

a cura di **cspfea**

STRUCTURAL

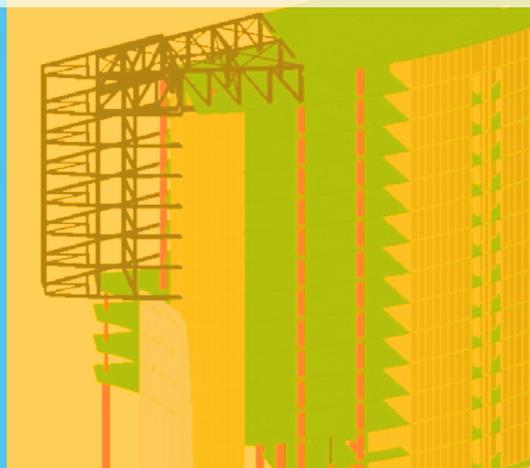
magazine di ingegneria strutturale www.structural-modeling.it

numero sei

6

M O D E L I N G

Periodico trimestrale di ingegneria strutturale - anno II n° 6, Dicembre 2011 - CSPFea s.c. via Zuccherificio, 5 D - 35042 Este (PD) Italy - Tel. +39 0429 602404 - Fax +39 0429 610021 - info@cspfea.net



■ **Strutture**
Progetto del complesso
Vodafone Village

■ **Oil&Gas**
Analisi sismica dei sistemi
di tubazioni di raffinerie
petrolifere

■ **News ed Eventi**
Formazione continua
CSPFea Academy per
Ingegneri Professionisti
"Dall'Ingegnere
all'Analista Qualificato"





Ing. Paolo Segala
Direttore Responsabile e CEO di CSPFea s.c.

Verso le NTC2012

Il 2012 inizia con una novità importante per gli ingegneri strutturisti. Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, si chiameranno NTC 2012, stanno per essere rilasciate con numerose novità, alcune delle quali sono state illustrate in un Convegno che abbiamo organizzato, assieme all'Ordine degli Ingegneri di Roma lo scorso 15 Dicembre.

Abbiamo chiamato a parlarne alcuni tra coloro che fanno parte delle Commissioni che hanno lavorato alla riscrittura. Il Prof. Giorgio Monti (Università La Sapienza di Roma) ci ha illustrato le novità previste per la parte sismica e strutturale, il prof. Claudio Modena (Università di Padova) ha elencato alcune tra le modifiche per il settore murature, mentre il Prof. Alessandro Mandolini (Seconda Università di Napoli) ha parlato delle novità per il settore geotecnica. Ultimo, ma non meno importante il punto di vista del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici, esposto in maniera chiara e diretta dall'ing. Pietro Baraton, che ha illustrato la strategia che il CSLLPP sta seguendo per arrivare ad un corpus normativo unitario con gli eurocodici e successivamente con elementi di vera innovazione che seguiranno questa "release" delle NTC. Gli atti del Convegno sono disponibili presso il nostro sito

<http://www.cspfea.net/scheda-documento-CSP00236.html>

Il mio intervento non poteva riguardare i lavori della Commissione poiché sono stato chiamato a farne parte dal Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Prof. Francesco Karrer, solo a lavori inoltrati. Tuttavia in Commissione ho avuto la possibilità di lanciare la proposta di approfondire il Cap. 10.2 delle NTC 2008 mediante delle apposite Linee Guida, un protocollo di buone pratiche, ad adozione volontaria, che possa indicare il modo migliore per affrontare correttamente (e validare) i calcoli svolti con l'ausilio di programmi. L'approccio non è nuovo, ma ricalca quanto a suo tempo si fece con le norme CNR 10024 del 1986, sul tema del calcolo strutturale mediante programmi. Come avete potuto leggere nei numeri precedenti di SM credo che la soluzione passi per una corretta preparazione dell'analista, un buon software e una corretta modellazione. L'approccio, secondo la prassi italiana, potrebbe vedere la creazione di una commissione apposita, composta prevalentemente da accademici, come già nelle suddette CNR, che provveda ad elaborare le Linee Guida. Tuttavia devo confessare che mi piace l'idea di procedere "all'anglosassone" così come accade nelle Commissioni di ASCE (gli ingegneri civili americani), all'ASME (i meccanici), e al NAFEMS (l'Agenzia internazionale, con sede a Glasgow, che è diventata punto di riferimento mondiale per le buone pratiche del calcolo agli elementi finiti, di cui potete leggere presso www.nafems.org): in questo caso le Commissioni incaricate della stesura delle buone pratiche sono i migliori colleghi professionisti che mettono a disposizione la loro esperienza maturata "sul campo".

E' per questo che CSPFea ha deciso di aderire a NAFEMS, in qualità di software vendor, e di proporre la creazione di un apposito "Working Group" che si occupi di approfondire il calcolo nell'ingegneria sismica, settore che era fino ad ora affrontato solo marginalmente dal Working Group dedicato alla Geotecnica Computazionale. Ho subito incontrato l'approvazione e l'entusiasmo da parte di Tim Morris (Direttore Generale di NAFEMS) e di Giuseppe Miccoli (Direttore di NAFEMS Italia) e il 2012 vedrà l'avvio dei lavori da parte di un Gruppo di Lavoro con due caratteristiche: l'internazionalità e la provenienza dal mondo delle professioni. Se i due progetti troveranno applicazione sarà l'occasione per lavorare su due fronti: quello italiano delle Linee Guida importante per la "cogenza" delle NTC e quello internazionale di NAFEMS che permetterebbe di valorizzare le grandi capacità degli ingegneri strutturisti italiani in materia di ingegneria sismica.

Non vedo altre soluzioni di fronte alla crisi italiana e mondiale: l'unico modo per sopravvivere a queste grandi difficoltà resta quello di puntare ad essere i migliori del proprio campo.

Noi di CSPFea ce la mettiamo tutta, offrendo, crediamo, software di altissima qualità. I nostri clienti altrettanto, ne sono certo. E i progetti che ci propongono per la pubblicazione su SM ne sono una prova concreta.

Paolo Segala

Direttore Responsabile e CEO di CSPFea s.c.
direttore@structural-modeling.it



- 3 News ed eventi**
CSPFea Academy - Formazione Continua per Ingegneri Professionisti "dall'Ingegnere all'analista qualificato" - I Edizione 2012
- 4 Pushover**
Analisi push-over struttura esistente in calcestruzzo armato. Scelta appropriata dello schema statico
Ing. Michele Saporito
- 7 Validazione**
MIDAS/Gen e Civil si adeguano agli standard SI-ERC con un nuovo modulo: SEISMIC
Ing. Paolo Segala
- 9 Oil & Gas**
Analisi sismica dei sistemi di tubazioni di raffinerie petrolifere
Fabrizio Paolacci
- 12 Strutture**
Progetto del Complesso "Vodafone Village" - Milano
Ing. Giovanni Pizzari

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: ADV solutions - www.advsolutions.it
© casa editrice Il Prato © CSPFea s.c.

CSPFea
www.cspfea.net · www.csp-academy.net



CSPFea distribuisce:



Corsi CSPFea

7/8 Marzo 2012 • CSPFea Este (PD): "Modellazione e progettazione strutturale di edifici in zona sismica con Midas/Gen 2011", coordinato da ing. L. Griggio.

9 Marzo 2012 • CSPFea Este (PD): Corso Analisi Pushover e Time History, coordinato da ing. L. Griggio.

21/22 Marzo 2012 • CSPFea Este (PD): "Modellazione e progettazione strutturale di edifici in zona sismica con MIDAS/Gen 2011", coordinato da ing. L. Griggio.

Corsi

21 Maggio 2012 • CISM Udine: "Multiscale Modelling of Complex Materials", coordinato da Tomasz Sadowski e Patrizia Trovalusci.
Per informazioni ed iscrizioni: e.cum@cism.it

25/26 Maggio 2012 • EUCentre Pavia: "Analisi, progettazione e verifica di grandi strutture: gusci e serbatoi", coordinato da Gian Michele Calvi.
Per informazioni ed iscrizioni: corsi@eucentre.it

23/24 Novembre 2012 • EUCentre Pavia: "Progettazione di strutture prefabbricate in zona sismica", coordinato da Davide Bolognini.
Per informazioni ed iscrizioni: corsi@eucentre.it

Novità

CSPFea Academy
Formazione Continua per Ingegneri Professionisti
"dall'Ingegnere all'Analista qualificato" I Edizione 2012

24 Febbraio 2012
"Vulnerabilità sismica degli edifici e analisi pushover"
Prof. Paolo Riva, Università di Bergamo

27 Aprile 2012
"Analisi di edifici esistenti considerati strategici"
Prof. Natalino Gattesco, Università di Trieste

25 Maggio 2012
"L'applicazione dell'isolamento sismico per gli edifici e i ponti"
Prof. Raimondo Luciano, Università di Cassino

21 Settembre 2012
"Il calcolo sismico con le analisi dinamiche non lineari: accelerogrammi, modelli a fibre, comprensione dei risultati"
Prof. Enrico Spacone, Università di Chieti-Pescara

19 Ottobre 2012
"L'analisi e il progetto di piastre e gusci in C.A."
Prof. Roberto Nascimbene, Università di Pavia

14 Dicembre 2012

"La modellazione geotecnica per una corretta interazione terreno struttura."

