegamento 135/590/30 mm con serraggio a sei bulloni (si veda figura).

(*) Per prevenire situazioni di collasso per fatica o per sovraccarico oltre il limite di progetto, il National Building Code of Canada (NBC) richiede un'analisi dinamica dell'impalcato (con carico mobile che schematizzi l'utenza) quando la struttura dell'impalcato presenti una frequenza libera di vibrazione minore di 6 Hz. Tipiche frequenze di vibrazione per l'azione di camminamento sui solai si aggira attorno ai 2-3 Hz.

C. Sigmund

Il "grattacielo ecologico" sede della Commerzbank a Francoforte



▲ Figura 8
Intradosso travi portanti solaio tipo
innestate sulle travi della struttura
Vierendeel e preparazione impalcato
con lamiera Superholorib®

Stima locale dell'entità delle frequenze minime di vibrazione nelle zone più deformabili dell'impalcato tipo

Eseguendo un'analisi statica lineare, dal post-processore ("Code Check Result Dialog") a corredo del software si leggono inflessioni massime (relative per sezioni in campata) attorno a $\Delta = 25$ mm (su luci di circa 16 metri con $L/250 = 45$) solo sulla coppia di travi centrali (di luce maggiore). Utilizzando quindi la nota formula:

$$f_n(\text{Hz}) = \frac{18}{\sqrt{\Delta(\text{mm})}} = \frac{18}{\sqrt{25}} \sim 3.6 \text{ Hz}$$

si può ritenere questo primo valore della frequenza quale riferimento per la soglia minima di vibrazione della parte più deformabile dell'impalcato che risulta anche la più circoscritta. Escludendo le sole coppie di travi centrali, i massimi abbassamenti (relativi per inflessione in campata) si leggono invece dell'ordine massimo di $\Delta = 20$ mm a cui corrisponde:

$$f_n(\text{Hz}) = \frac{18}{\sqrt{\Delta(\text{mm})}} = \frac{18}{\sqrt{20}} \sim 4.0 \text{ Hz}$$

Si può ritenere pertanto (in sicurezza) che le frequenze minime, di vibrazione delle parti circoscritte maggiormente deformabili dei solai, si attestino al più tra i 3.6-4.0 Hz. Ciò può considerarsi un risultato in tutta sicurezza perché non si è considerata alcuna minima dissipazione; si è tenuto conto invece (nel calcolo delle frecce di inflessione) dell'incremento di rigidità (+20%) apportato alle travi

dalla soletta gettata sulla lamiera grecata che, notoriamente, tende ad abbassare il periodo proprio di vibrazione della trave. Assumendo il valore di 3.6 Hz come valore rappresentativo, poiché le travi (saldate) sono dotate di massa sufficientemente esuberante, tutti i valori del "Response Factor" R (indice performante delle travi del solaio sotto carichi dinamici per camminamento) vengono a cadere in un range di valori compreso tra 4 e 8; pertanto in linea con le linee guida dello "Steel Construction Institute (UK)" (*).

(*) La struttura è stata progettata dalla Ove Arup & Partners, società londinese. The ARUP Journal 2/1997 in particolare riporta per le singole travi saldate del solaio tipo (Floor system) una frequenza libera di oscillazione pari a 3.5 Hz. Coerentemente con l'analisi delle frequenze di vibrazione, le maggiori deformazioni (assolute) si concentrano verso le travi di bordo della zona dell'atrio, confermando quanto si era osservato dai primi risultati sulle forme modali ad alta frequenza (essenzialmente le prime tre). Poiché dai documenti reperiti sulla struttura in oggetto non si è riusciti a trovare alcuna precisa e chiara indicazione in merito alle esatte dimensioni dello spessore delle lamiere (anima e piattabande) e della larghezza delle travi saldate e sagomate dei solai, si è deciso (noti il valore della frequenza libera di oscillazione e delle altezze delle sezioni in campata, dichiarati dalla ARUP stessa) di iterare varie soluzioni (variando lo spessore delle lamiere e la larghezza delle piattabande) fino a registrare frequenze di vibrazione minime non minori di 3.5 Hz (valutate, per mezzo delle semplici formule precedentemente ricordate, in funzione delle frecce di inflessione di volta in volta in output dal software Midas Gen). Di conseguenza, il modello delle travi dell'impalcato tipo, malgrado purtroppo l'assenza di alcune importanti informazioni, è qui considerato sufficientemente tarato per gli scopi del presente studio.

C. Sigmund

Il "grattacielo ecologico" sede della Commerzbank a Francoforte

Construction Stages Analysis

Analisi evolutive in fase di costruzione, considerando anche la reologia dei calcestruzzi dei megasostegni, sono state affrontate essenzialmente per verificare due aspetti in merito al meccanismo di resistenza della struttura ai carichi verticali dei solai. In particolare, per:

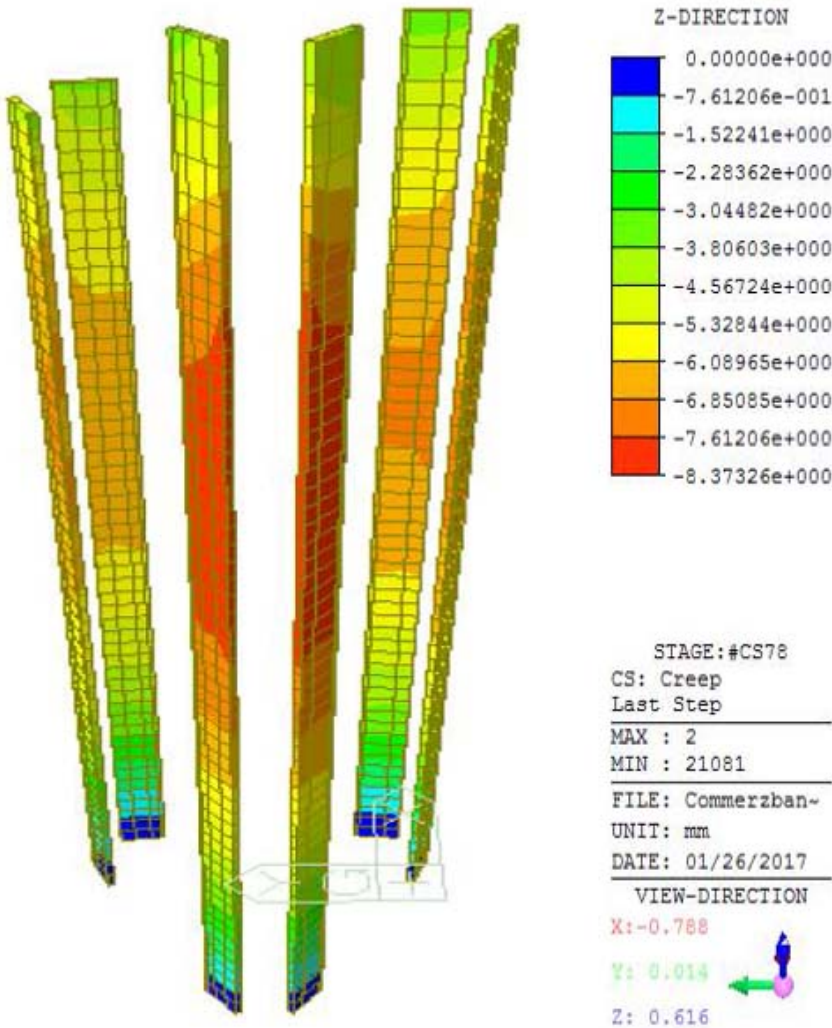
1. verificare l'ipotesi assunta a base del modello: che i pesi dei carichi verticali degli impalcati siano effettivamente bilanciati dalla ridistribuzione degli sforzi tra le file di travi e colonne del grigliato iperstatico delle varie strutture Vierendeel, ciascuna considerata quindi come elemento unitario della struttura "resistente per forma";

2. individuare le zone in cui si rende necessario il puntellamento temporaneo di alcune travature in quota, durante le fasi di costruzione, al fine di evitare picchi di deformazione e eccessive tensioni iniziali.

Sono stati studiati diversi modelli differentemente caricati e con differenti fasi costruttive ipotizzate. In particolare, mediamente, si sono assunte queste ipotesi: assemblaggio del solo telaio in carpenteria metallica con periodo medio di 1 giorno/livello. Massimo livello temporaneo dei getti dei megasostegni in ritardo di 4 livelli rispetto al livello raggiunto dal telaio portante in acciaio; lasso di tempo dal getto alla rimozione delle casseforme rampanti di circa 20 gg. Getto della prima soletta alleggerita sulla lamiera grecate a partire dal 360-esimo giorno di inizio costruzione con tempi di

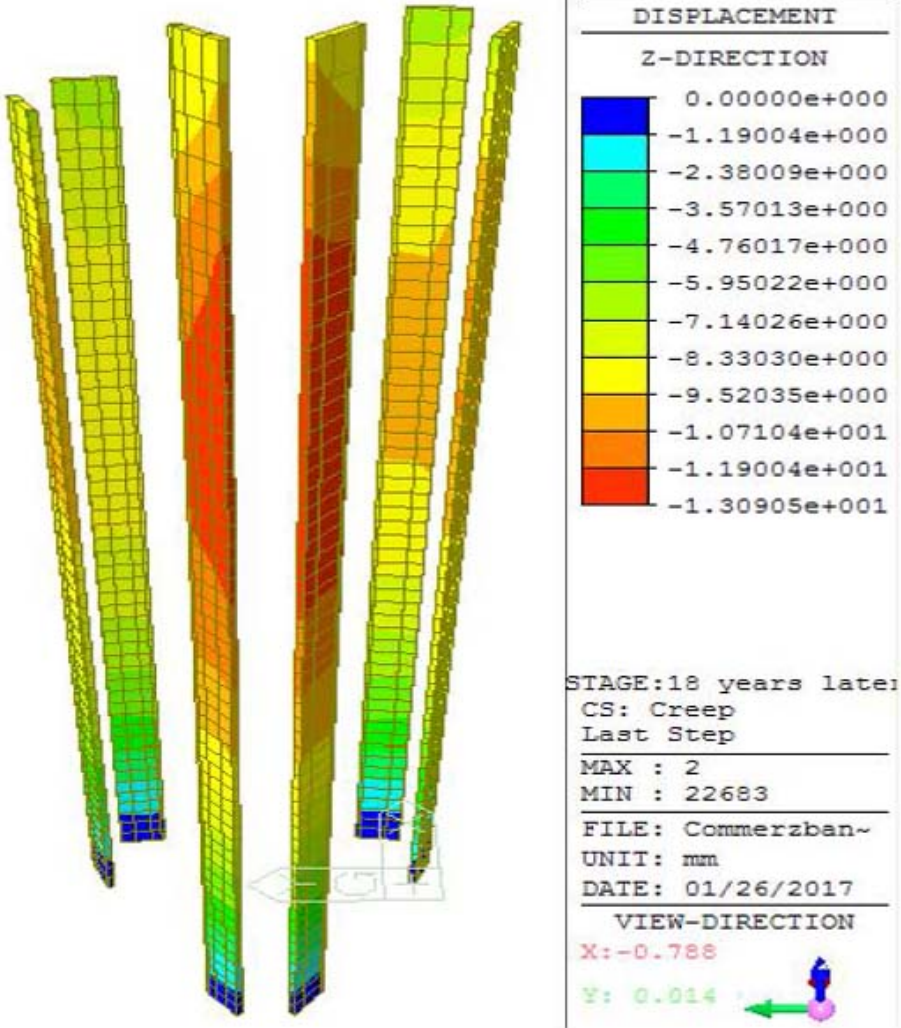
▼ Figura 9a

Distribuzione degli accorciamenti dei megasostegni relativi alla sola componente viscosa a fine costruzione (circa 700 gg)



▼ Figura 9b

Distribuzione degli accorciamenti dei megasostegni relativi alla sola componente viscosa a distanza di 18 anni da inizio costruzione



C. Sigmund

Il "grattacielo ecologico" sede della Commerzbank a Francoforte

circa 5 giorni/livello per il completamento strutturale. Rivestimenti esterni (vetrate e pannelli) a partire dal 540-esimo giorno di inizio costruzione con un tempo di avanzamento di circa 2 giorni/livello. Variabili di esercizio applicati al loro 30% del valore caratteristico a partire dal completamento dell'opera (dopo circa 700 giorni da inizio costruzione). Carichi permanenti portati sugli impalcati considerati al loro valore effettivo (100% del valore caratteristico durante tutte le analisi evolutive) per tenere conto del fatto che ai pesi delle sole parti strutturali effettive (quando ancora non installate finiture, partizioni verticali e impianti) sono stati ipotizzati agenti pesi di materiali stoccati temporaneamente ed eventuali macchinari per lo spostamento e il posizionamento di incidenza paragonabile a quelli da installare effettivamente. Per la costruzione dei vari "stages" ci si è serviti del "Construction Stages Wizard" a corredo del software, andando poi successivamente a particularizzare, variando opportunamente alcuni "stages" mediante il comando "Define Construction Stages". Si sono in particolare introdotti alcuni vincoli posticipati (temporanei e quindi disattivati in "stages" successivi) mediante l'inserimento temporaneo nel modello di elementi "truss" di sezione tubolare, al fine di schematizzare l'azione di puntellamento provvisorio agente

sull'intradosso e sull'estradosso delle travi inferiori e superiori di quelle strutture Vierendeel che risultano consecutive lungo l'altezza in una medesima facciata della torre.