Prof. Riccardo Castellanza, Politecnico di Milano

Il Corso e le singole giornate sono patrocinati da NAFEMS, Ente internazionale non-profit che promuove l'efficace utilizzo dei metodi di simulazione numerica nell'ingegneria, riconosciuto leader mondiale nel settore del calcolo numerico e sono accreditabili per l'ottenimento di Crediti Formativi, secondo le modalità e le prescrizioni del proprio Ordine di appartenenza. Informazioni e iscrizioni: segreteria@cspfea.net

Convegni

18 Gennaio 2012 • Convegno CTE "Progettisti - Software house, ruoli e responsabilità" - Milano.

Per informazioni e iscrizioni:
segreteria@cspfea.net • www.cspfea.net

Nuove Versioni MIDAS 2012



MIDAS Gen

La soluzione consolidata per la progettazione di edifici e strutture generiche.



MIDAS DShop

La soluzione integrata con MIDAS/Gen per la produzione di disegni di armature e carpenterie.



MIDAS Civil

La soluzione professionale per la progettazione di ponti e infrastrutture.



MIDAS FE

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



MIDAS GTS

La soluzione più innovativa per le analisi geotecniche tridimensionali

Informazioni dettagliate al sito www.cspfea.net

Analisi push-over struttura esistente in calcestruzzo armato. Scelta appropriata dello schema statico

4

Ing. Michele Saporito, La Spezia (Sp)
saporito.michele@ingpec.eu

1.0 Premesse

Quanto di seguito riportato scaturisce dalla **“Progettazione preliminare relativa all’adeguamento statico-sismico allo SLV - D.M. 14/01/08 - dell’edificio scolastico Provinciale denominato “DA PASSANO” in La Spezia.**

Detto incarico è stato conferito al RTP composto dal Capogruppo Mandatario *“Studio ASIS: ing. Michele Saporito e ing. Alfredo Montefiori”*, e dai Mandanti *Idro.Geo.Ingegneria s.a.s., Studio Tecnico Associato ing. Cesare Regolo e ing. Daniele Guerrieri, geol. Eliana Vannini, ing. Pietro Franchetti Rosada, ing. Davide Ricci, ing. Andrea Blangero.*

1.1 Descrizione dell’opera

Allo stato attuale la struttura è in generale costituita da telai in calcestruzzo armato, con pilastri a sezione quadrata (40x40 cm al piano terra e 35x35 cm ai livelli superiori), travi di piano ricalate ed estradossate con sezione trasversale “a sella” in modo da definire il vincolo per le lastre di solaio. I solai sono costituiti da lastre prefabbricate ad armatura lenta - tipo spiro® - spessore di 20 cm per la copertura e di 25 cm per quelli sottostanti. Le fondazioni sono a trave T rovescia. Si rilevano giunti strutturali aventi dimensioni di circa 5 cm.

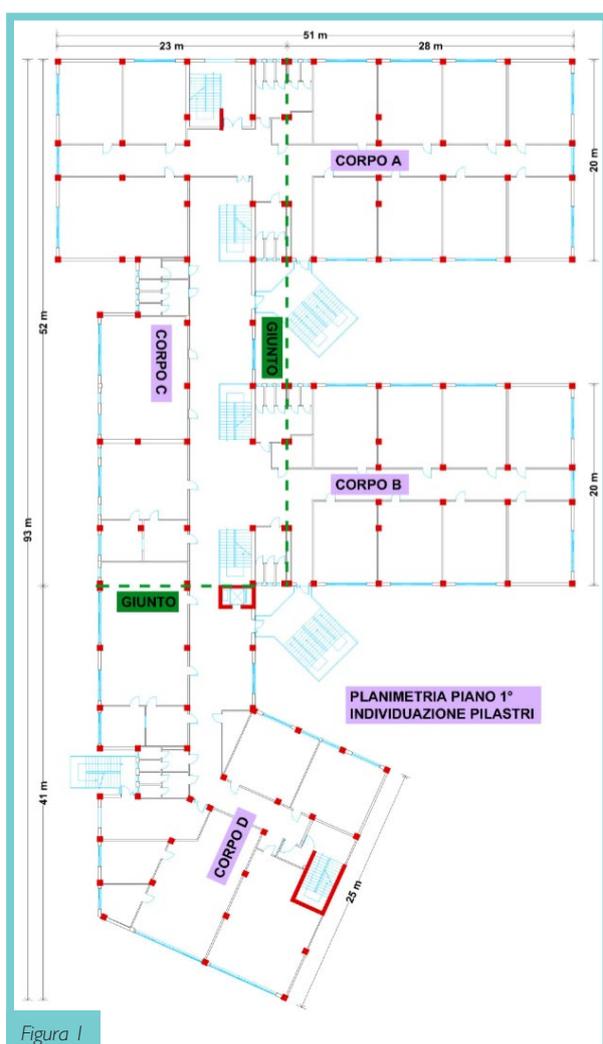


Figura 1

Si distinguono pertanto 4 corpi strutturali (vedi fig. 1), ciascuno distribuito su 3 livelli (interpiano 385 cm per il P.T. e 345 cm per i P.1° e P.2°), ed aventi le seguenti dimensioni massime in pianta (rettangolo circoscritto):

Corpi A (B): 20 m x 28 m - sup. 560 m².

Corpo C: 23 m x 52 m - sup. 910 m².

Corpo D: 41 m x 25 m - sup. 760 m².

Nella definizione della “Conoscenza Attuale” dell’edificio, sono stati reperiti documenti regolarmente depositati, ed altri detenuti dalle Imprese Esecutrici e/o dal Progettista. Sono inoltre state eseguite localmente delle indagini (prove pacometriche e sclerometriche) mediante Laboratorio Ufficiale. In generale, in riferimento alla geometria delle strutture attualmente ispezionabili, si ha un riscontro pressoché pieno. Invece in riferimento ai materiali ed al tasso di armatura presente negli elementi strutturali si ritiene vi siano elementi di validazione sufficienti solo per il raggiungimento di LC I (rif.: tab.C8A.1.2 Circolare 617/09).

Tuttavia, allo scopo di indagare in merito alle criticità poste alla base dell’incarico e valutare gli Indicatori di Rischio α_c ed α_w , è stata eseguita un’analisi Pushover, ponendo comunque alla base della stessa le seguenti ipotesi fondamentali:

1. Materiali - acciaio FeB44K e calcestruzzo C25/30 - coincidenti con quelle fornite dalle Imprese Esecutrici e/o dal Progettista;
2. Tasso d’armatura delle sezioni resistenti e dettagli nodali, coincidenti con quelli fornite dalle Imprese Esecutrici e/o dal Progettista;

2.0 Modellazione e vincolamento

Sono stati analizzati nel dettaglio tutti i 4 corpi strutturali, ciascuno modellato utilizzando elementi di tipo beam per pilastri e travi, con vincoli di incastro alla base, e vincolamenti interni (trave/pilastro) anch’essi di tipo incastro secondo le impostazioni di default nella fase di modellazione. I carichi sono stati definiti in “one way” in riferimento ai solai di piano, e come “uniform loads” per i tamponamenti.

2.1 Analisi modello “1”

Considerando a titolo esemplificativo il corpo struttura identificato come “A”, dall’Analisi Dinamica Modale si è ottenuto:

Mode N°	EINGEVALUE ANALYSIS [sec]	MODAL PARTICIPATION MASSES [%]		
		TRAN-X	TRAN-Y	ROTN-Z
1	1,0773	70,5074	0	9,2097
2	0,8567	0	80,2439	0
3	0,7742	10,7641	0	72,0153
4	0,3665	13,1706	0	4,814
5	0,3213	0	17,5003	0
6	0,2707	2,6734	0	11,5331
7	0,1985	2,3266	0	0,4337
8	0,1873	0	2,2558	0
9	0,163	0,558	0	1,9942

Agli elementi strutturali sono state assegnate cerniere con proprietà di cui all'EC8/04, per travi (componenti M_y) e pilastri (componenti F_x, F_y, F_z, M_y). (vedi fig. 2-3).

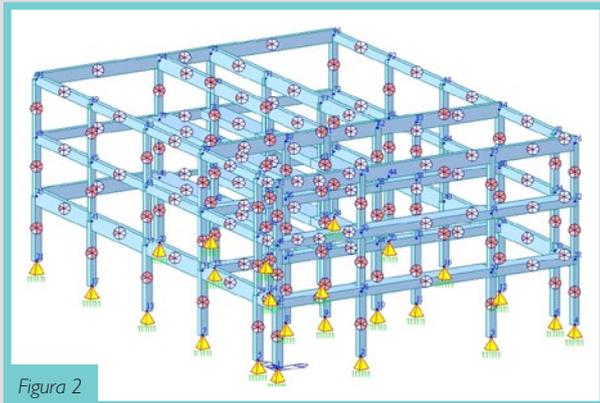


Figura 2

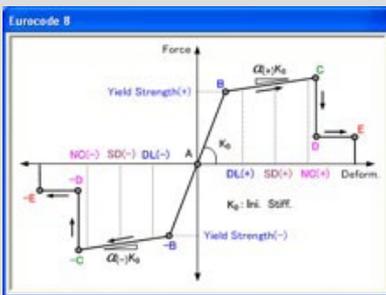


Figura 3

Sono state analizzate le "load cases" previste dalla Normativa (vedi fig. 4 Load Case esemplificativo) in controllo di spostamento, assumendo come punto di controllo il baricentro dell'ultimo piano:



Figura 4

2.1.1 Risultati

Portando a termine la "Pushover Analysis", emerge una condizione di "globale criticità" solo al livello delle travi. Nello specifico l'analisi evidenzia la plasticizzazione delle travi, mentre i pilastri permangono in campo elastico lineare (vedi fig. 5). Tale situazione si verifica a partire dallo step 1, quindi fin dall'inizio dell'analisi incrementale.

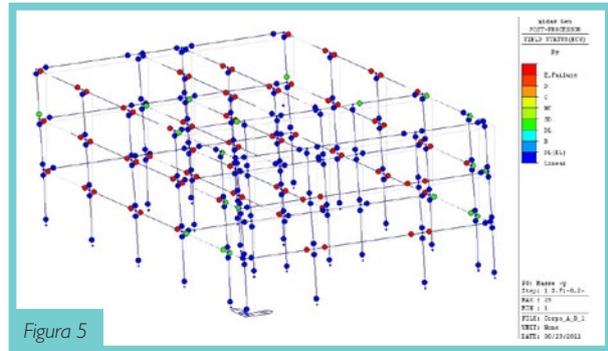


Figura 5

Tale situazione è piuttosto anomala, sia per quanto concerne l'immediata "crisi strutturale" delle travi, sia per lo stato dei pilastri, che non rispecchiano lo stato "atteso" delle strutture definibili a "pilotis" aventi geometria strutturale del tipo assimilabile a quella in esame.

Dopo aver analizzato nel dettaglio la struttura, effettuando anche un'analisi incrementale utilizzando i soli carichi verticali (una sorta di pushover per sole azioni verticali), permangono i risultati sopra evidenziati. Infatti la struttura si trova in stato di "crisi" già nella fase iniziale, anche in presenza dei soli carichi permanenti.

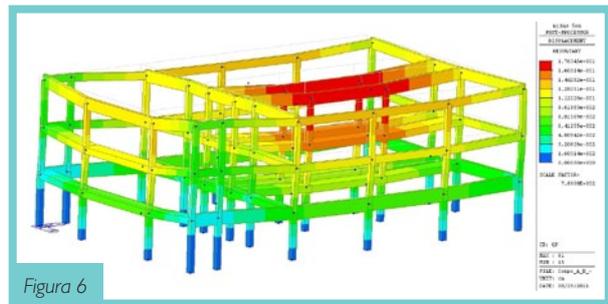


Figura 6

2.1.2 Conclusioni

Nella struttura in oggetto, dall'epoca della sua costruzione (1989) ad oggi, non si rilevano fenomeni di insofferenza strutturale per azioni statiche, o comunque tali da trovare riscontro nei risultati dell'analisi sopra esposti. Pertanto si ritiene che la modellazione, così come è stata effettuata, non è in grado di "simulare" in maniera accettabile il comportamento della struttura.

2.2 Analisi modello "2"

Per lo stesso modello di cui al corpo strutturale precedente, è stata effettuata la medesima analisi, ma tenendo opportunamente conto della "geometria" dei nodi travi-pilastro. Nello specifico si è tenuto conto della distribuzione di armatura e della posizione del nodo stesso, al fine di "validare" l'ipotesi iniziale di costruzione del modello (di default) del vincolo di estremità degli elementi beam. A tale scopo, per quanto risulta dagli elaborati detenuti dalle Imprese Esecutrici e/o dal Progettista, si ha generalmente quando di seguito rappresentato (fig. 7):

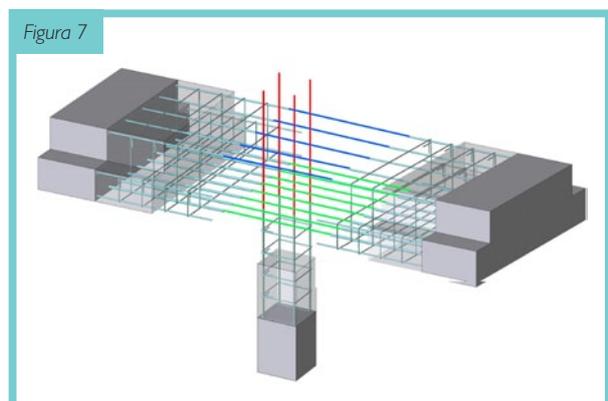


Figura 7

Nello specifico si hanno, a tutti i livelli, travi di dimensioni ragguardevoli (~140 cm x 50 cm) vincolate a colonne di modeste dimensioni (~35 cm x 35 cm), in assenza della staffatura interna al nodo (sia dal lato trave che dal lato pilastro).

In tale situazione si ritiene non possa essere rispettata l'ipotesi di "incastro" alle estremità per gli elementi beam. Tale situazione si accentua se si considerano gli elementi terminali di perimetro, in quanto viene meno anche la continuità sul vincolo delle armature longitudinali. In definitiva si ritiene che non sono rispettati i requisiti indispensabili a garantire il "confinamento" del nodo, e pertanto lo stesso non può garantire l'incastro.

Sulla base di quanto sopra riportato, sono stati introdotti degli "svincolamenti" nelle travi, introducendo diversi valori del "grado di incastro" alle travi (vedi fig. 8):

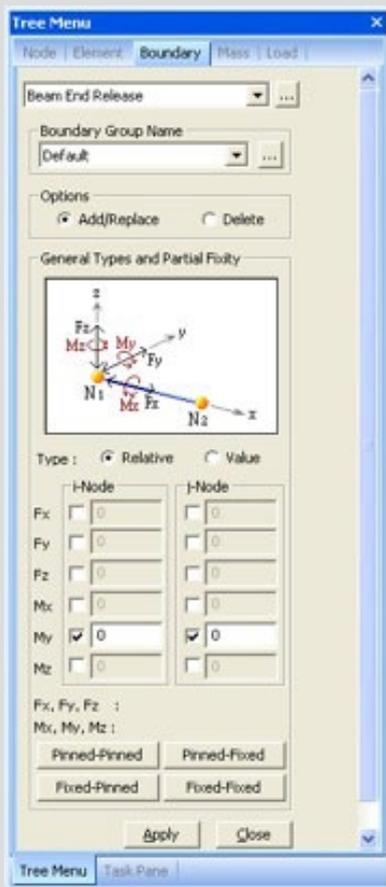


Figura 8

Sono stati variati i valori in My per i-Node e per j-Node (0: svincolo totale - 1: incastro). La distribuzione dei valori assunti è stata tale da avere un andamento crescente dal perimetro esterno verso i nodi più interni, in osservazione anche della geometria e del tasso di armatura degli elementi incidenti nel nodo. Sono stati inseriti valori min pari a 0,2 e max pari a 0,75.

2.2.1 Risultati

Portando a termine la "Pushover Analysis", emerge una condizione di criticità meno accentuata, che comunque si rileva generalmente a partire dallo step 10-40, e che interessa anche i pilastri (formazione di cerniere plastiche). Vedi fig. 9-10.

In particolare si instaura un cinematisma proprio al livello della pilastrata dell'ultimo livello, in corrispondenza delle colonne d'angolo che risultano debolmente armate (4φ14 con staffe φ8/20 cm) e sui quali insiste un notevole area di carico dovuta ai solai ed ai parapetti in c.a..

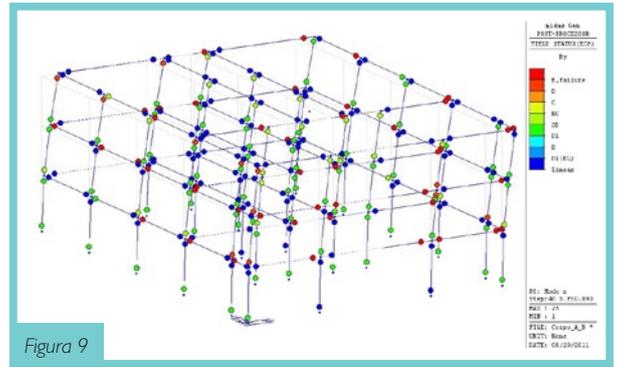


Figura 9

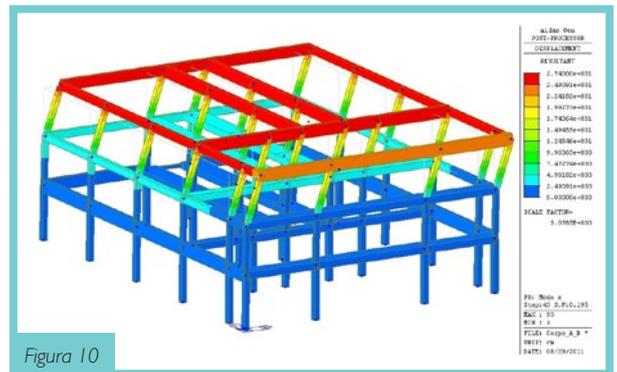


Figura 10

2.2.2 Conclusioni

L'analisi condotta con il "modello 2", consente di meglio cogliere il reale comportamento sismico della struttura nel complesso, anche per gli altri corpi componenti l'edificio. Si rileva infatti una carenza strutturale sia per le travi che per i pilastri, in quanto mancano i requisiti essenziali geometrici (sia lato calcestruzzo che acciaio) per quanto concerne i "nodi". Nel complesso la struttura non offre in necessario grado di duttilità, e pertanto è passibile di rottura fragile (lato pilastro).

Dati sul Tecnico Redattore

L'ing. Michele Saporito si occupa di progettazione strutturale e geotecnica, con particolare riguardo al recupero di manufatti esistenti, per i quali è richiesto il miglioramento e/o l'adeguamento sismico.

Approfondimenti

- Vedi articoli su "pushover" edizione n°4 di Structural Modeling, scaricabile al sito www.structural-modeling.it
- Tutorial "Analisi non lineare di Strutture in Muratura" Ing. Carlo Tuzza. Scaricabile al sito www.cspfea.net alla sezione "documenti e tutorial".
- Gen Tutorial "Pushover Analysis" Midas I.T.Co. Scaricabile al sito www.cspfea.net alla sezione "documenti e tutorial".