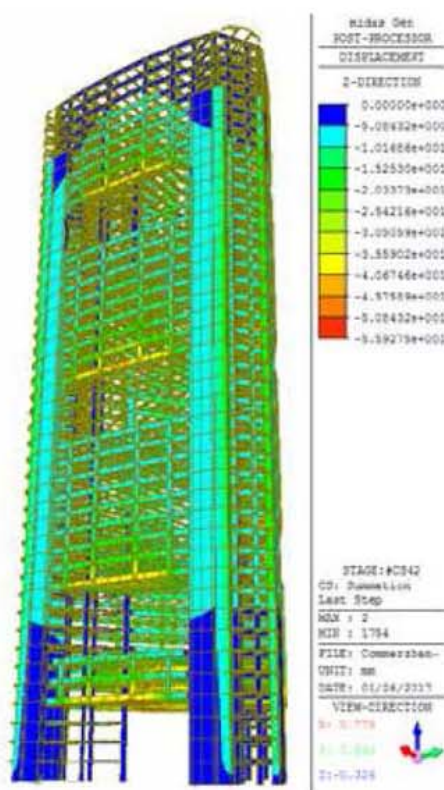
Di seguito alcune schermate in cui sono evidenziate le mappe di colore della distribuzione della sola componente viscosa degli accorciamenti assiali per i megasostegni. Si nota come il valore medio di $(8.4 + 13.0)/2 = 10.7$ mm risulti in accordo con il risultato delle calcolazioni manuali (1 cm), che hanno utilizzato per la stima semplici risultati di analisi lineari con valori dei moduli elastici di default (a 28 gg) e il II teorema della viscosità lineare nell'ipotesi di azioni geometriche costanti nel tempo.

Mediante analisi evolutive, focalizzate proprio durante il solo periodo di costruzione (700 giorni circa), il puntellamento temporaneo delle prime file di travi delle strutture Vierendeel, man mano che si procede verso l'alto, risulta assolutamente necessario per contenere le punte di tensione che si verrebbero a creare alle estremità delle lamiere in prossimità dei megasostegni e in mezzzeria.

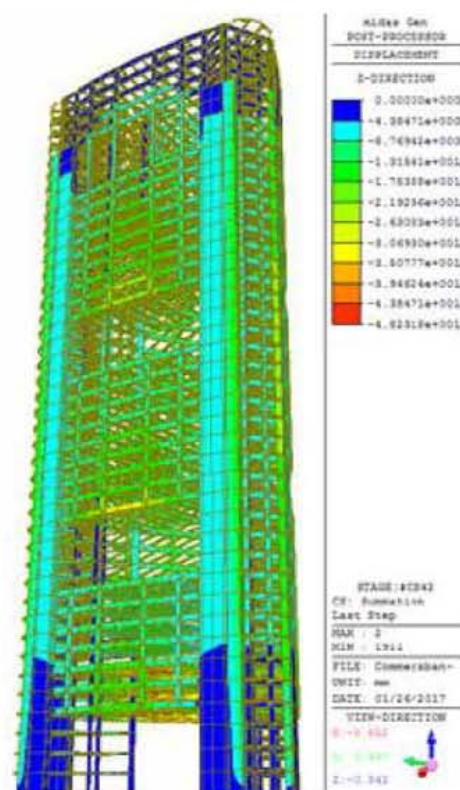
Con l'adozione del puntellamento temporaneo si riesce ad abbattere le punte di tensione di circa il 50% e così anche le frecce di inflessione soprattutto nelle lamiere dei solai di copertura delle aree a giardino (Sky Garden). Questo



▲ Figura 10a
Foto della struttura in costruzione al 42° piano dal piano stradale



▲ Figura 10b
Mappa distribuzione delle deformazioni verticali su modello 3D con edificazione in assenza di puntellamenti



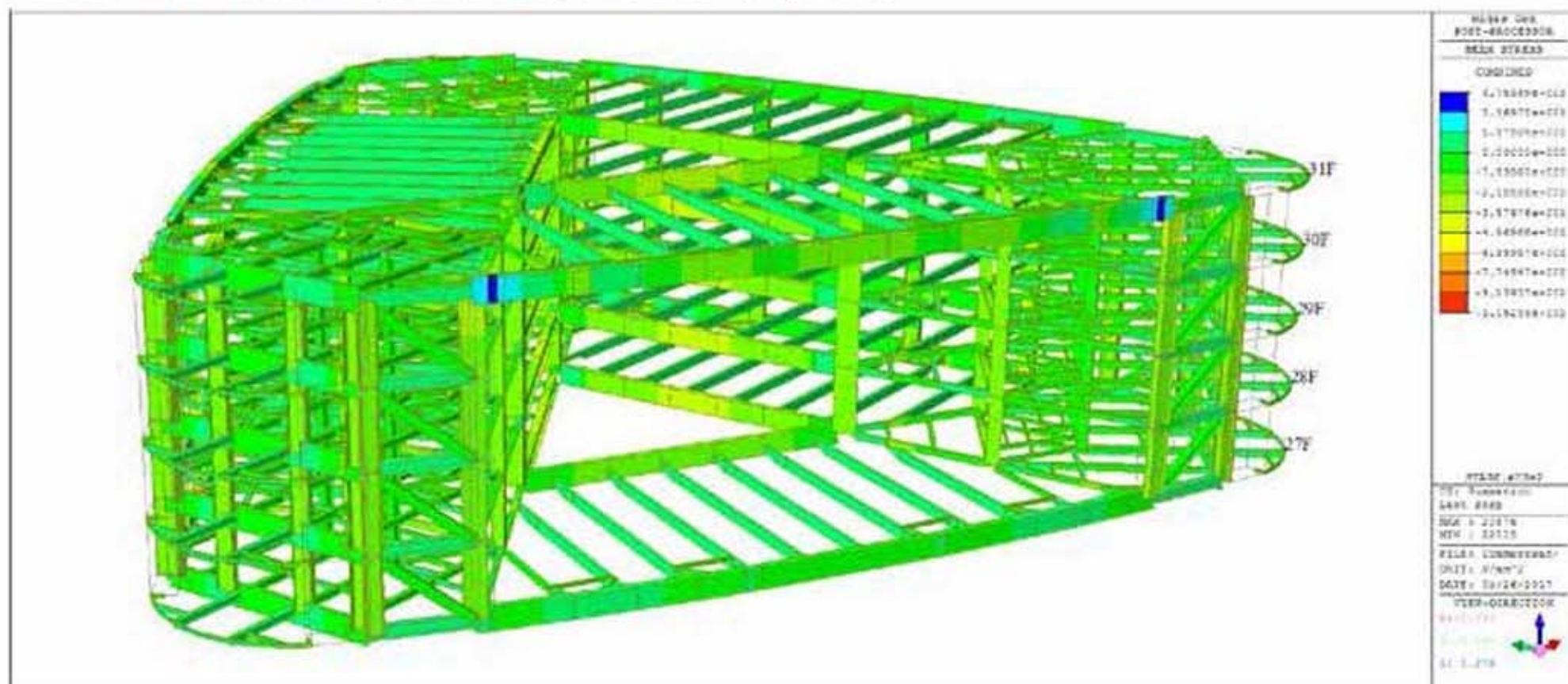
▲ Figura 10c
Mappa distribuzione delle deformazioni verticali su modello 3D con edificazione mediante puntellamenti temporanei.

C. Sigmund

Il "grattacielo ecologico" sede della Commerzbank a Francoforte

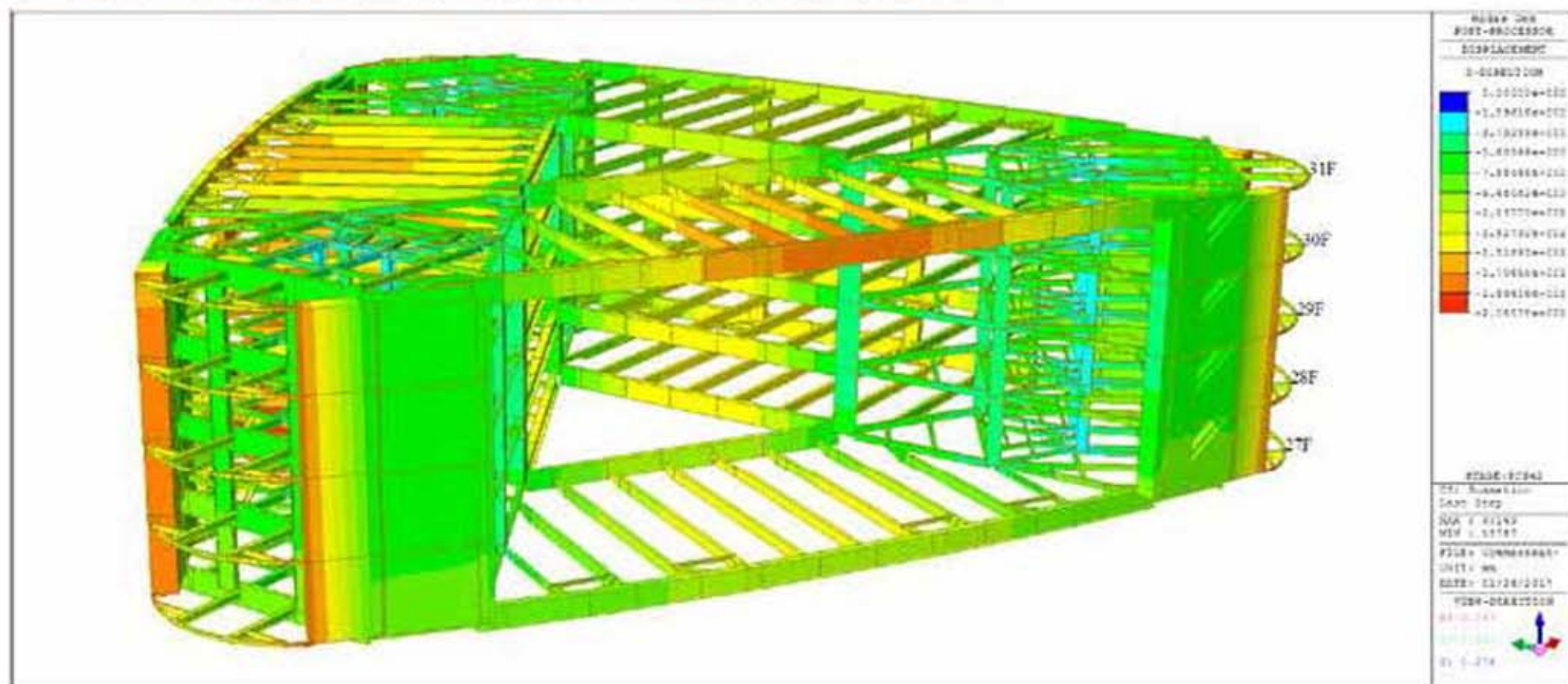
▼ Figura 11c

Tensioni nelle lamiere nel caso di adozione del puntellamento temporaneo



▼ Figura 11d

Distribuzione delle deformazioni nel caso di adozione di puntellamento temporaneo.



► Alcune considerazioni sull'utilizzo di Midas Gen

L'aver affrontato una struttura così particolare ha messo in evidenza alcune funzionalità del software che ho trovato assolutamente indispensabili e a cui all'inizio non avevo dato molto peso. Innanzitutto la possibilità di poter leggere da tabella i valori dei carichi in input, potendoli suddividere e selezionare per "Gruppi": ciò, oltre a ridurre al minimo gli errori in fase di input (infatti, malgrado la continua attenzione, ce ne sono stati), permette con pochi click di poter variare contemporaneamente le definizioni dei carichi di migliaia di aree di carico (sia distribuite su superfici sia linearmente distribuite su elementi "beam") e di poterle eventualmente assegnare altrove con altrettanta facilità. La possibilità di poter controllare i carichi da tabella mi è stata utile perché diversamente, data la complessità geometrica della struttura, sarebbe stato estremamente difficile un controllo sui carichi in input su impalcati diversi per carichi, orientamento ed elementi portanti ad ogni piano. Altro elemento che, a mio avviso, si è dimostrato assolutamente fondamentale nella gestione del modello è il "Tree Menu" che ha consentito in ogni fase del lavoro una precisa e agevole gestione di tutta la struttura, dalla definizione della geometria all'input dei carichi, fino a rimanere vera e propria "traccia" delle modifiche apportate che mi è stata utile successivamente per tipizzare "ad hoc" i vari modelli utilizzati. In particolare, il modello "Base" è stato costruito all'interno dell'ambiente Midas Gen, utilizzando in particolare la scheda "Group" del "Tree Menu". È bastato definire il piano tipo e utilizzare il comando "Building Generation" per creare in automatico il numero di piani della torre. Successivamente è bastato se-

lezionare ciascun livello e assegnarlo a un "Gruppo-Livello". Tramite il "Tree Menu" è stato quindi possibile selezionare e visualizzare ogni singolo piano e apportare localmente le modifiche agli elementi portanti e alle aree caricate. Non è stato infatti possibile prescindere da quest'ultima fase perché ogni piano è diverso dall'altro, per forma e per aree di carico. Il software si dimostra molto versatile in fase di input dei dati, potendo gestire le variabili dei solutori per vie diverse, volendo. Si ha infatti la sensazione che il software possa essere utilizzato anche a valle di cambi di normativa, potendo inserire alcune variabili (mi sovviene in mente ad esempio il fattore di struttura per le analisi sismiche) in diversi punti dell'interfaccia (potendo inserire opportuni fattori di scala disponibili in vari punti dell'ambiente del programma). Le schermate in input ai solutori sono molto semplici e intuitive ed è possibile leggere i risultati in dettaglio da apposito file di testo creato a fine soluzione. Questo l'ho trovato estremamente utile soprattutto per i risultati delle analisi di tipo "Pushover", dove la lettura del file di testo a fine soluzione è assolutamente indispensabile per correggere il numero massimo di iterazioni e il massimo numero di "sub-steps". Per il resto, il programma è abbastanza facile e anche piacevole da utilizzare.

Ringrazio il collega Ing. Vincenzo Orefice per avermi concesso la possibilità di poter visionare il suo materiale di tesi in merito agli effetti del vento su questa affascinante struttura e ovviamente la CSPFea, nelle persone della Dott.ssa Laura Furioso e dell'Ing. Daniele Ruzzante, per la gentile disponibilità e la fornitura della licenza software Midas Gen.