MIDAS/Gen e Civil si adeguano agli standard SI-ERC con un nuovo modulo: SEISMIC

Validazione



La Regione Calabria è una delle zone più sismiche d'Italia, al centro dell'attenzione dopo i recenti eventi sismici dell'Abruzzo: è così che Regione ed Eucentre si sono concentrate nel cercare di dare una concreta risposta alla richiesta del legislatore di un controllo sistematico delle pratiche di calcolo strutturali depositate dai progettisti.

Ne è risultato un protocollo informatico, chiamato SI-ERC (Sistema Informatico Edilizio Regione Calabria) che ha suscitato, tanto per cambiare, numerose discussioni nel mondo dell'ingegneria civile.

Anche altre Regioni stanno studiando soluzioni analoghe, e ne comprendo il motivo. La procedura al di fuori della regione Calabria viene chiamata in maniera più generica Gipe (Gestione Informatica Pratiche Edilizie). È evidente che le possibilità di controllo da parte dell'Ente Pubblico saranno, in previsione di scarsità di fondi, sempre più difficilmente eseguibili da personale dedicato a queste funzioni. Si arriverà ad un sistema anglosassone come quello tedesco che prevede una figura forte del "Prüfingenieur"? È presto per dirlo, tuttavia nelle condizioni attuali qualcosa doveva essere fatto e il sistema SI-ERC mi pare un ottimo compromesso per eseguire un "rating" sulle pratiche strutturali consegnate. Peraltro il sistema di "rating" viene già ampiamente utilizzato in Paesi avanzati per monitorare la qualità di un intervento, basta pensare al sistema di Qualità dell'Impatto Ambientale delle Costruzioni LEED.

Con LEED, in base al motto (pragmatico) "ciò che posso misurare posso anche giudicare" vengono assegnati dei punteggi ad alcune caratteristiche del progetto rese misurabili. Il sistema di rating permette ai "decision-makers" di effettuare scelte o valutazioni sul progetto sul quale un investitore sta decidendo lo stanziamento di propri capitali. SI-ERC non è un "controllo automatizzato" delle Pratiche, piuttosto, nell'assegnare un rating alle Pratiche strutturali, legato alla conformità e coerenza, permette di allocare le risorse umane (limitate) dedicate al controllo delle Pratiche stesse secondo un criterio oggettivo. Non ritengo che l'estrazione a sorte di un 5% delle Pratiche sia un criterio migliore di questo. CSPfea, nell'ambito di un Bando per l'innovazione della Regione Veneto, POR FESR 2007-2013 "Contributi a favore dei processi di trasferimento tecnologico", ha ritenuto opportuno investire nel rendere agevole la connessione tra i risultati dei calcoli effettuati con MIDAS/Gen e MIDAS/Civil e il protocollo di presentazione dei dati di calcolo richiesto da SI-ERC. Ne è nato il modulo "SEISMIC", che verrà fornito gratuitamente ai possessori di qualsiasi versione di MIDAS/Gen e Civil in regola con l'aggiornamento.

SEISMIC permette rapidamente di estrarre dai files dei risultati quei dati che SI-ERC chiede, in funzione del tipo di struttura. L'estrazione dei dati necessari si distingue per otto tipologie strutturali di seguito elencate:

- Edificio a telaio in c.a.
- Edificio misti telaio-pareti in c.a.
- Edificio a setti/nuclei in c.a.
- Edificio esistenti a telaio in c.a.
- Edificio a telaio in c.a. isolati
- Edificio in muratura.
- Ponti in c.a.
- Ponti in c.a. isolati

Ciascuna tipologia è composta essenzialmente da una parte di descrizione generale della struttura dove si individua la localizzazione e la geometria dell'edificio, la tipologia strutturale e del suolo di fondazione, le caratteristiche delle strutture portanti e quelle dei materiali, e una parte di compilazione guidata del SI-ERC.

Tutti questi dati vanno inseriti in tabelle che sono presenti, magari anche in forma differente, in tutte le tipologie di struttura e riportate qui sotto:

- Dati generali
- Elaborati progettuali da allegare
- Definizione dell'input sismico
- Condizioni stratigrafiche e topografiche
- Geomorfologia
- Tipologia/Destinazione d'uso
- Carichi di progetto e combinazioni
- Fondazioni
- Geometria
- Regolarità
- Identificazione strutturale

La procedura SEISMIC nella compilazione del SI-ERC, logicamente tratta i dati e risultati strutturali, quelli cioè ricavabili da MIDAS/Gen e MIDAS/Civil. Per gli edifici, che sono le strutture con percentuale più elevata di pratiche edilizie presentate, vengono anche condotti dei controlli di resistenza, come ulteriore supporto all'attività degli enti competenti per territorio.

In particolare per il caso degli edifici in cemento armato e muratura che costituiscono la quasi totalità del patrimonio edilizio nazionale, SI-ERC verifica il rispetto dei dettagli costruttivi e dei limiti geometrici.

Una finalità secondaria di SI-ERC è quella di far “ragionare” il progettista rispetto ai parametri progettuali che vengono richiesti dal sistema: spesso, programmi “push button”, focalizzano l’output sul “prodotto” più importante del progettista, gli elaborati grafici, e rendono arduo, se non impossibile, una attività di Verifica e Validazione dei calcoli, e un giudizio sul comportamento dinamico della struttura. Per tale motivo CSPfea ha condiviso la preoccupazione degli sviluppatori di SI-ERC, la Fondazione Eucentre, di avere collegamenti automatici tra i software di calcolo e la procedura SI-ERC. Tuttavia tale procedura richiesta ai progettisti aggrava di una nuova attività gli stessi. Il modulo SEISMIC vuole ridurre questi tempi.

Questo modulo SEISMIC provvede quindi a estrarre e generare un “report” in formato testo e tabellare, esportabile con facili operazioni di cut&paste verso i formulari web proposti da SI-ERC.

Geometria

Altezza totale dell'edificio [m]

Dimensioni in pianta dell'edificio (in riferimento al più piccolo rettangolo in cui è inscrivibile la pianta dell'edificio)

Lunghezza (x) [m]

Massima dimensione delle sporgenze/irregolarità in direzione x [m]

Larghezza (y) [m]

Massima dimensione delle sporgenze/irregolarità in direzione y [m]

La quota 0.0 deve essere posizionata alla base degli elementi verticali strutturali rilevanti ai fini della risposta sismica

Non è inclusa l'eccentricità accidentale

Per indicare le coordinate del centro di massa e del centro di rigidezza ad ogni piano, si posiziona il centro degli assi cartesiani nel vertice in basso a sinistra del rettangolo in cui è inscritta la pianta dell'edificio

Piano	Quota [m]	Lunghezza(x) [m]	Larghezza(y) [m]	Massa sismica [ton]	Rigidezza lungo x [kN/m]	Rigidezza lungo y [kN/m]	Rigidezza Torsionale [kNm]	Ascissa del centro di massa [m]	Ordinate del centro di massa [m]	Ascissa del centro di rigidezza [m]	Ordinate del centro di rigidezza [m]
Piano 1	22.95	17.7	208.6	221660	218813	2.0021e+	10.28	6.85	11.22	6.85	

Massima luce degli elementi orizzontali [m]

Massima luce degli elementi a sbalzo [m]

Sono presenti travi precomprese di luce superiore a 8 metri

La struttura è di tipo spingente

Sono presenti pilastri in falso

Sono presenti piani sovrapposti

Distanza minima in direzione x con edifici adiacenti [m]

Distanza minima in direzione y con edifici adiacenti [m]

(Asim)

Model View Result [Story Eccentricity]

Story	Level (m)	Weight Center			Stiffness Center			Ecc. Dist.	Torsional Stiffness (kN/m)	Ecc. Ratio		
		X (m)	Y (m)	Z (m)	X (m)	Y (m)	Z (m)			X	Y	
Roof	22.05	16.08	17.26	15.94	16.33	0.14	0.93	1.40e+006	5.40	4.30	0.17	0.03
6F	18.90	16.10	13.01	15.95	14.82	0.15	1.81	1.54e+007	11.62	7.78	0.16	0.02
5F	15.75	16.10	13.17	15.94	15.87	0.16	2.70	3.04e+007	12.71	8.73	0.21	0.02
4F	12.60	16.10	13.17	15.97	16.22	0.13	3.05	4.12e+007	13.21	8.78	0.23	0.01
3F	9.45	16.10	13.17	15.91	16.48	0.19	3.31	6.16e+007	14.21	9.10	0.23	0.02
2F	6.30	16.10	13.17	16.02	16.69	0.08	6.72	1.03e+008	12.79	8.64	0.52	0.01
1F	3.15	0.00	0.00	14.08	14.58	14.08	14.58	2.08e+010	13.89	17.51	1.55	0.80
B1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00e+000	0.00	0.00	0.00	0.00

Identificazione strutturale

La struttura in quale classe di duttilità è stata progettata?

Tipo di analisi sismica:

Coefficienti di struttura

Coefficiente di struttura in direzione x per SLV

Coefficiente di struttura in direzione y per SLV

Come sono stati ottenuti tali coefficienti?

Periodo di vibrazione fondamentale in direzione x [s]

Periodo di vibrazione fondamentale in direzione y [s]

Massa sismica totale [ton]

Talpa di calcolo:

Talpa di calcolo lungo x per SLV [kN]

Talpa di calcolo lungo y per SLV [kN]

Inserire in tabella gli spostamenti ai piani in x e in y

Piano	Spostamento in x per SLD [m]	Spostamento in y per SLD [m]	Spostamento in x per SLV [m]	Spostamento in y per SLV [m]
Piano 1	0.0022	0.003	0.008	0.0074

Eccentricità accidentale

Come vengono combinate le azioni sismiche nelle 3 direzioni?

(Controlla Dati)

Model View Result [Story Displacement]

Load Case	Node	Story	Level (m)	Story Height (m)	Maximum Displacement (m)	Average Displacement (m)	Maximum / Average
SLV X(RS)	11624	Roof	22.05	0.00	0.0290	0.0254	1.1389
SLV X(RS)	9944	6F	18.90	3.15	0.0309	0.0240	1.2869
SLV X(RS)	8618	5F	15.75	3.15	0.0247	0.0190	1.3000
SLV X(RS)	7292	4F	12.60	3.15	0.0176	0.0136	1.2959
SLV X(RS)	5966	3F	9.45	3.15	0.0104	0.0080	1.2964
SLV X(RS)	4640	2F	6.30	3.15	0.0040	0.0030	1.3158
SLV X(RS)	308	1F	3.15	3.15	0.0000	0.0000	1.1085
SLV X(RS)	0	B1	0.00	3.15	0.0000	0.0000	0.0000

Il report così generato diventa inoltre un Verification Report che il progettista può far proprio. I dati richiesti infatti sono degli “indici” sui quali anche il progettista può esaminare la bontà del proprio modello di calcolo, l’accuratezza, la correttezza e il corretto comportamento dinamico della struttura. Il Manuale “Linee Guida di V&V con il modulo SEISMIC”, rilasciato parallelamente al modulo stesso, permetterà dunque di condurre una parte di quel processo di Validation & Verification che permette ai “decision makers” dell’ufficio di ingegneria di considerare affidabili i propri calcoli e procedere quindi al dimensionamento di sezioni ed armature e al loro disegno.

Il modulo SEISMIC lavora nella fase di analisi e calcolo del modello, concentrandosi sullo studio dei parametri di input e interpretazione di alcuni risultati necessari per comprendere la bontà del modello dal punto di vista sismico.

Lo scopo è quello di introdurre una procedura che studia il comportamento sismico della struttura attraverso l’estrazione e l’interpretazione di alcuni risultati che riassumono la qualità di progettazione. Altrimenti, trovarsi a modificare la geometria della struttura con lo scopo di ridurre i coefficienti di resistenza limitando così la quantità di armatura, diventa una procedura onerosa in termini di tempo e non del tutto corretta.

Il modulo SEISMIC ha lo scopo di ottimizzare la procedura di verifica attraverso lo studio del comportamento dinamico della struttura ragionando ancora nella fase di calcolo e non direttamente nella fase di verifica, è inevitabile poi ottenere benefici su tutti i fronti. Esistono molti parametri di prioritaria importanza prima di arrivare alla fase di verifica dei singoli elementi che se correttamente interpretati aiutano a migliorare la progettazione e facilitano di gran lunga la fase di verifica vera e propria, il Gipe nasce attorno a questo ragionamento poiché negli ultimi anni avvicinandosi sempre di più alla filosofia sismica si è notato che i progetti con più problemi in fase di approvazione da parte degli enti competenti sono quelli che mancano proprio di questi concetti, questo sta a significare che la cultura sismica non è stata del tutto assimilata o spesso ridotta alla sola verifica finale degli elementi.

Con il Gipe unito al modulo SEISMIC si vuole facilitare l’estrazione di parametri sismici e attraverso manuali e corsi dedicati a ottimizzare la loro interpretazione ed utilizzo, a questo proposito con l’aiuto e la collaborazione dei professionisti si vuole far crescere questo sistema adattando la procedura ad affrontare problematiche pratiche di uso quotidiano.

Si vuole ricordare che un buon comportamento sismico di una struttura proviene da un concetto globale e la buona riuscita delle verifiche che interessano i singoli elementi nonché l’ottimizzazione dell’armatura necessaria, dipendono da questo importante concetto.

Approfondimenti

“Progetto Seismic: procedura di compilazione del SI-ERC con il software Midas Gen” a cura di CSPFea.

Copie limitate richiedibili presso la segreteria di CSPFea segreteria@cspfea.net

Analisi sismica dei sistemi di tubazioni di raffinerie petrolifere

Introduzione

I sistemi di tubazioni di una raffineria (piping system) sono sistemi complessi che contengono diversi elementi che in funzione del fluido da trasmettere da una parte all'altra dell'impianto operano in ampio range di temperatura e pressione. In funzione delle esigenze funzionali dell'impianto, le tubazioni possono essere posizionate ad altezze diverse mediante sistemi di supporto (pipe-rack), costituiti in genere da telai di acciaio o di calcestruzzo armato. Un esempio di piping system è illustrato in Figura 1.

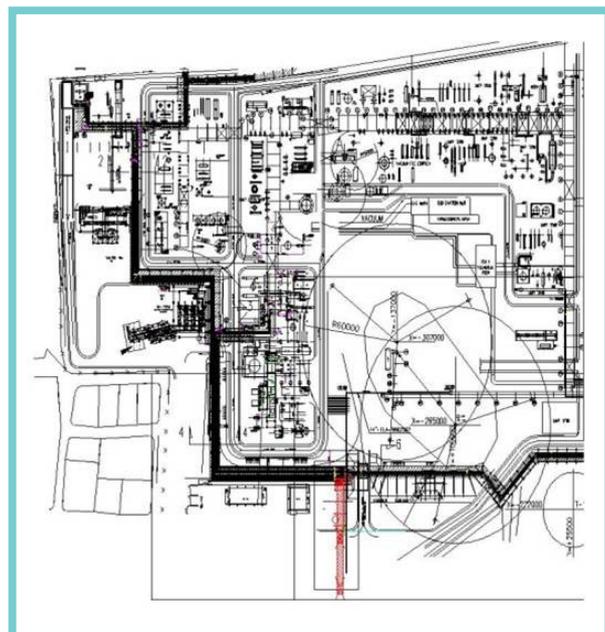


Figura 1: Pianta della raffineria

Alcuni tra i più recenti terremoti hanno dimostrato l'elevata vulnerabilità di tali strutture, il cui danneggiamento può variare dalla semplice rottura di un giunto al collasso dell'intera struttura [1], con conseguenze caratterizzate da un diverso grado di severità. Ad esempio per liquidi o gas altamente infiammabili e/o inquinanti, anche una semplice rottura di un giunto può avere conseguenze disastrose non solo sull'impianto ma anche sull'ambiente circostante e sull'uomo. Il problema si presenta complesso e i contributi volti a chiarire i passi necessari per una corretta progettazione sismica di tubazioni sono in numero limitato e spesso incentrati su singoli aspetti. L'assenza di una normativa dedicata a questo tema è riconosciuta sia in sede Europea che extra-Europea, ne è la dimostrazione.

Uno degli aspetti particolarmente rilevanti, spesso trattato in letteratura in maniera insoddisfacente, è legato alla modellazione strutturale e ai metodi di analisi che si possono utilizzare per una corretta progettazione sismica di tubazioni. Il caso studio presentato in questo lavoro e analizzato mediante il software MIDAS Gen, è stato affrontato proprio con l'intento di chiarire il problema alla luce di quanto prescritto dalle normative vigenti in materia [2], [3].

Descrizione del caso studio

Il sistema di tubazioni analizzato appartiene a una raffineria di petrolio la cui pianta è illustrata in Figura 1. La struttura di supporto è composta da sette telai trasversali in acciaio resistenti a flessione posti ad interasse di 6 metri, realizzato con profili commerciali HEA/B. Nella direzione longitudinale la struttura ha un comportamento pendolare, irrigidita da 6 controventi di acciaio. Sono inoltre presenti controventi orizzontali per evitare spostamenti eccessivi tra gli appoggi delle tubazioni realizzate con tubi del diametro di 8", il cui layout è illustrato in Figura 2, assieme al modello realizzato in MIDAS Gen, illustrato in dettaglio nel seguito. In realtà sono presenti altri tubi, di diametro inferiore, che sono però stati considerati solo come peso (12 kN/m) applicato su ogni piano dei telai trasversali. Sono infine presenti giunti flangiati di collegamento. I fluidi contenuti nei tubi sono di diversa natura ma essenzialmente Amine, Acqua di raffreddamento e Vapore a media e alta pressione.

Le principali caratteristiche del sistema considerato sono di riportate di seguito: a) Acciaio da Carpenteria S-275 JR in accordo con le EN 10025 (2005), b) Acciaio per tubi - ASTM A106 Grade B, c) Pressione nei tubi: $0.5 \div 5$ Mpa, d) Temperatura $47^\circ\text{C} \div 360^\circ\text{C}$.