► Bibliografia

- Commerzbank Tower; John Arend, Mike Benkert, Audrey deFilippis, Saretta Tillmaand
- Windkanalversuche zum neuen Commerzbank-Hochhaus in Frankfurt/Main. Unpublished, Institut für Massivbau, TU Darmstadt; Winz, Christine and Sonntag, Ralf
- Wind Loads in City Centres Demonstrated at the New Commerzbank Building in Frankfurt/Main; Andreas Berneiser, Gert König
- The ARUP Journal 2/1997
- Stahlbau Atlas, Helmut C. Schulz, Werner Sobek, Kark J. Heberman

Sorgenti foto illustrazioni

- https://www.tatasteelconstruction.com/en_GB/tata-steel-case-studies/public-sector/Commerzbank-AG
- <http://www.taringa.net/post/imagenes/17026522/25-Grandes-rascacielos-icosos.html>

Isolamento sismico del busto di Francesco I d'Este con isolatori a pendolo



**Maria Gabriella
Castellano***



**Anna
Saetta****



**Sebastiano
Baggio****



**Luisa
Berto****



**Irene
Rocca****

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



* FIP Industriale S.p.A. - Via Scapacchiò 41 - 35030 - Selvazzano Dentro (PD)

** Department of Architecture Construction Conservation - University IUAV of Venice
Dorsoduro 2206 - Venice, 30123, Italy

** tel +39 041 2571311; +39 049 8789913; fax 049 8312080; saetta@iuav.it

Introduzione

Gli eventi sismici avvenuti nell'area del Mediterraneo hanno mostrato come la vulnerabilità sismica dei beni culturali, intesi sia come costruzioni storiche che oggetti d'arte, statue, dipinti e collezioni museali, sia un tema di grande attualità. Per poter affrontare questo genere di problemi, è necessario adottare un approccio di studio interdisciplinare, come quello presentato in Berto et al. (2012) che comprende: percorso della conoscenza, rilievo geometrico e caratterizzazione dei materiali, accurata definizione della domanda sismica, sviluppo di specifici metodi di analisi in accordo con le caratteristiche degli oggetti e con il livello di accuratezza richiesto ed infine progetto, se necessario, di opportuni sistemi di protezione. Tra le soluzioni di protezione più avanzate, è sempre di maggior impiego l'isolamento sismico di singoli oggetti d'arte, in passato soprattutto in Giappone e nel J. Paul Getty Museum di Los Angeles, più recentemente anche in Italia.

Recenti studi sul comportamento degli isolatori a pendolo a doppia superficie curva "Double Concave Curved Surface Sliders (DCCSS)", hanno evidenziato la loro efficacia nella protezione dei beni mobili (e.g. Berto et al. 2013 and 2015, Chiozzi et al. 2015). Questo sistema di isolamento, già ampiamente impiegato nel mondo dell'ingegneria civile, rappresenta quindi una valida soluzione anche per oggetti caratterizzati da massa e dimensioni ridotte per l'adattabilità ai contesti museali grazie alla loro dimensione contenuta e la possibilità di approfittare del know-how industriale esistente, evitando di ricorrere a complessi sistemi sviluppati ad hoc per specifiche opere.

Per questi motivi, un particolare sistema sviluppato da FIP industriale in collaborazione con l'Università di IUAV e denominato ISOLART® PENDULUM è stato progettato ed impiegato per l'isolamento del Busto di Francesco I D'Este, scolpito da Gian Lorenzo Bernini ed esposto nella collezione della Galleria Estense nel Palazzo dei Musei di Modena (Figura 1). Le caratteristiche geometriche del Busto e del relativo piedistallo sono riportate in Tabella 1 dove sono indicate anche le dimensioni massime in altezza (H), larghezza (L), profondità (P).

Tabella 1 ▼

	H (mm)	L (mm)	P (mm)	Peso (kN)
Busto	1000	1060	500	2.65
Base	140	315	240	
Piedistallo	1473	479	354	5.50



Figura 1 ▲
Busto di Francesco I d'Este

L'opera si trova esposta al secondo piano del Palazzo dei Musei di Modena, un complesso monumentale in muratura molto esteso (Figura 2).

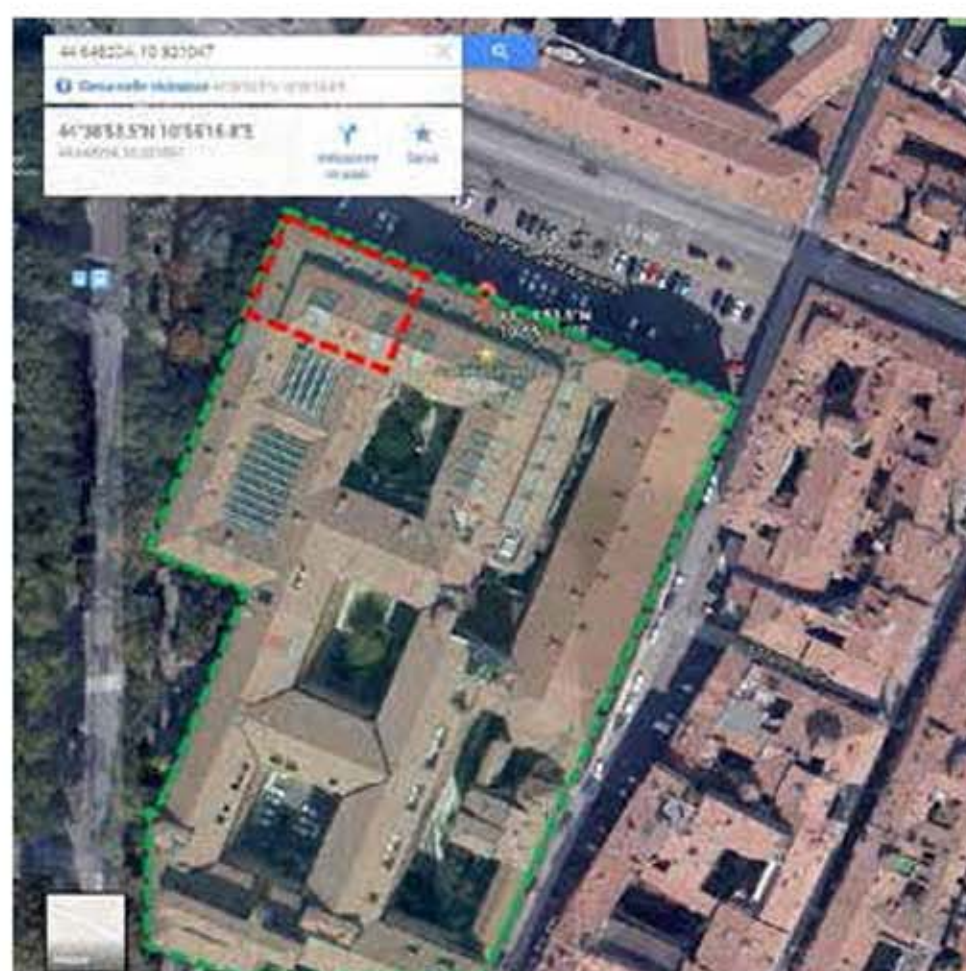


Figura 2 ▲
Palazzo dei Musei, vista aerea (Google maps) con evidenziata la zona in cui è esposta l'opera

1. Il sistema di isolamento

Tenuto conto delle caratteristiche geometriche ed inerziali del busto e del sistema busto/piedistallo, e dell'effetto di amplificazione dell'azione sismica dovuto alla quota dell'opera all'interno dell'edificio, valutata in fase preliminare mediante le formulazioni semplificate presenti in NTC08 ed EC8, nonché Linee Guida CNR DT212/2013, è stata valutata l'accelerazione critica per l'innescio di fenomeni di oscillazione e ribaltamento. In particolare si è osservato che l'azione critica che innesci l'oscillazione del sistema busto/piedistallo è pari a $0,176g$ corrispondente ad un tempo di ritorno pari a $T_r=37$ anni (considerato il posizionamento al secondo piano del Palazzo) ben inferiore al tempo di ritorno di $T_r=712$ anni che si può ragionevolmente assumere per l'azione sismica di riferimento.

Considerato, quindi, il particolare valore storico e culturale dell'opera si è ritenuto necessario provvedere ad un intervento di mitigazione del rischio sismico mediante isolamento.

Per dimensionare gli isolatori a pendolo si è eseguita un'analisi lineare equivalente parametrica, ottenendo nel caso in esame un raggio di curvatura di 3500 mm e spostamento di progetto pari a ± 180 mm. A causa del basso



Figura 3 ▲
Setup sperimentale di prova

peso dell'oggetto, e di conseguenza della bassa pressione sulle superfici di scorrimento degli isolatori, il valore del coefficiente d'attrito risulta di difficile determinazione, si è reso quindi necessario misurarlo mediante appositi test sperimentali. Si sono quindi eseguite delle prove dinamiche presso il laboratorio prove dello stabilimento di FIP Industriale in accordo con la normativa europea EN 15129:2009 sul setup di quattro isolatori, con una massa uguale a quella della statua e del suo piedistallo, **Figura 3**. In questo modo è stato valutato un coefficiente di attrito pari a 5,28%, adottato successivamente per le simulazioni numeriche.

1.1. Modello Numerico e reologico

La formulazione numerica di un isolatore a pendolo a doppia curvatura è affine a quella di un isolatore a pendolo semplice, purché si usi il raggio di curvatura equivalente (fornito dai produttori). Una descrizione approfondita del modello bilineare comunemente usato per descrivere il comportamento degli isolatori a pendolo è disponibile in Naeim and Kelly 1999.

In MIDAS Gen è implementato uno specifico elemento link non lineare "Friction pendulum system isolator" (FPS) le cui principali caratteristiche sono rappresentate dalle proprietà attritive e dalla rigidità post-scorrimento (rigidità di richiamo) dovuta al raggio di curvatura per le due deformazioni taglianti, e dalla simulazione del "contatto" (gap) in direzione assiale. Partendo da quest'ultima caratteristica, il comportamento assiale del link segue la legge:

$$f_x = P = \begin{cases} k_x d_x & \text{se } d_x < 0 \\ 0 & \text{altrimenti} \end{cases} \quad (1)$$

dove f_x è la forza trasmessa, d_x è la componente dello spostamento in direzione verticale (positiva se verso l'alto). Si simula in questo modo il fatto che questo isolatore è incapace di sopportare la trazione.

Per quanto riguarda il comportamento a taglio si ha lungo le due direzioni:

$$\begin{aligned} f_y &= f_{yf} + f_{yp} \rightarrow f_y = -|P|\mu_y\beta_y - |P|\frac{d_y}{R_y} \\ f_z &= f_{zf} + f_{zp} \rightarrow f_z = -|P|\mu_z\beta_z - |P|\frac{d_z}{R_z} \end{aligned} \quad (2)$$

dove i termini con il pedice "f" rappresentano le forze d'attrito che agiscono con verso opposto al movimento dell'isolatore e determinano la dissipazione di energia del sistema, mentre quelli con il pedice "p" rappresentano il comportamento a pendolo, con la "Restoring Force" (forza di richiamo) che consente il ricentraggio dell'isolatore.

Date le caratteristiche del dispositivo adottato, si assume un comportamento uguale nelle due direzioni, ovvero per il coefficiente di attrito: $\mu_y = \mu_z = \mu$, e i raggi di curvatura $R_y = R_z = R$. I parametri β_y e β_z , rappresentano una variabile isteretica interna. Per quanto riguarda μ , questo dipende dalla velocità di scorrimento secondo la legge esponenziale, (Constantinou et al, 1990):

$$\begin{aligned} \mu_y &= \mu_{fast,y} - (\mu_{fast,y} - \mu_{slow,y}) \cdot e^{-rv} \\ \mu_z &= \mu_{fast,z} - (\mu_{fast,z} - \mu_{slow,z}) \cdot e^{-rv} \end{aligned} \quad (3)$$

con la velocità espressa come:

$$v = \sqrt{\dot{d}_y^2 + \dot{d}_z^2} \quad (4)$$

e "r" rateo di variazione della velocità;

$$r = \frac{r_y \dot{d}_y^2 + r_z \dot{d}_z^2}{v^2} \quad (5)$$

Si nota, quindi, che l'attrito, all'aumentare della velocità, tende al valore di μ_{fast} . I parametri necessari per definire l'elemento FPS sono dunque:

" μ_{slow} " e " μ_{fast} ": coefficienti d'attrito dinamico a bassa e alta velocità;

"r": rateo di variazione per l'equazione evolutiva dell'attrito dinamico;

" K_1 ": rigidità iniziale dell'isolatore prima dell'innesco dello scivolamento;

" ξ ": Smorzamento relativo delle analisi.

Oltre alle caratteristiche del sistema:

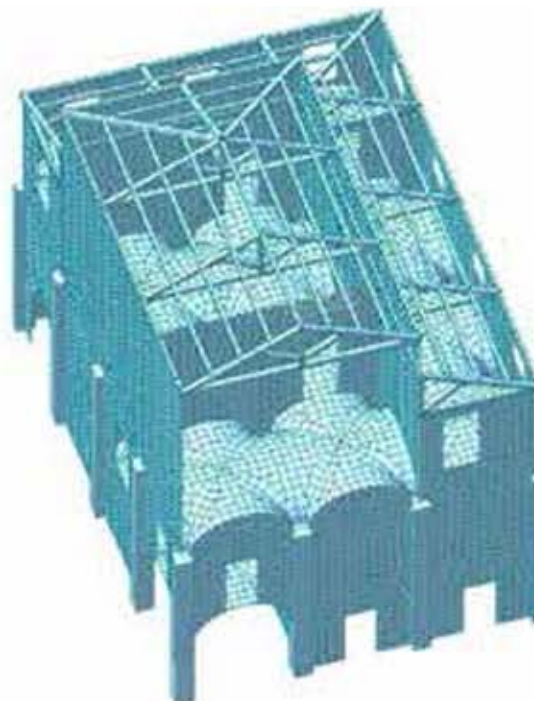
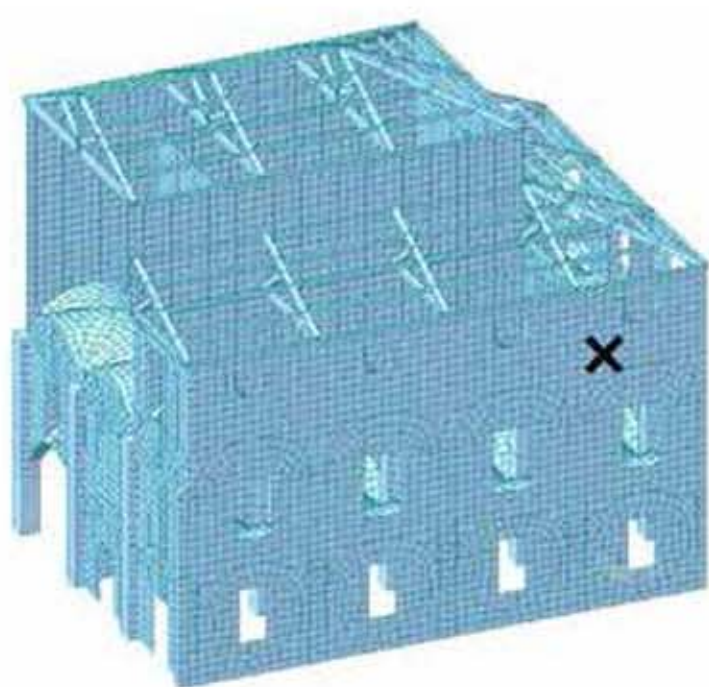
"R": raggio di curvatura equivalente;

"W": Peso del sistema

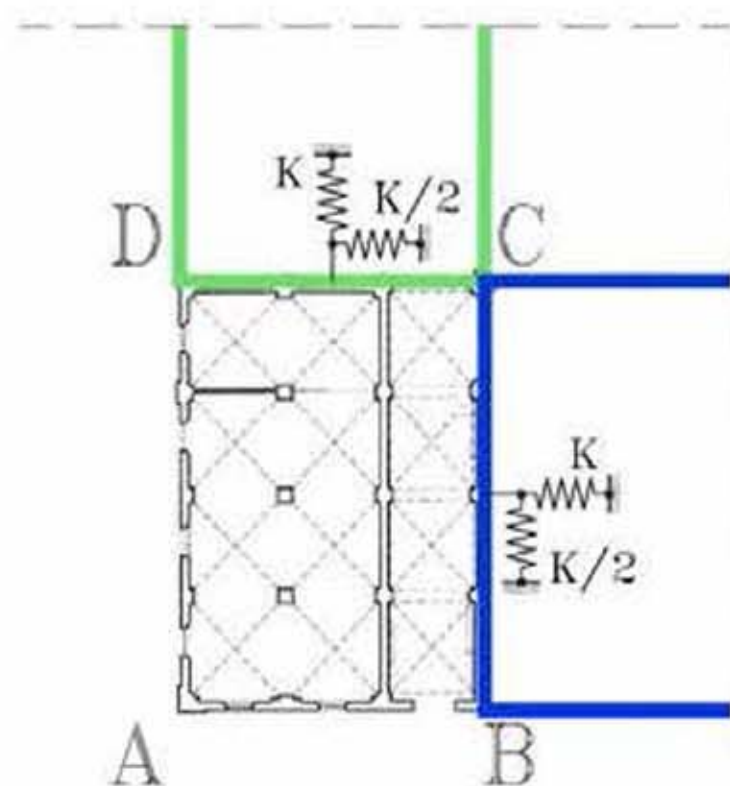
1.2 Modello Numerico

Per eseguire le analisi sul sistema isolato è stato necessario procedere ad una modellazione FEM di:

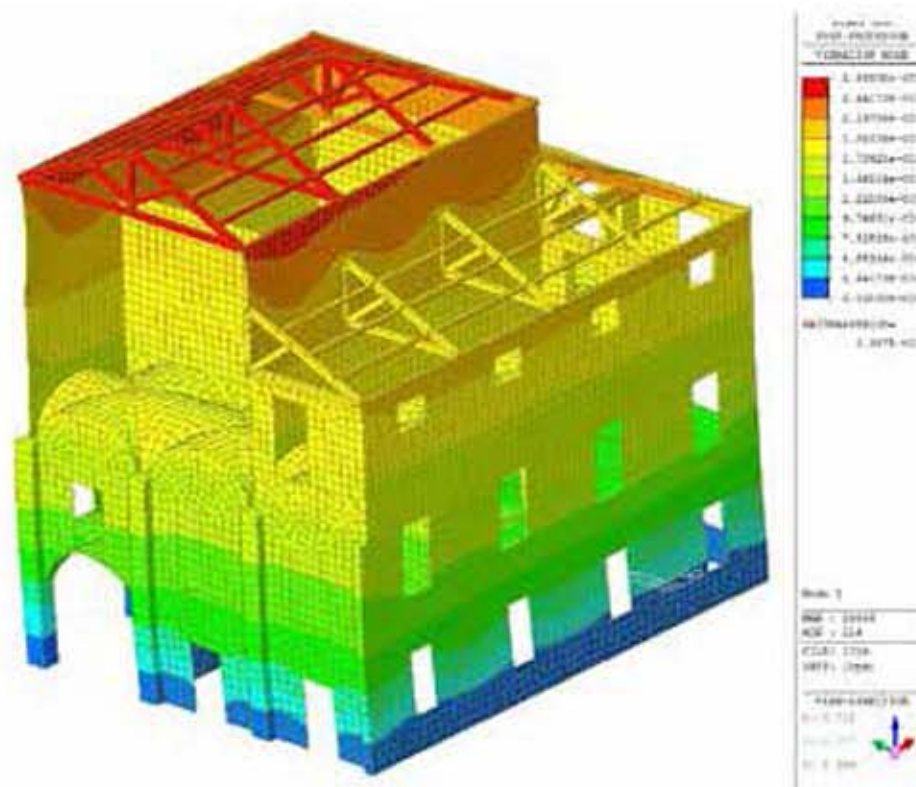
- un'ideale porzione di Palazzo dei Musei, opportunamente vincolata per considerare la presenza delle parti adiacenti di struttura, realizzata a partire dalla digitalizzazione delle planimetrie esistenti e dalla scansione laser scanner 3D delle sale che ospitano l'opera, per valutare tramite un'analisi time history l'accelerazione sismica al piano. Il modello FEM, realizzato con Midas GEN, è presentato in **Figura 4**; la schematizzazione delle condizioni di vincolo è riportata in **Figura 5**, per la rigidezza delle molle sono state fatte diverse ipotesi. Su tale modello si è svolta dapprima un'analisi modale, di cui in **Figura 6** è rappresentato il risultato relativo al primo modo di vibrare della configurazione più deformabile. Successivamente l'edificio è stato sottoposto a 14 coppie di accelerogrammi spettrocompatibili per determinare l'accelerazione di piano;
- il sistema busto di Francesco I d'Este e basamento. Per il busto ci si è basati sulla scansione fotografica 3D realizzata con Autodesk 123D Catch ed elaborata con 3D Rhinoceros **Figura 7**, quindi esportata in mesh per Midas Gen, **Figura 8**. Su tale modello sono state eseguite alcune analisi preliminari. A titolo di esempio in **Figura 9** si riporta lo stato tensionale per effetto del peso proprio;
- il sistema isolato busto/piedistallo/piattaforma di isolamento, per le analisi time history non lineari. Per tale sistema, per ridurre i tempi computazionali, si è utilizzato un modello semplificato costituito da un elemento beam di caratteristiche geometriche e inerziali equivalenti al sistema busto/piedistallo e sovrastante la piastra in acciaio vincolata mediante link FPS, i cui parametri adottati per la modellazione sono riportati in **Figura 10**, e **Figura 11**.



◀ Figura 4a-b
Viste del modello numerico della porzione di Palazzo studiata con indicata la posizione del busto