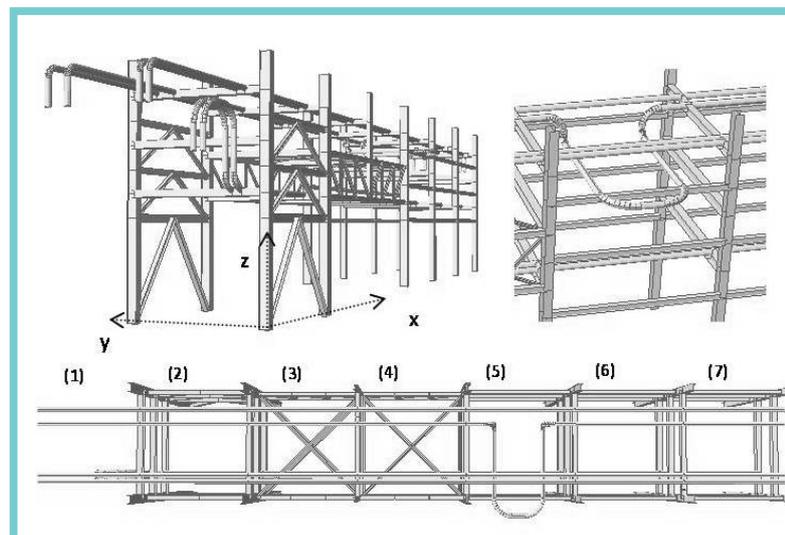


Figura 2: Il piping system analizzato

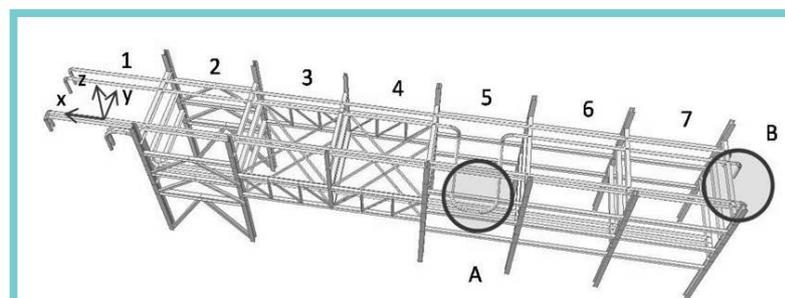


Figura 3: Il modello agli elementi finiti

Principali aspetti dell'analisi sismica di tubazioni

L'analisi sismica di tubazioni presenti nelle raffinerie petrolifere comprende molteplici aspetti, alcuni dei quali meritano particolare attenzione, poiché sono passi essenziali per una corretta progettazione sismica: 1) scelta del modello strutturale, 2) definizione dell'azione sismica 3) scelta del metodo di analisi. In quanto segue, essi verranno analizzati con dettaglio.

Modellazione numerica di sistemi di tubazioni

Uno schema sintetico di quanto previsto dalle normative Europee e Americane per la modellazione dei piping systems è riportato nella Tabella 1. Essa mostra chiaramente che il modello suggerito sia dalle ENI 3480:3 che dalle ASME B31.3 è esclusivamente elastico. Questa scelta proviene dalla vecchia maniera di progettare basata sul metodo delle tensioni ammissibili, ancora molto diffuso tra i progettisti di questo tipo di strutture. Generalmente la struttura di supporto è progettata in assenza di tubazioni, utilizzando i metodi previsti per questo tipo strutture; spesso è utilizzato il metodo dello spettro di risposta con fattore di struttura $q > 1$ immaginando che esso possa essere sede di fenomeni di plasticizzazione, anche se la tendenza dei progettisti è quella di considerare, in maniera più saggia, la struttura a comportamento in definitivamente elastico e quindi con $q = 1-2$.

Un punto cruciale nella modellazione di sistemi di tubazioni è costituito dall'interazione dinamica tra tubi e struttura di supporto. La normativa americana prescrive che essa può essere trascurata solo se il peso delle tubazioni $W < 25\%$ del peso totale. Tale regola è stata recentemente analizzata da vari autori, ad esempio in [4], i quali hanno dimostrato la necessità di una sua revisione, poiché l'azione irrigidente dei tubi potrebbe non essere del tutto trascurabile anche nell'ipotesi $W < 25\%$. Nel caso in esame il peso delle tubazioni supera abbondantemente il 25% del peso totale; quindi andrebbe considerata. Per valutare l'applicabilità o meno di questa semplice regola, il caso studio in esame è stato analizzato sia considerando l'interazione tra tubi e strutture di supporto, sia considerando tubi e struttura separati, con i tubi vincolati alla struttura di supporto (considerata rigida) con molle elastiche rappresentanti la rigidezza del sistema connessione telaio-tubi.

Un altro aspetto interessante riguarda la modellazione delle tubazioni e dei giunti (gomiti, T, nozze, tc...). A questo riguardo i tubi vengono modellati utilizzando elementi beam sia per i tratti lineari che per gli altri tratti, quest'ultimi considerati a rigidezza modificata per effetto della loro geometria. A questo riguardo sia la normativa Europea che Americana prescrivono l'uso di un coefficiente correttivo della rigidezza e dello stato tensionale, denominati rispettivamente FF (Flexibility Factor) e SIF (Stress Intensification Factor) da applicare al modello beam per tener conto del reale comportamento del tratto considerato (gomito, T od altro...). In presenza di pressione nel tubo, la sola normativa Americana prescrive un fattore irrigidente che dipende dal livello di pressione e dalla geometria del tratto considerato.

In alternativa al modello beam è possibile utilizzare un modello shell [5]. Questo approccio è particolarmente appropriato per tenere conto dell'ovalizzazione della sezione e della pressione all'interno del tubo. Nel caso analizzato, sono stati utilizzati entrambi i modelli. Ad esempio in Figura 4 e 5 sono illustrati i modelli beam e shell di un gomito. Poiché i risultati hanno mostrato un comportamento simile, dimostrando una buona affidabilità del modello beam, in quanto segue, saranno mostrati solamente i risultati relativi al solo modello shell, che permette di valutare in maniera puntuale lo stato tensionale nell'elemento.

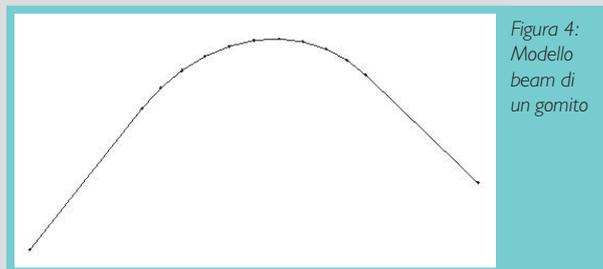


Figura 4:
Modello
beam di
un gomito

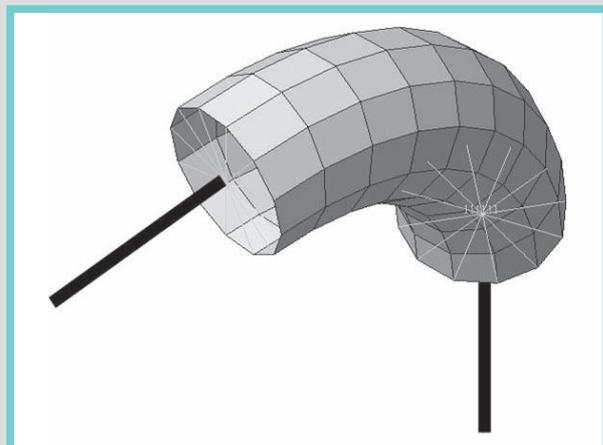


Figura 5: Modello Shell di un gomito

Un ultimo ma non meno importante aspetto della modellazione è quello delle condizioni di vincolo alle estremità dei tubi. Normalmente una linea di tubi viaggia per chilometri all'interno di una raffineria. È dunque necessario considerare una porzione limitata di linea, sostituendo alla parte mancante appropriati vincoli. Il tipo di vincolo dipende dalla geometria dei tubi, al di là della struttura considerata, ed è quindi di difficile generalizzazione e va definito caso per caso. Nel caso in esame la geometria dei tubi suggerisce l'uso di cerniere.

Azione sismica e metodi di analisi

Entrambe le normative Europea e Americana considerano necessaria l'analisi delle tubazioni soggette o a movimenti dovuti a effetti inerziali o dovuti a spostamenti differenziali tra gli appoggi. Il primo caso è legato alla presenza di accelerazioni assolute agenti sui tubi, mentre la seconda prevede la presenza di spostamenti relativi tra i punti di appoggio delle tubazioni. Il modello di Figura 1 comprende sia la struttura di supporto sia le tubazioni, quindi è in grado di considerare entrambi gli effetti. Ai fini di un confronto è stato però considerato anche il caso di soli tubi soggetti ad azione sismica al piano (solo effetto inerziale).