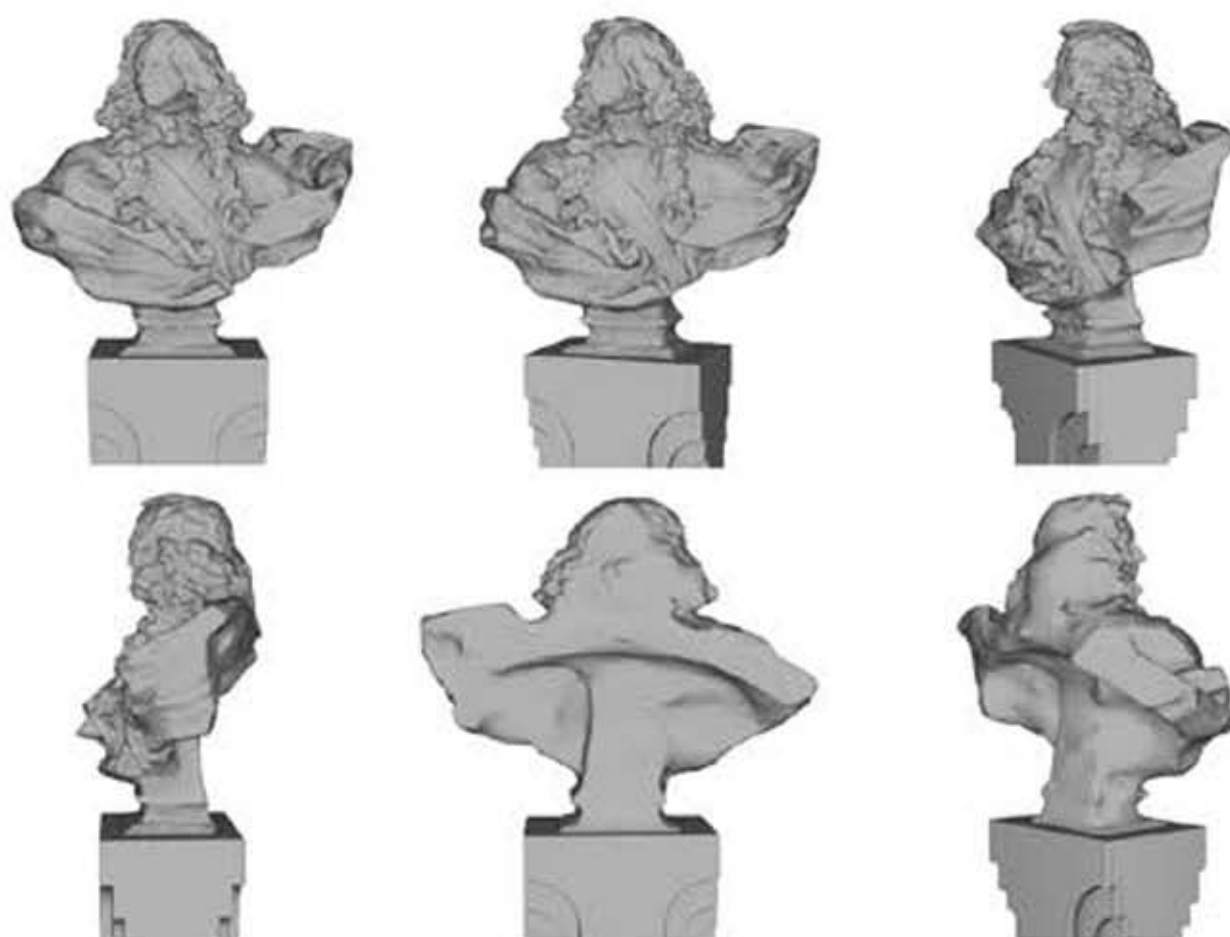


▲ Figura 5
Schema delle condizioni di vincolo del modello numerico

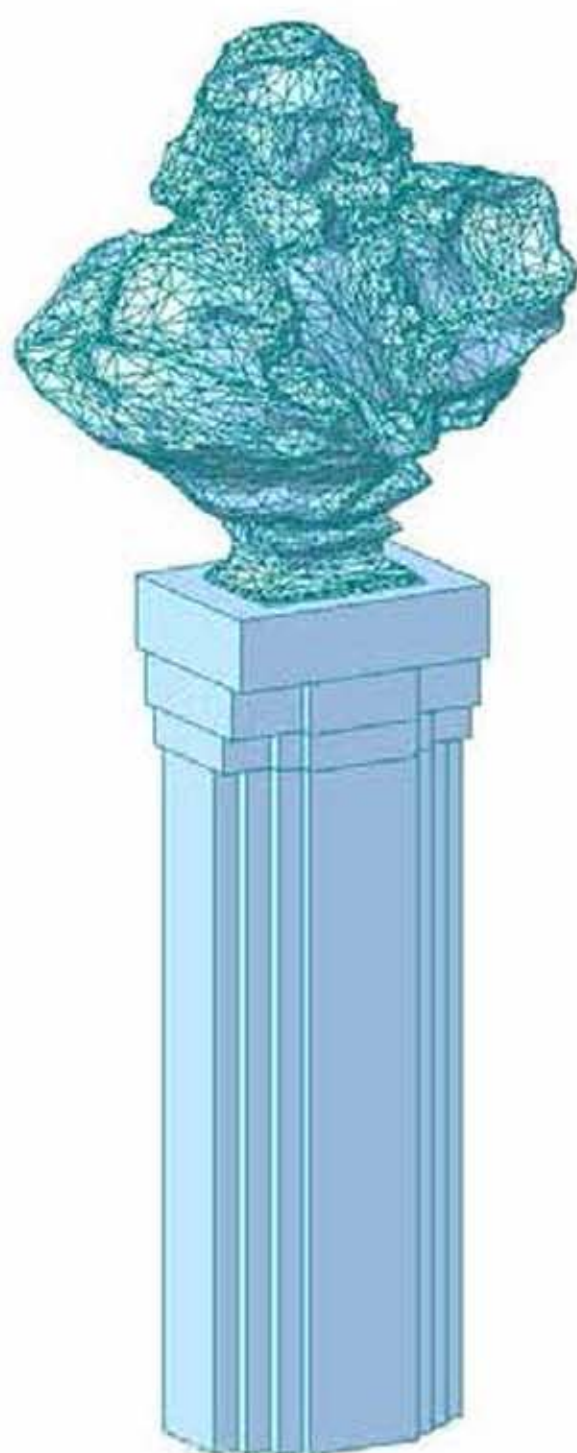


▲ Figura 6
Analisi modale del Palazzo - 1° modo

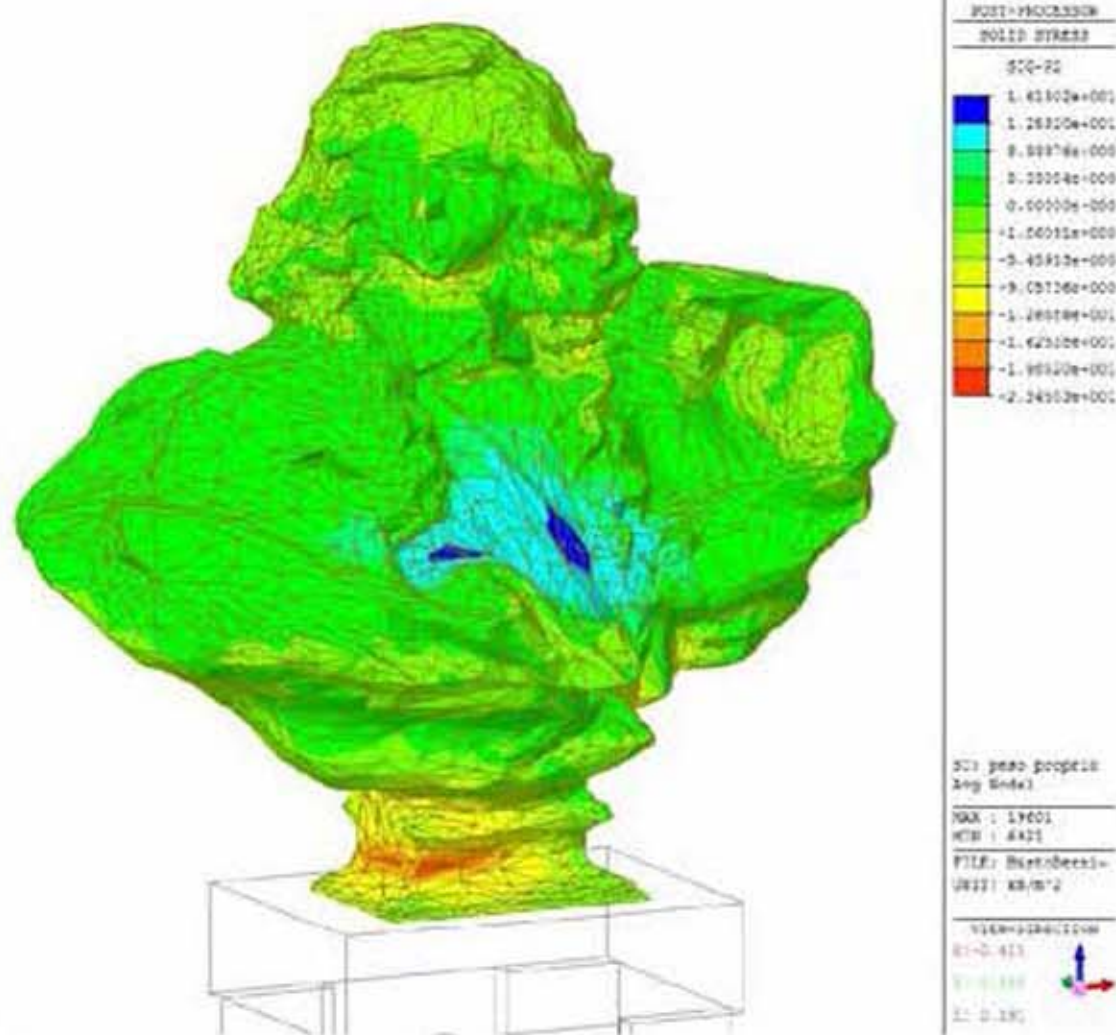
M.G. Castellano - A. Saetta - S. Baggio - L. Berto - I. Rocca
 Isolamento sismico del busto di Francesco I d'Este con isolatori a pendolo



▲ Figura 7
 Ricostruzione 3D del Busto di Francesco I d'Este



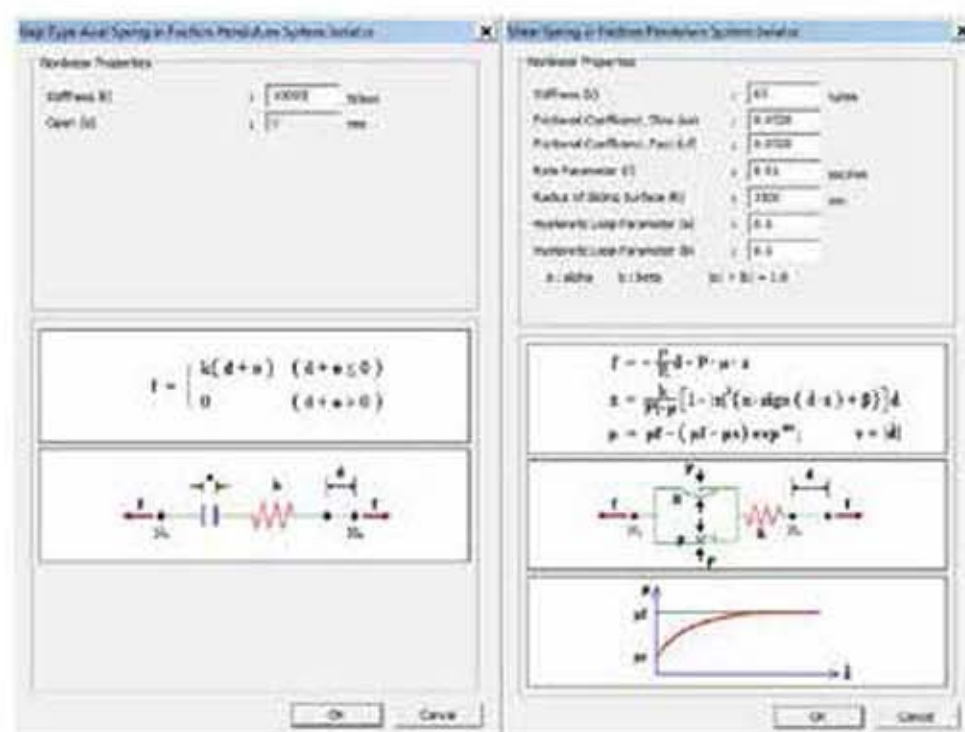
◀ Figura 8
 Mesh 3D Midas GEN



▲ Figura 9
 Stato tensionale per effetto del peso proprio

M.G. Castellano - A. Saetta - S. Baggio - L. Berto - I. Rocca

Isolamento sismico del busto di Francesco I d'Este con isolatori a pendolo



◀ Figura 10

Parametri lineari del general link Friction Pendulum

▲ Figura 11

Parametri non lineari del general link Friction Pendulum

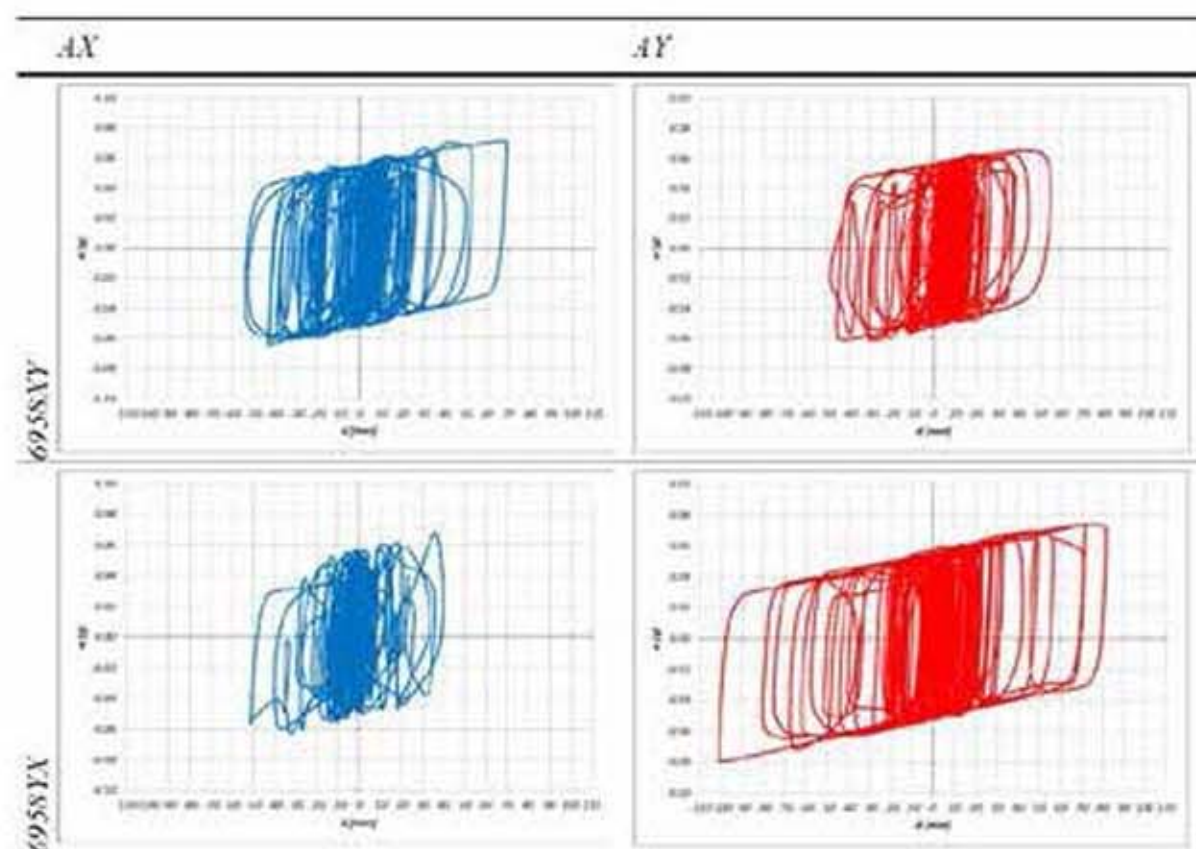
3. Analisi Time History su isolatori

Per verificare l'idoneità del sistema di isolamento si è simulato il comportamento del sistema isolato soggetto a 14 coppie di accelerogrammi ricavati a livello del secondo piano dall'analisi time-history dell'edificio.

In **Figura 12** si riportano, a titolo di esempio, i cicli di isteresi del sistema isolato in termini di accelerazione trasmessa e spostamento subito, per la coppia di accelerogrammi che corrisponde alla condizione più gravosa sia in termini di accelerazione sia di spostamento massimo. I risultati delle analisi mostrano una generale buona efficienza dell'isolatore nel ridurre l'accelerazione agente alla

base del piedistallo a_g fino ad un valore compatibile con la sicurezza dell'opera. Si è verificato che $a_g < a_{g,c} = 0.13g$ accelerazione che induce oscillazione del sistema busto/piedistallo, calcolata applicando un fattore di confidenza riduttivo pari a 1,35. Per quanto riguarda lo spostamento massimo registrato, si osserva che il valore massimo resta inferiore a ± 100 mm, inferiore alla corsa massima tollerata dal dispositivo pari a 360 mm.

In **Figura 13** è possibile osservare l'installazione finale del sistema isolato.



◀ Figura 12

Cicli di isteresi del sistema isolato ricavati mediante analisi Time History non lineare

M.G. Castellano - A. Saetta - S. Baggio - L. Berto - I. Rocca
 Isolamento sismico del busto di Francesco I d'Este con isolatori a pendolo



◀ Figura 13
 Installazione finale (cortesia della
 Galleria Estense)

Ringraziamenti

Si ringraziano la Galleria Estense di Modena, la Direzione Regionale per i beni culturali e paesaggistici per l'Emilia Romagna e la Soprintendenza per i Beni Storici Artistici ed Etnoantropologici di Modena e Reggio Emilia. Un ringraziamento particolare al dott. Stefano Casciu per la disponibilità e la dedizione dimostrata nella promozione di questo intervento.

► Bibliografia

- Baggio S., Berto L., Favaretto T., Saetta A., Vitaliani R. (2015). *Seismic isolation technique of marble sculptures at the Accademia Gallery in Florence: numerical calibration and simulation modelling*, Bull. of Earth. Eng., 13(9): 2719-2744.
- Berto L., Favaretto T., Saetta A., (2013). *Seismic risk mitigation technique for art objects: experimental evaluation and numerical modelling of double concave curved surface sliders*, Bull. of Earth. Eng. 11 (5): 1817-1840.
- Berto L., Favaretto T., Saetta A., Antonelli F., Lazzarini L., (2012). *Assessment of seismic vulnerability of art objects: the "Galleria dei Prigioni" sculptures at the Accademia Gallery in Florence*, J. Cult. Heritage, 13 (1), 7-21.
- Castellano M.G., Pigouni A.E., Marcolin L., Infanti S., Baggio S., Berto L., Faocio P., Rocca I., Saetta A. (2016). *Testing of the seismic isolation system for the bust of Francesco I d'Este in Modena, Italy*. In Proceedings: SACH 2016.
- CEN, *European Standard EN 15129:2009 – E Anti-seismic devices*, Bruxelles, November 2009.
- CNR-DT 212/2013, "Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti".
- Naeim F., Kelly J. (1999). *Design of Seismic isolated Structures: from theory to practice*. John Wiley and Sons, Inc.
- NTC2008. Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 14/1/2008, SO n.30 G.U. n. 29 del 4/2/2008.
- Rhinoceros®, 3-D modeling software, developed by Robert McNeel & Associates.
- Constantinou M., Mokha A., Reinhorn A. (1990). *Teflon Bearings in Base Isolation Part II, Modeling*. J. Struct. Eng., 116(2), pp. 455-474.
- Chiozzi A., Simoni M., Tralli A. (2016). *Base isolation of heavy non-structural monolithic objects at the top of a masonry monumental construction*. Mat. Struct. 49, 6, 2113-2130.

Verifica di vulnerabilità sismica di una struttura industriale in acciaio



**Pieralberto
Pelizzari**

Consulenti software:

Paolo Sattamino

*Direttore Settore Calcolo Strutturale
e Geotecnico Harpaceas s.r.l.*

Ada Zirpoli, Ph.D.

*Coordinatore Tecnico Settore Calcolo Strutturale
e Geotecnico Harpaceas s.r.l.*

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



ISeA_Ingegneria Strutturale e Architettura
Prevalle (BS)

mail@iseastudio.it

Introduzione

I numerosi eventi sismici, che hanno colpito il nostro Paese negli ultimi anni, hanno evidenziato la fragilità del patrimonio edilizio italiano. Si rende pertanto necessario porre l'attenzione su uno specifico aspetto dell'abitare, vale a dire il bisogno di sicurezza. Quest'ultimo, oltre a interessare gli edifici residenziali, coinvolge anche le realtà produttive in termini di salvaguardia della vita dei lavoratori, tutela del patrimonio ambientale e protezione degli

investimenti di potenziamento e/o ottimizzazione dei processi produttivi atti a garantire competitività alle imprese. L'analisi sismica illustrata nel seguito si pone l'obiettivo di esaminare i rischi derivanti dalla sismicità del sito relativamente a un fabbricato in cui è presente un'attività produttiva a rischio di incidente rilevante connesso alla presenza di sostanze pericolose.

1. Descrizione fabbricato

L'edificio oggetto di studio, realizzato nel 1993, è caratterizzato da una struttura monopiano in acciaio a singola campata.

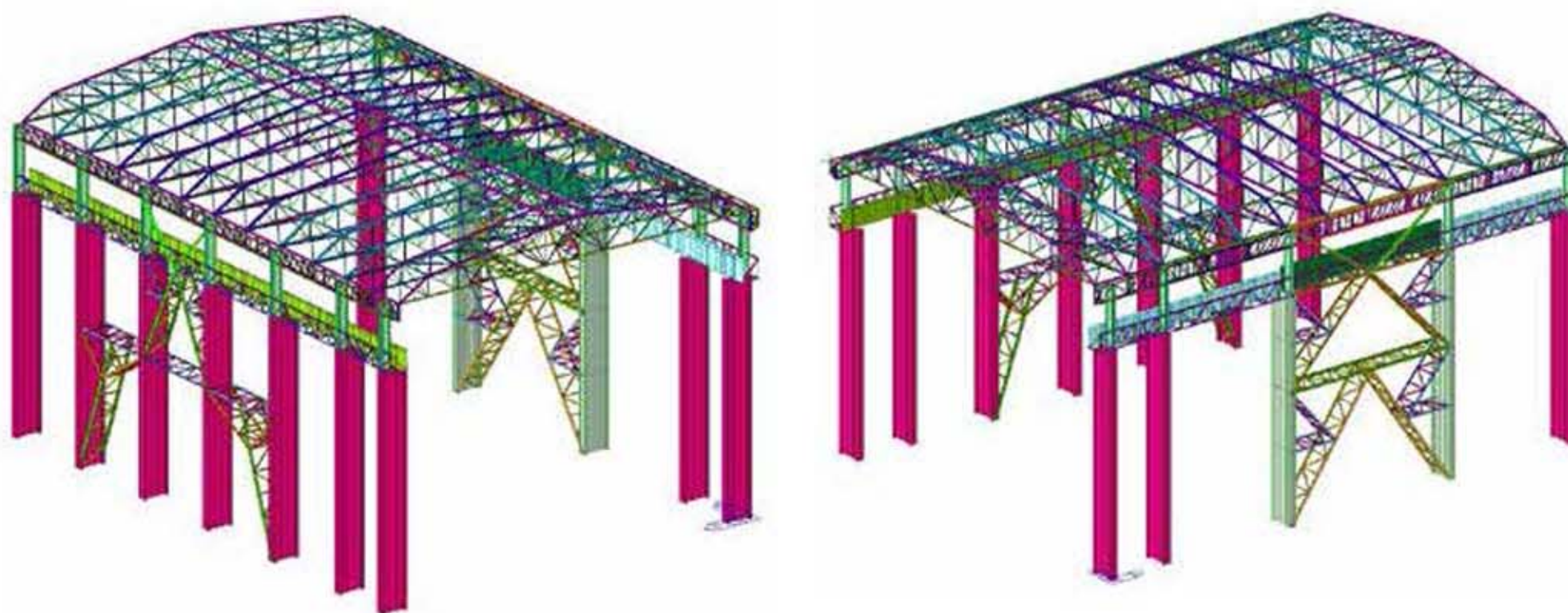
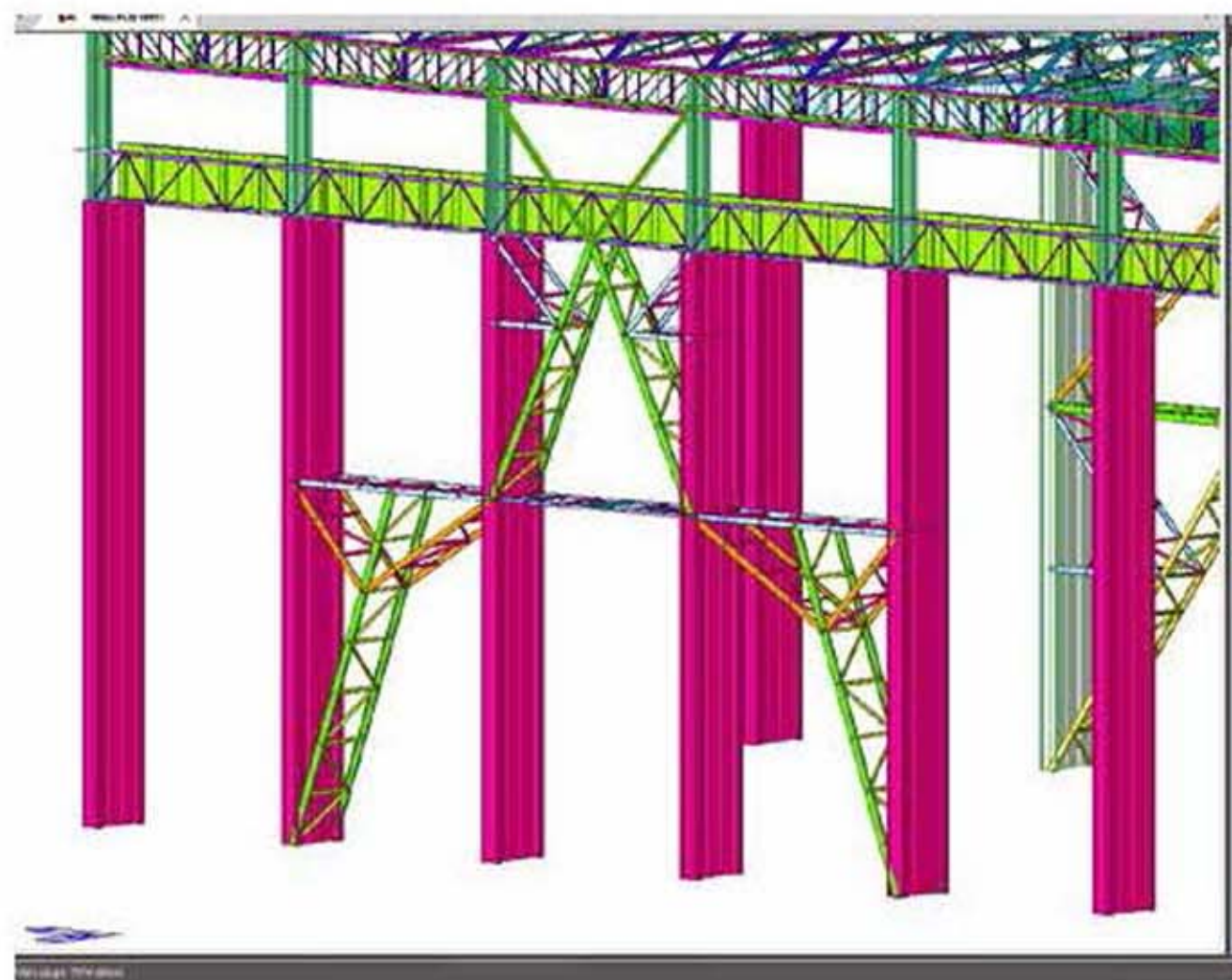


Figura 1 ▲
Modello strutturale

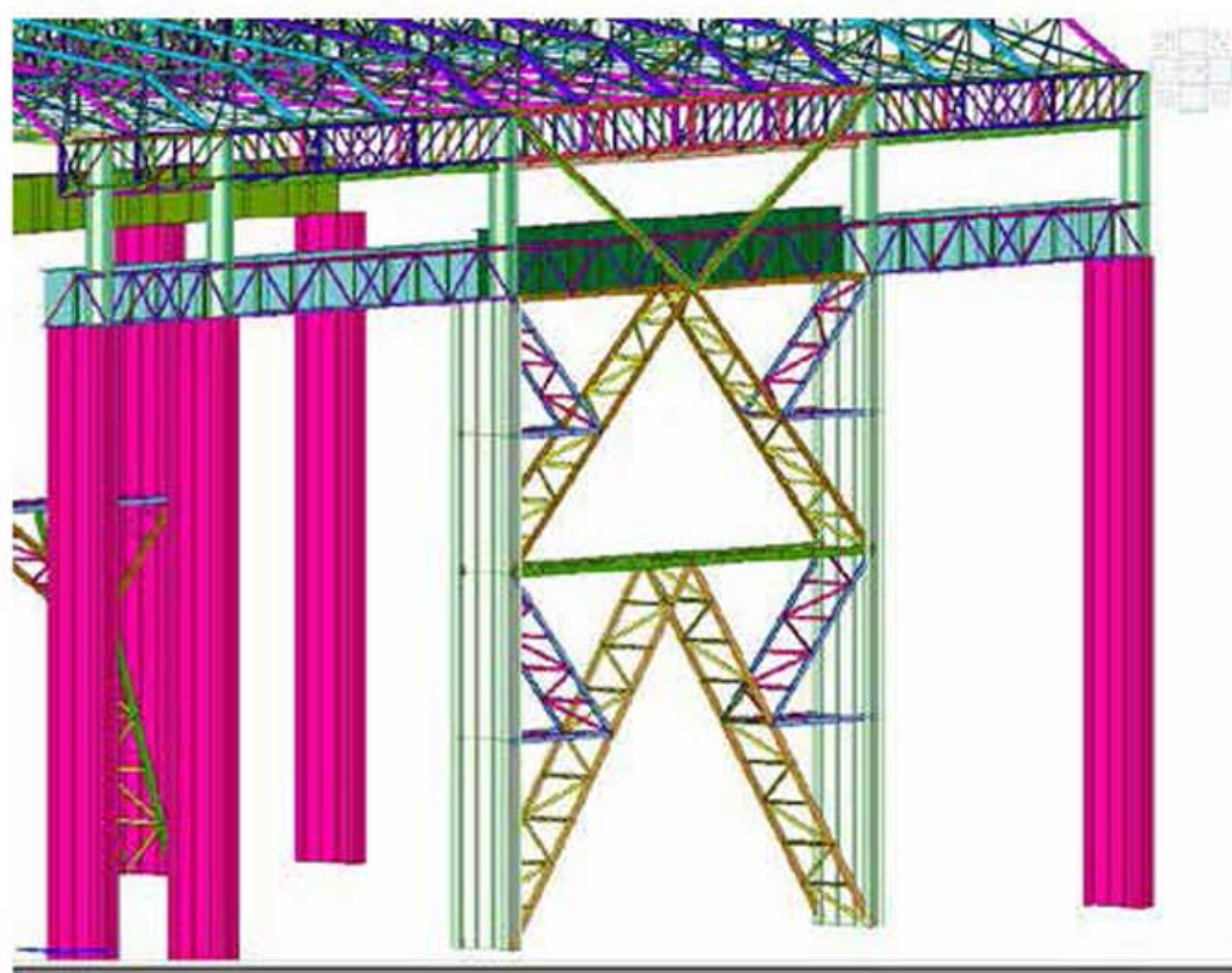
P. Pelizzari

Verifica di vulnerabilità sismica di una struttura industriale in acciaio

Nello specifico, il fabbricato, a pianta rettangolare, presenta una larghezza trasversale di 51 m, una profondità di 69 m e un'altezza di 45 m. In fase di progetto sono state adottate due distinte tipologie strutturali: in direzione trasversale è stato realizzato uno schema resistente a telaio mentre longitudinalmente le azioni orizzontali sono affidate a due tipologie di controventi concentrici a V.



◀ Figura 2
Controvento tipologia 1



◀ Figura 3
Controvento tipologia 2

P. Pelizzari

Verifica di vulnerabilità sismica di una struttura industriale in acciaio

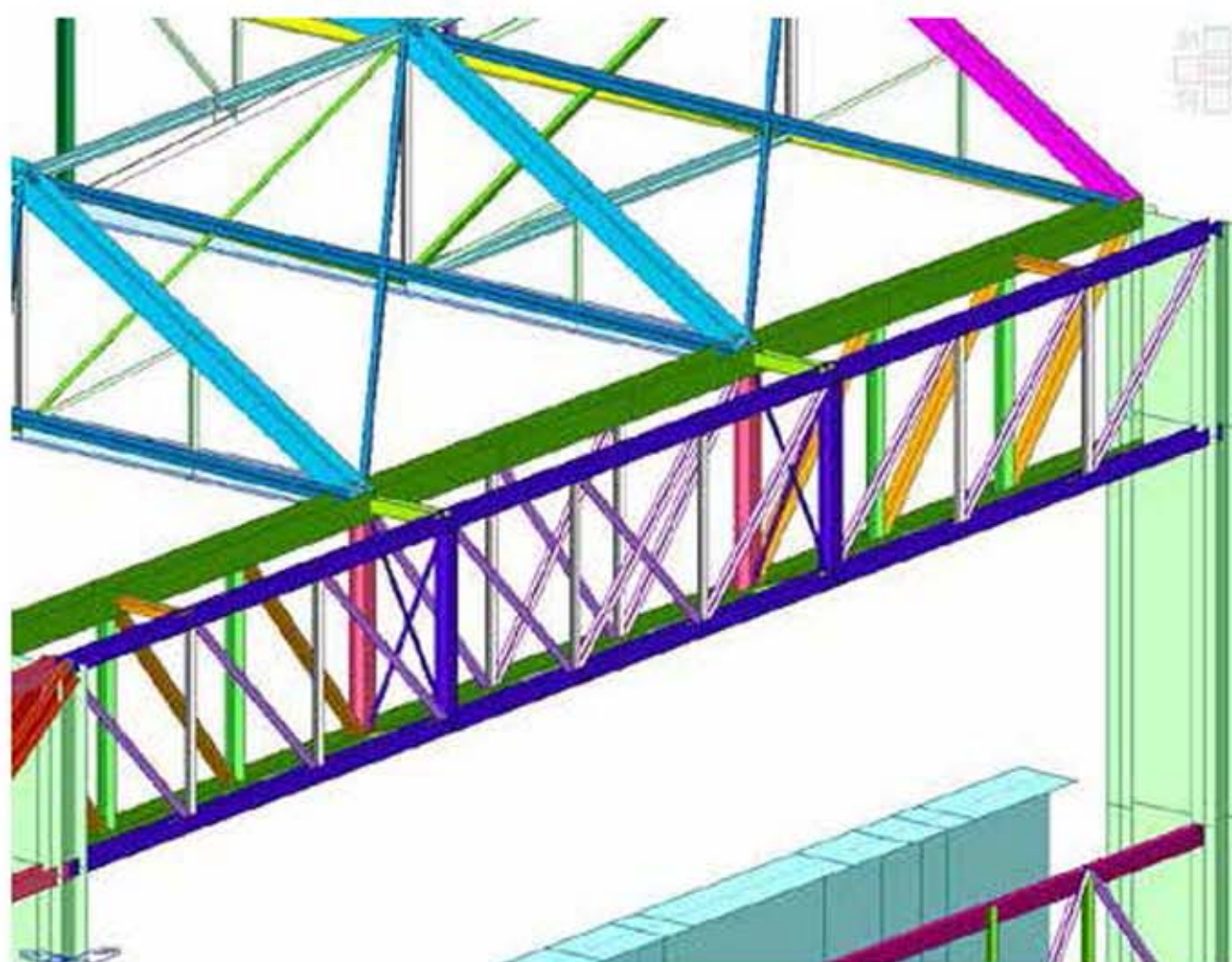
Figura 4 ►
Via di corsa carro ponte

La struttura è costituita da colonne in acciaio a sezione composta, variabile lungo l'asse baricentrico alla quota di imposta delle vie di corsa del carro ponte.