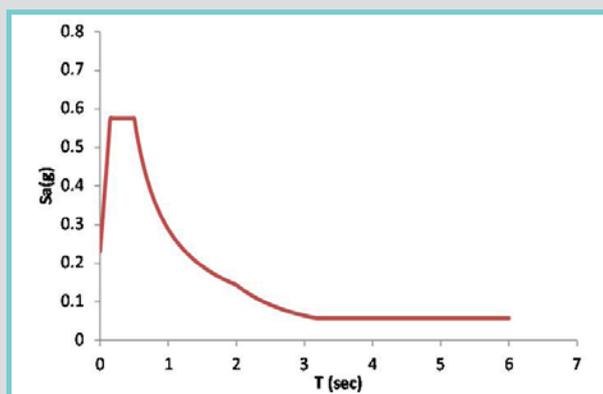


Figura 6: Spettro elastico dell'EC8 (Type I)

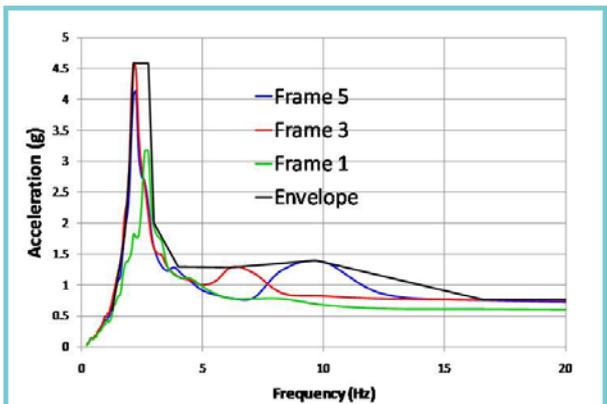


Figura 7: Caso studio - Spettri di piano medi e spettro di piano involuppo

L'azione sismica sul pipe-rack è generalmente rappresentata dallo spettro di risposta o da storie temporali di accelerazione (naturali o artificiali). Per l'analisi dei soli tubi si possono utilizzare degli spettri di piano determinati applicando alla struttura di supporto una serie di accelerogrammi, valutando per ognuno di essi lo spettro di risposta e poi involuppendo l'insieme degli spettri così ottenuti. In Figura 6 e 7 sono illustrato rispettivamente lo spettro di progetto utilizzato per il pipe-rack e gli spettri di piano ottenuti applicando ad esso tre accelerogrammi naturali selezionati dal database del Pacific Earthquake Research Center (<http://peer.berkeley.edu>) imponendo come condizioni di hazard Magnitudo M=6-7, distanza dall'epicentro 0-20 Km, Pga=0.24g. Si tenga conto che il numero di modi di vibrazione da utilizzare per raggiungere l'85% di massa eccitata necessaria per una corretta valutazione della risposta dei soli tubi è in genere assai più elevato di quello necessario per strutture più comuni come edifici o ponti. Nel caso di studio sono stati necessari circa 200 modi. In Figura 8 sono riportati i principali modi di vibrazione della struttura comprensiva dei tubi, mentre in Figura 9 sono riportati alcuni modi di vibrazione delle sole tubature.

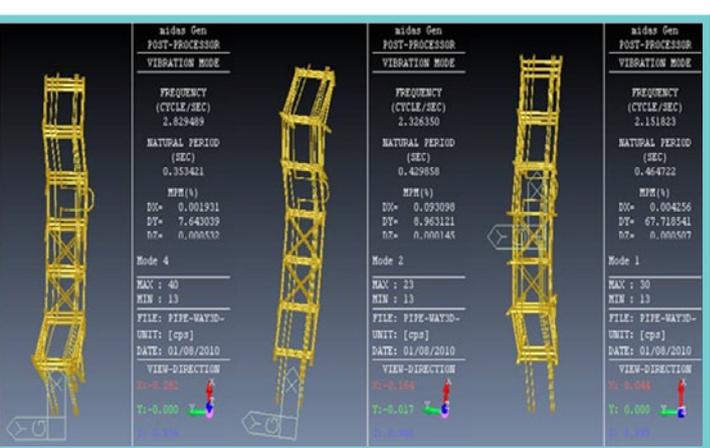


Figura 8: Principali modi di vibrare del piping system

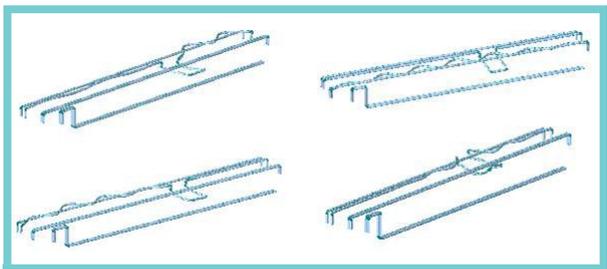


Figura 9: Principali modi di vibrare del sistema di tubazioni

Un ultimo aspetto riguarda il fattore di struttura q da considerare per le analisi. Nel caso di sola struttura di supporto o struttura + tubi il fattore q può essere assunto pari circa a 4, così come espressamente indicato dalle normative. Nel caso specifico seguendo le indicazioni del progettista è stato adottato un valore minore, pari cioè a 2. Per ciò che riguarda le tubazioni, la normativa europea non fornisce alcun valore di q, mentre quella americana suggerisce valori di q variabili tra 6 e 12. Questi ultimi appaiono molto elevati e sono solo parzialmente giustificabili dalla presenza di dissipazione di energia negli elementi di connessione telaio-tubo. Diversi contributi presenti in letteratura suggeriscono valori non più grandi di 3-4. In alternativa all'analisi dinamica con spettri di piano è possibile applicare un semplice metodo statico che fa uso del calcolo di accelerazioni di massime di piano fornite dalle diverse normative per il progetto di elementi secondari [6]. Riguardo infine agli effetti dovuti agli spostamenti relativi tra i supporti delle tubazioni le normative non forniscono solo parziali indicazioni e il problema andrebbe maggiormente indagato. Nel caso in esame il modello completo di tubazioni è in grado di tener conto anche di tale effetto.

Tabella 1: Prescrizioni normative per la l'analisi sismica di piping systems

(1) elastic calculation shall be used although some part might be exhibit plastic deformations (p. 4.1) (2) SSE=safe shutdown earthquake, DRE= Occasional operation condition, (3) FF=Flexibility Factor, SIF= Stress Intensification Factor, (4) G=ground motion spectra, IS=In-structure spectra.

Code	Model type	Analysis	Seismic condition	Dynamic interaction	Relative motion	Pipe modelling
EN13480:3	Elastic (1)	Equivalent Static Modal (G,IS) ⁽²⁾ Time-History	SSB (3) OBE	NO	YES	Beam elements (FF and SIF)
ASME B31.3	Elastic	Static Modal Time-History	SSB	YES/NO	YES	Beam elements (FF and SIF) ⁽³⁾

Tabella 2: I primi tre modi di vibrazione del sistema di tubazioni

Case	Mode 1			Mode 2			Mode 3		
	f(Hz)	T(sec)	MPS(%)	f(Hz)	T(sec)	MPS(%)	f(Hz)	T(sec)	MPS(%)
TD-PR (4)	2.17	0.459	28.29	2.33	0.456	47.62	2.93	0.440	5.68
TD-PRP (4)	2.15	0.456	67.61	2.33	0.429	8.96	2.93	0.353	7.64
LD-PRP (4)	2.81	0.355	53.27	5.15	0.194	36.35	—	—	—

(*) TD-PR=Transversal direction - Pipe-rack, TD-PRP=Trans. dir. - Pipe-rack+ pipes, LD-PR=Longitudinal dir. - Pipe-rack+ pipes

Tabella 3: Risultati dell'analisi sismica relativa al caso studio

Method	Bay/Moment	1	2	3	4	5	6	7
Static analysis: In-structure spectra method	M _x	2.88	2.40	2.52	2.64	2.76	2.76	2.88
	M _y	1.56	1.56	1.20	1.32	1.44	1.20	1.44
Dynamic analysis: In-structure spectra method	M _x	2.10	2.30	2.30	3.10	3.30	3.00	2.30
	M _y	2.20	2.10	2.10	2.20	1.90	1.90	1.00
Dynamic analysis: Response spectrum method	M _x	5.30	5.50	5.50	3.50	2.90	4.80	5.80
	M _y	2.80	2.60	3.60	3.20	2.20	0.70	3.80
Dynamic method: Time-History analysis (elastic)	M _x	13.50	14.60	14.10	5.05	6.25	14.15	12.32
	M _y	7.30	6.65	4.45	4.65	3.05	1.70	3.85

Calcolo della risposta sismica del caso studio

L'analisi sismica del caso studio è stata effettuata sia considerando il metodo dello spettro di risposta che l'analisi time-history. Per quest'ultimo caso la struttura di supporto è stata considerata a comportamento non lineare. Le sezioni degli elementi sono state suddivise in fibre assegnando al materiale la legge di Menegotto-Pinto presente in MIDAS Gen. Per ogni tipologia di analisi, in Tabella 3 viene fornito il valore del momento My ed Mz in ogni tratto rettilineo presente nei tubi numerato da 1 a 7 (vedi Fig. 3) e le stesse componenti di momento nei gomiti più critici (punti A e B di Fig.3).

La prima osservazione riguarda l'enorme differenza tra la risposta dei tubi ricavata con spettri di piano o con il metodo statico e la risposta ricavata con l'analisi spettrale dell'intera struttura o con l'analisi time-history non-lineare della stessa. Ciò è dovuto evidentemente alla ridotta massa dei singoli tubi che subiscono un'azione inerziale minore rispetto all'azione legata agli spostamenti relativi tra gli appoggi che, in questo caso, risulta di gran lunga più importante.

Un'altra interessante osservazione riguarda la vicinanza dei risultati ottenuti con l'analisi a spettro di risposta con fattore di struttura e con l'analisi time-history non-lineare, molto più onerosa della prima; ciò ha confermato la buona previsione del comportamento non lineare della struttura per mezzo del fattore q . Ciò ha suggerito nuove analisi, in corso di svolgimento, che riguardano l'influenza che le tubazioni hanno sul comportamento non lineare della struttura e conseguentemente sulla valutazione del fattore di struttura.

Conclusioni

L'analisi sismica di sistemi di tubazioni è assai differente da strutture simili a edifici. Di conseguenza è necessario identificare nuove specifiche regole di analisi e progettazione sismica. In tale lavoro si è cercato di fornire un contributo volto a identificare i passi da percorrere per una corretta analisi sismica di tali strutture, e il software General Purpose come MIDAS Gen, utilizzato nella quasi totalità dei casi per costruzioni civili, ha permesso agevolmente di analizzare tutti gli aspetti del problema.