Figura 5 ►
Trave portacapiata e portagronda

La copertura deformabile è realizzata in lamiera, vincolata ad arcarecci sostenuti da capriate di luce pari a 49 m. Il carico della copertura è trasferito alle colonne attraverso le travi reticolari porta capriate e alla quota di copertura sono inoltre presenti le travi portagronda.



P. Pelizzari

Verifica di vulnerabilità sismica di una struttura industriale in acciaio

In fine, la baraccatura metallica è sostenuta da montanti e correnti di parete. Al fine di garantire la resistenza nei confronti dell'azione del vento sono state realizzate, sia lateralmente sia sui frontoni, delle travi reggivovento. Il fabbricato è vincolato a terra attraverso plinti in cemento

armato di altezza pari a 3 m e dimensioni in pianta rispettivamente di 11 m x 7 m.

Alla quota di 32 m dal piano di calpestio è presente un carroponete di portata 250 t con scartamento di 45 m, installato su vie di corsa realizzate mediante un profilo a doppio T di altezza pari a 2,5 m.

2. Inquadramento normativo

Lo stabile, progettato in conformità al Decreto Ministeriale 14/02/1992, deve essere analizzato oggi secondo le indicazioni contenute nel capitolo 8 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 gennaio 2008. La struttura, ubicata in zona sismica 3 a partire dall'entrata in vigore dell'O.P.C.M. 3274 del 20 marzo 2003, non è stata dimensionata per garantire un livello di sicurezza nei confronti dell'azione orizzontale del sisma bensì per la sola azione del vento. L'obiettivo dunque è valutare, in termini di capacità, la risposta che il fabbricato è in

grado di offrire alla domanda di resistenza richiesta dal sisma di progetto allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, al fine di calcolare un indice di vulnerabilità che permetta di definire il livello di sicurezza strutturale nei confronti dell'azione sismica. Prima di procedere con la modellazione strutturale e quindi con la scelta degli schemi statici e la definizione dell'analisi da svolgere, è stato redatto un piano di indagini conoscitive delle geometrie, dei dettagli costruttivi e dei materiali al fine di raggiungere un opportuno livello di conoscenza.

3. Modellazione e analisi strutturale

La costruzione del modello, sviluppata con il software fem Midas Gen, ha permesso di gestire con relativa semplicità i 4.600 elementi finiti che costituiscono la struttura. In particolare, la modellazione è stata eseguita utilizzando elementi monodimensionali beam e truss, applicando gli

opportuni svincolamenti al fine di modellare opportunamente il comportamento degli elementi strutturali. Midas Gen ha permesso inoltre, attraverso l'utilizzo degli elastic link, di definire correttamente gli offset strutturali delle travi portacapriate, delle vie di corsa e dei controventi concentrici.

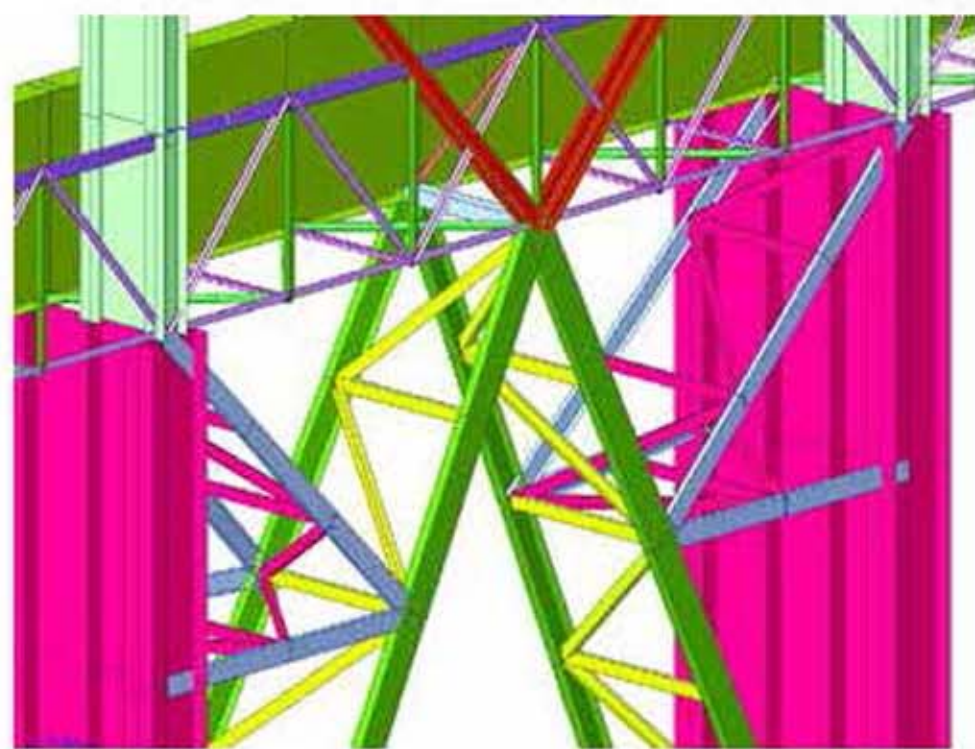


Figura 6 ▲
Particolare controvento tipologia 1

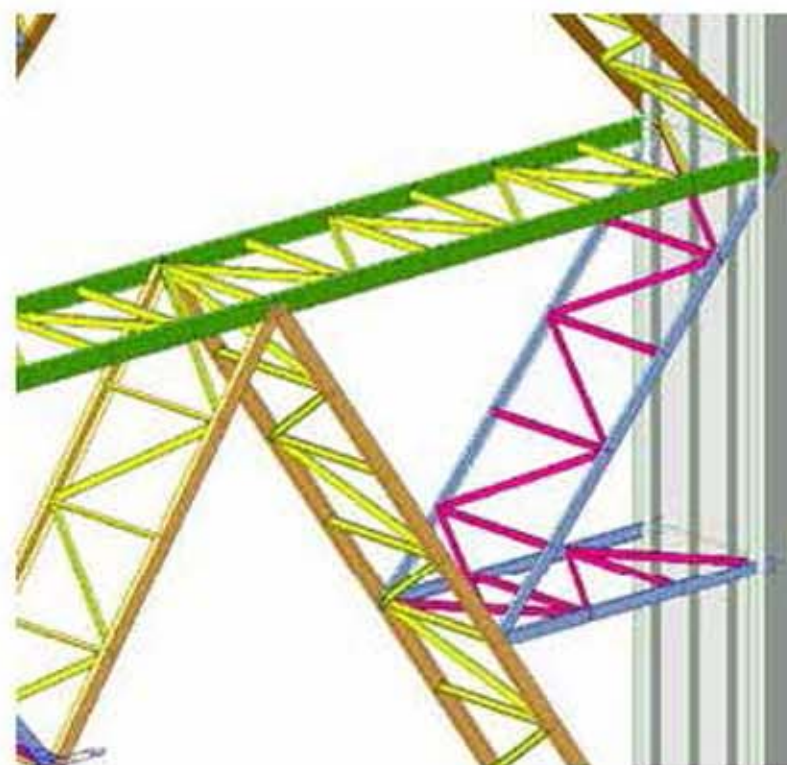


Figura 7 ▲
Particolare controvento tipologia 2

P. Pelizzari

Verifica di vulnerabilità sismica di una struttura industriale in acciaio

Un ulteriore elemento che ha richiesto cautela in fase di modellazione è stata la definizione dei carichi applicati alla struttura, nello specifico è stata posta particolare attenzione alla determinazione del carico sismico e all'individuazione delle posizioni più sfavorevoli assunte dal carroponente lungo la campata. Le azioni dovute al carroponente sono state infatti applicate considerando otto diverse configurazioni di carico statico al fine di massimizzare alternativamente le azioni sulle colonne e sulle vie di corsa. Prima di procedere con la verifica sismica è stata eseguita un'analisi statica alle tensioni ammissibili, secondo la normativa vigente all'epoca di costruzione del manufatto, al fine di escludere problemi strutturali legati alle forze gravitazionali.

Midas Gen consente di eseguire analisi sia lineari sia non lineari. In particolare, la verifica di vulnerabilità, alla luce delle caratteristiche del fabbricato e delle indicazioni contenute al §7.3.3.1 delle NTC 2008, è stata svolta attraverso un'analisi dinamica modale a spettro di risposta con fattore di struttura q (Response Spectrum Analysis) allo Stato Limite Ultimo. La presenza di elementi strutturali con sezione variabile lungo il proprio sviluppo, in particolare le colonne, ha reso necessario utilizzare una matrice delle masse di tipo consistent al fine di ottenere un'analisi più accurata anche se più onerosa in termini computazionali.

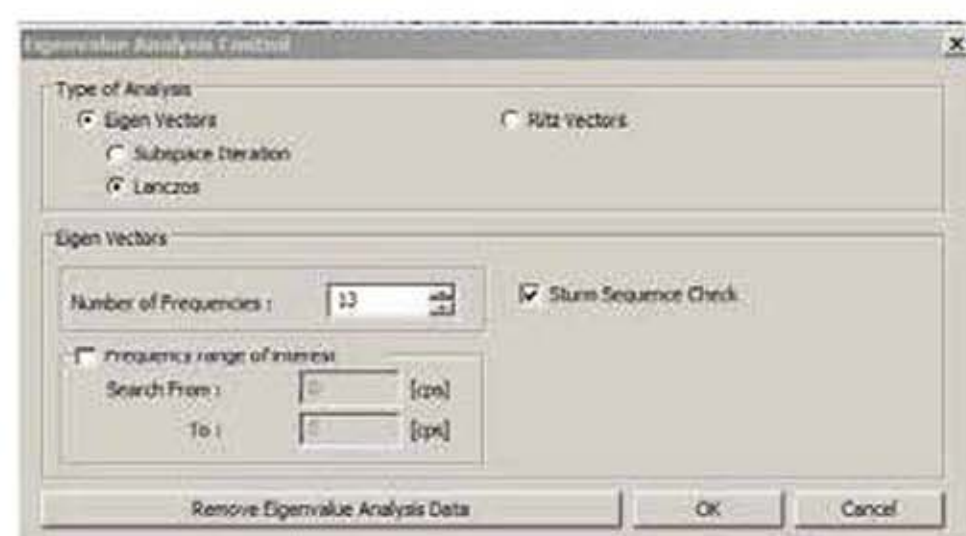
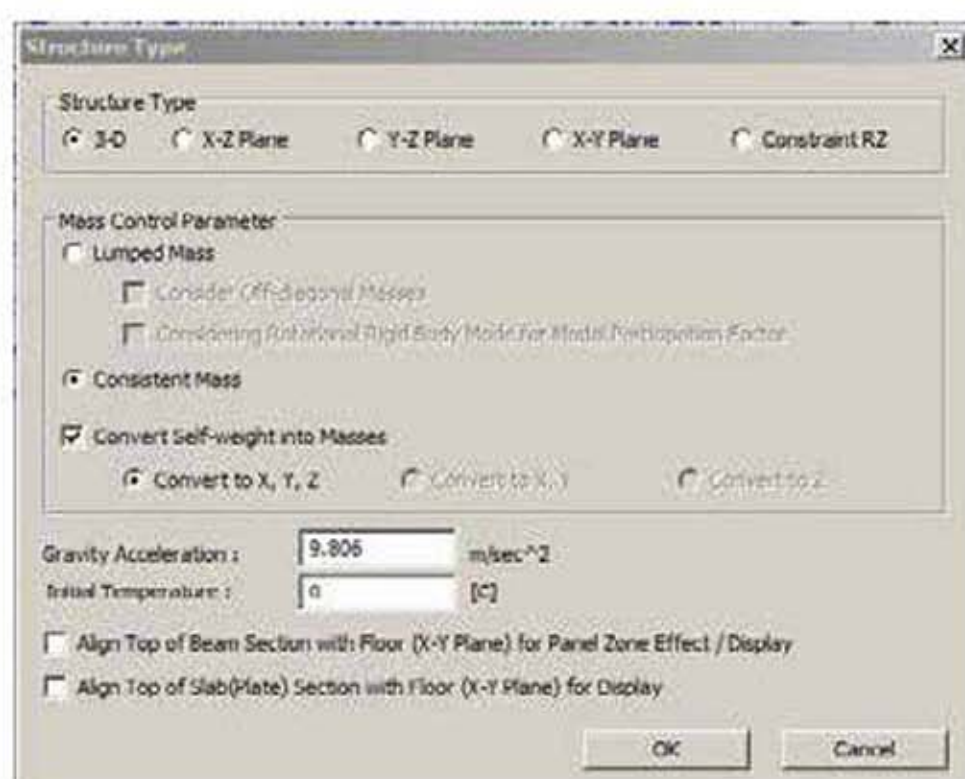


Figura 8 ◀
Structure Type

Figura 9 ▲
Eigenvalue Analysis Control

Il problema agli autovalori è stato invece risolto utilizzando il metodo di Lanczos attivando lo sturm sequence check al fine di considerare tutti gli autovallori dei modi inferiori

raggiungendo una massa partecipata superiore all'85%, in entrambe le direzioni, considerando i primi 13 modi di vibrare.

EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency		Period		Tolerance							
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
1	3.7057	0.5895	1.6831	9.9254e-030								
2	3.8658	0.6200	1.6128	9.5254e-030								
3	4.5465	0.7230	1.3820	9.1953e-029								
4	5.2908	0.8430	1.1802	1.3649e-022								
5	6.4252	0.8636	1.1575	5.2321e-022								
6	5.3307	0.8815	1.1344	1.5400e-022								
7	5.7038	0.9157	1.0929	4.0311e-021								
8	6.8109	0.9248	1.0813	2.5000e-020								
9	5.9422	0.9457	1.0574	0.3694e-019								
10	6.0180	0.9572	1.0447	2.2903e-019								
11	6.2272	0.9911	1.0090	1.3176e-017								
12	6.2419	0.9903	1.0068	1.4907e-017								
13	6.3300	1.0085	0.9910	3.0540e-017								
MODAL PARTICIPATION MASSES PERCENT												
Mode No	TRAN X		TRAN Y		TRAN Z		ROT X		ROT Y		ROT Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.1402	0.1402	0.0402	0.0402	0.0000	0.0000	0.0230	0.0230	0.0000	0.0000	0.0057	0.0057
2	51.8188	51.9590	0.2500	0.2902	0.0000	0.0000	0.0003	0.0230	0.0130	0.0130	1.7243	1.7300
3	0.4301	52.3890	0.3371	0.6273	0.0000	0.0000	0.0212	0.0445	0.0000	0.0137	0.0064	1.7364
4	0.0004	52.3894	0.0027	0.6299	0.0001	0.0001	0.0000	0.0445	0.0000	0.0137	0.0001	1.7364
5	0.0714	52.4608	1.4290	85.7194	0.0000	0.0007	0.0008	0.0453	0.0000	0.0137	0.0000	1.7362
6	0.0097	52.4705	0.4236	86.1432	0.0000	0.0008	0.0011	0.0464	0.0000	0.0137	0.0000	1.7363
7	0.0052	52.4757	0.0056	86.1488	0.0000	0.0009	0.0001	0.0465	0.0000	0.0137	0.0000	1.7393
8	0.0099	52.4856	0.0302	86.1801	0.0001	0.0010	0.0000	0.0465	0.0000	0.0137	0.0000	1.7383
9	0.0074	52.4931	0.0019	86.1871	0.0000	0.0010	0.0007	0.0472	0.0000	0.0137	0.0002	1.7395
10	0.0008	52.4939	0.0030	86.2509	0.0007	0.0017	0.0221	0.0693	0.0010	0.0147	0.0004	1.7459
11	9.1125	62.2064	0.0054	86.2562	0.0001	0.0017	0.0004	0.0697	0.0240	0.0369	0.2043	2.0102
12	20.4584	80.6628	0.0641	86.3204	0.0000	0.0018	0.0000	0.0703	0.0780	0.1145	0.8426	2.8528
13	1.9356	92.5985	0.3649	86.6852	0.0004	0.0022	0.0254	0.0996	0.0034	0.1210	0.0017	2.9345

Figura 10 ◀
Modal Participation Masses

P. Pelizzari

Verifica di vulnerabilità sismica di una struttura industriale in acciaio

Successivamente è stato definito lo spettro di progetto considerando il contributo delle eccentricità accidentali ed utilizzando una combinazione oqc. L'edificio, alla luce delle indicazioni del D.P.C.M. 3685 del 21 ottobre 2003,

ricade all'interno della classe d'uso III con un conseguente periodo di riferimento pari a 75 anni. Infine, l'analisi geologica del sito ha attribuito al terreno una categoria di sottosuolo B e una categoria topografica T1.

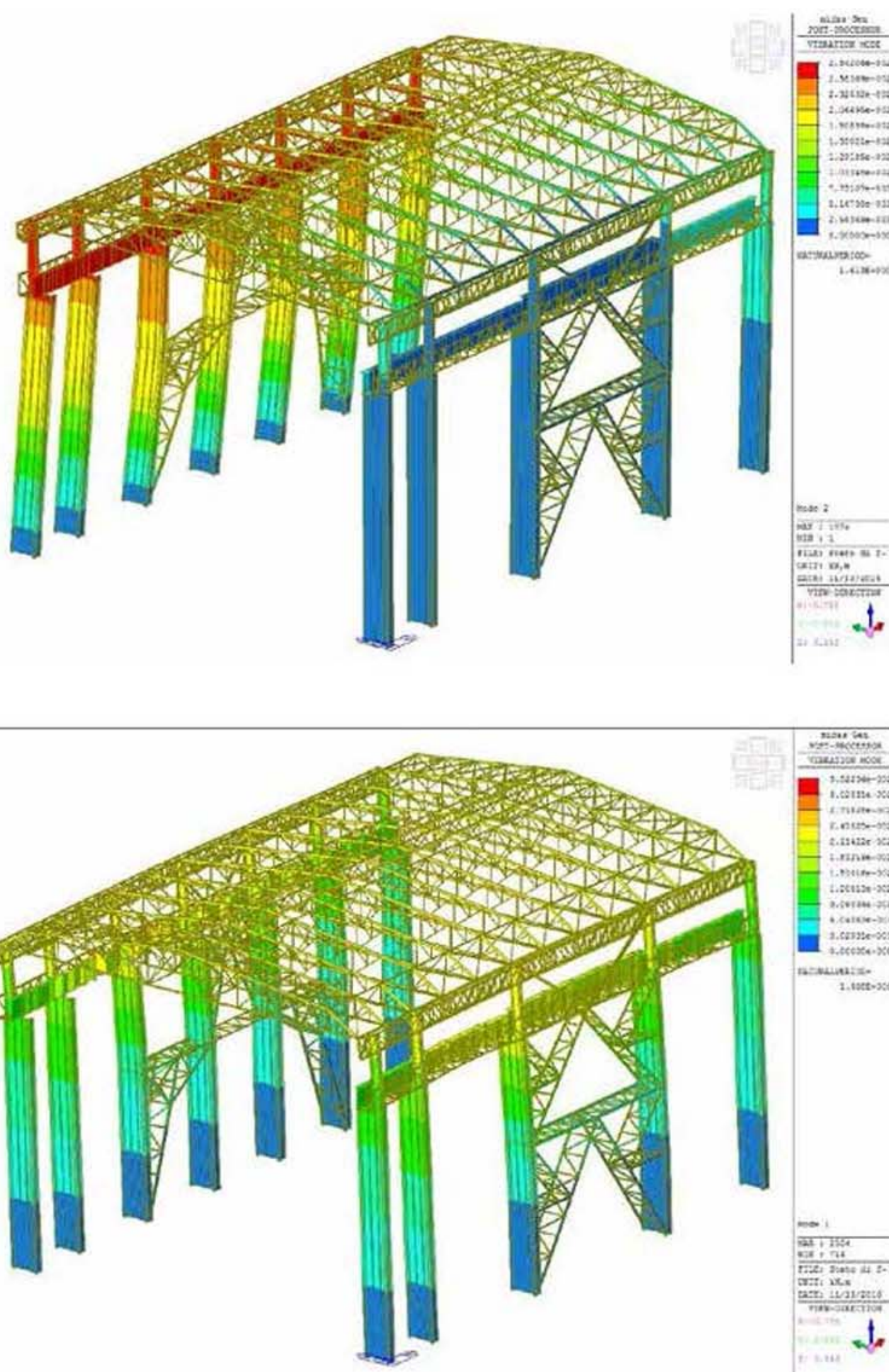


Figura 11 ▲
 Deformate modi principali in x e y

Completata la fase di modellazione e definizione dei parametri di calcolo, che ha attribuito al sito una $ag/g=0,155$, è stato possibile procedere con la validazione del modello anche attraverso il confronto con le sollecitazioni contenute nella relazione di calcolo redatta nel 1993. Ciò ha permesso di affinare ulteriormente il modello considerando il comportamento non lineare per geometria degli elementi truss.

Il calcolo è stato eseguito secondo la combinazione sismica definita nel paragrafo §3.2.4 delle Norme Tecniche vigenti, in particolare sono state definite 256 combinazioni di carico. Partendo dal tempo di ritorno per lo stato limite di riferimento, nel caso in esame $T_{R,clv}=712$

anni, è stato individuato il minimo tempo di ritorno $T_{R,clv}$ dove, per il meccanismo considerato, tutti gli elementi strutturali risultano verificati. Le story table, implementate in Midas Gen, hanno consentito di controllare i risultati del calcolo in modo efficace. Definite le azioni sollecitanti, all'interno della sezione design sono stati assegnati gli opportuni parametri necessari per le verifiche degli elementi strutturali secondo le indicazioni dalla normativa tecnica italiana. Infine, come richiesto al §7.3.7.3 delle NTC, è stata eseguita la verifica allo Stato Limite di Esercizio finalizzata alla valutazione, in caso di sisma, di eventuali criticità degli impianti, in termini di mantenimento della funzionalità.

Conclusioni

Completate le fasi di analisi e verifica e determinato il tempo di ritorno $T_{R,clv}$, corrispondente alla capacità sviluppata dalla struttura per ogni meccanismo di collasso, è possibile calcolare il tempo di intervento entro il quale porre rimedio all'eventuale inadeguatezza strutturale. In accordo con le indicazioni contenute nella nota della Presidenza del Consiglio dei Ministri DPC/SISM/0083283 del 04/11/2010, il tempo di intervento per lo S.L.V. vale:

$$T_{INT,SLV} = 0,105 (T_{R,clv}/C_u)$$

dove $T_{R,clv}$ rappresenta il periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente all'attivazione del meccanismo di rottura in esame allo Stato Limite di salvaguardia della Vita. Applicando tale formula al caso in analisi, è risultato che il fabbricato è caratterizzato da un tempo di intervento pari a 50 anni con una probabilità di superamento del sisma che porta a SLV nel tempo di ritorno T_R del 10% come richiesto dalla norma per un fabbricato nuovo.

In particolare, per valori di T_{INT} maggiori di 30 anni non è necessario provvedere ad una immediata programma-

zione degli interventi. Certamente, nella definizione delle tempistiche e delle priorità di intervento devono essere considerati anche altri fattori, quali l'esposizione di vite umane, le previsioni di utilizzo futuro, la possibilità di intervenire senza interrompere totalmente la fruizione dell'edificio e le disponibilità economiche. Come evidenziato dai risultati ottenuti, il fabbricato oggetto della verifica non richiede la progettazione e l'esecuzione di opere di miglioramento o adeguamento sismico.



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.

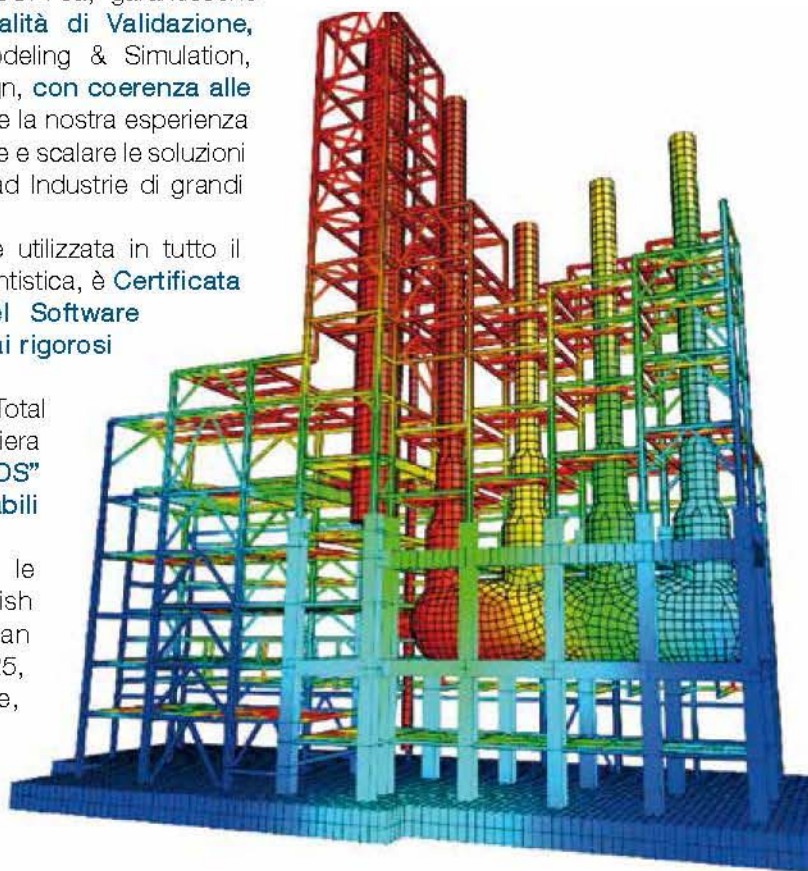
MIDAS Plant, Analysis and Design, largamente utilizzata in tutto il mondo per l'ingegneria strutturale civile ed impiantistica, è **Certificata dalle procedure di Qualità nell'ambito del Software Development (ISO 9001, 14001) e Validata dai rigorosi test numerici NAFEMS**.

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.

Midas.
Tecnologia di Eccellenza

◀ **Novità: NTC2018** ▶

**Risolvere
i problemi complessi
in modo semplice**

**Dalla modellazione
agli Elaborati grafici
sotto un unico marchio**

**Normative
Italiane, Europee
ed Internazionali**

Guangzhou
Twin Tower
(China)

 **Midas GEN FX 2018**

CSPFEA
ENGINEERING SOLUTIONS

info@cspfea.net | www.cspfea.net

Scopri le novità
dell'ultima versione **2.1**



cspfea.net/midas-gen