Bibliografia

1. Paolacci F., Giannini R., *Analysis of the seismic risk of major-hazard industrial plants and applicability of innovative seismic protection systems*, in "Petrochemicals", ISBN 979-953-307-371-1
2. EN13480-3- *Metallic industrial piping - Part 3: Design and calculation*, June, 2002
3. ASME *Code for Pressure Piping*, B31 - ASME B31.3-2006 (Revision of ASME B31.3-2004)
4. Azizpour O., Hosseini M. (2009). *A verification of ASCE Recommended Guidelines for seismic evaluation and design of combination structures in petrochemical facilities*, J. of Applied Sciences.
5. DeGrassi, G. and Hofmayer, C. (2005). *"Seismic analysis of simplified piping systems for the NUPEC ultimate strength piping test program"* NUREG/CR-6889, by Brookhaven National Laboratory for the US, Nuclear Regulatory Commission, December, 2005.
6. F. Paolacci, Md. S. Reza, O. S. Bursi, (2011). *Seismic design criteria of refinery piping systems*. COMPDYN 2011 -III ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Corfu, Greece, 26-28 May 2011.

Descrizione dell'intervento

Vodafone Village è il complesso edilizio eco – tecnologico che, dal 2012, ospiterà i tremila dipendenti della sede milanese di Vodafone Italia. Il complesso, progettato dagli architetti Roberto Morisi e Rolando Gantes e realizzato dalla Real Estate Center s.r.l. è situato in zona Lorenteggio a Milano, ed è costituito da tre edifici di altezza fuori terra di 62, 54 e 45 metri, adibiti ad uffici, e da un quarto edificio, di tre piani, adibito a spazi collettivi. Il complesso comprende una piazza sopraelevata, parcheggi e locali tecnologici interrati, per un totale di circa 128.000 m² (FIGURA 0).

Figura 0



Gli edifici alti sono realizzati con struttura portante in calcestruzzo armato costituita da fondazioni a platea su pali trivellati, pilastri, setti, pareti e solai pieni gettati in opera.

I tre edifici alti sono collegati, per alcuni piani, da passerelle in acciaio; inoltre, gli edifici denominati A e C sono collegati da un ponte pedonale di 40 m di lunghezza che collega tre piani.

Descrizione dell'edificio C

Nella presente memoria verrà focalizzata l'attenzione sulle analisi che hanno riguardato il più alto dei quattro edifici principali, ovvero l'edificio C. Si tratta di un fabbricato di sedici piani, di cui uno/duo interrati, per un'altezza complessiva, dallo spicco delle fondazioni, di 67,70 m. In copertura sono posizionate due travi reticolari metalliche collegate tra loro da cinque portali trasversali che formano una struttura tridimensionale, a cui sono appese le parti a sbalzo degli impalcati dal piano 7° fino al 13°. Altro elemento caratterizzante è la "vela": una grande quinta curva in acciaio e vetro, costituita da sette travi reticolari, a sezione triangolare, collegate ai piani più bassi dell'edificio che sostengono la facciata continua.

Modellazione strutturale

Per effettuare le analisi necessarie al dimensionamento e verifica di tutte le strutture che costituiscono l'edificio, è stato realizzato il modello completo della torre con il software Midas Gen. In fasi successive si è provveduto ad estrapolare dei sotto-modelli che, una volta elaborati ed affinati, sono stati utilizzati per esaminare alcuni particolari di dettaglio.

Complesso "Vodafone Village" - Milano

Il modello numerico di base è quello di FIGURE 1A-1B-1C, che comprende l'intera struttura del fabbricato comprese le fondazioni a platea. Per la modellazione di quest'ultima sono stati utilizzati elementi platea a 3 o 4 nodi con spessore 150 cm (ridotto localmente a 100 cm in corrispondenza dei cavedi e delle fosse ascensore); la stessa tipologia di elemento è stata adottata per le solette che, essendo realizzate in getto monolitico di calcestruzzo, ben si adattano ad essere schematizzate a piastra su appoggi puntuali. Data la forma in pianta con curvature differenti sul perimetro dei solai, e la presenza di numerosi fori per gli impianti, si è proceduto alla creazione di file grafici di interscambio che, una volta importati nell'ambiente di lavoro di Midas Gen, sono stati utilizzati per creare i modelli di calcolo attraverso le funzionalità di auto meshing del software.

Figura 1A



Figura 1B

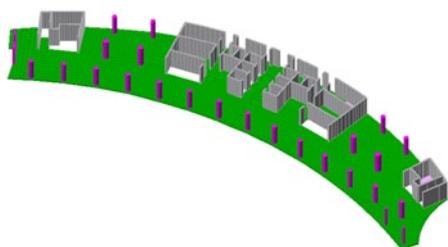
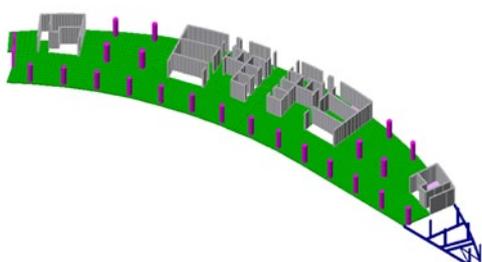


Figura 1C



La scelta strutturale di affidare interamente le azioni orizzontali del sisma e del vento alle pareti dei vani scala, ha permesso di schematizzare:

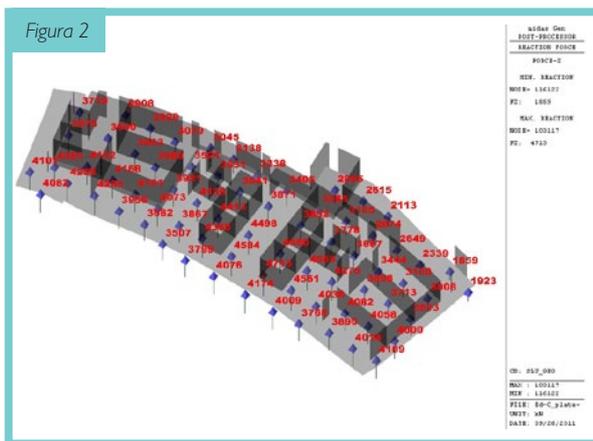
- con elementi truss i pilastri che, in tal modo, ricevono solo carichi assiali;
- con elementi wall i setti.

L'adozione di questa tipologia di elemento, infatti, ha consentito di ottenere come output delle elaborazioni le sollecitazioni sulle pareti nella "forma" ingegneristica più utile, ovvero le azioni interne. L'entità dei carichi in rapporto alle caratteristiche del suolo ha imposto l'utilizzo di fondazioni profonde, costituite da 165 pali da 100 cm di diametro e 27 m di profondità. Per la schematizzazione dei pali, nel modello sono state applicate molle di costante elastica fornita dalle elaborazioni dei risultati delle prove effettuate sui pali pilota. Il modello completo risulta essere composto da 82868 elementi "plate", 5276 "beam", 513 "truss" e 4809 "wall", per un totale di 88187 nodi.

Analisi numeriche

Il modello realizzato con Midas Gen è stato utilizzato per la gran parte dei dimensionamenti e delle verifiche. Per determinare l'azione assiale sui pilastri, il carico sui pali e le azioni interne nei solai, è stata eseguita l'analisi lineare statica con i carichi verticali di progetto, mentre sono state eseguite analisi dinamiche delle frequenze proprie ed RSA per la valutazione degli effetti del sisma (FIGURA 2).

Figura 2



Quest'ultima è stata condotta considerando i piani rigidi (avendo verificato che tale ipotesi era garantita dalle solette piene in calcestruzzo) e con vincoli rigidi a terra (essendo in presenza di fondazioni profonde; FIGURA 3A-3B).

Le dimensioni longitudinali degli impalcati (superiori ai 100 m) hanno imposto la formazione di un giunto strutturale per limitare gli effetti delle deformazioni indotte dalle dilatazioni termiche nel solaio; tale discontinuità ha permesso di effettuare le analisi dinamiche su due modelli separati dell'edificio e di determinare le dimensioni minime del giunto ad ogni piano, per evitare il martellamento.

Figura 3A

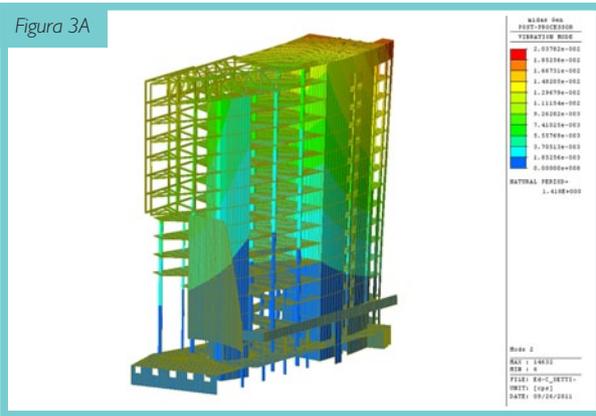


Figura 4C

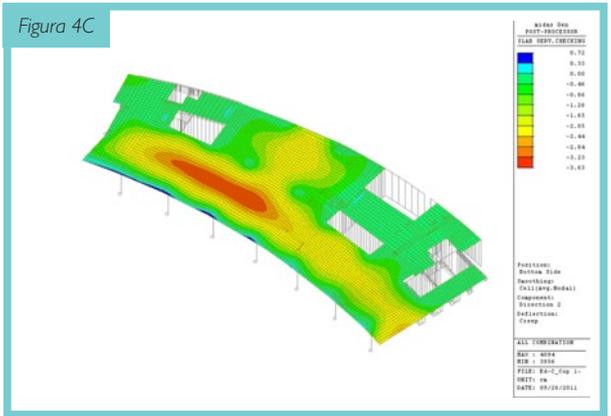
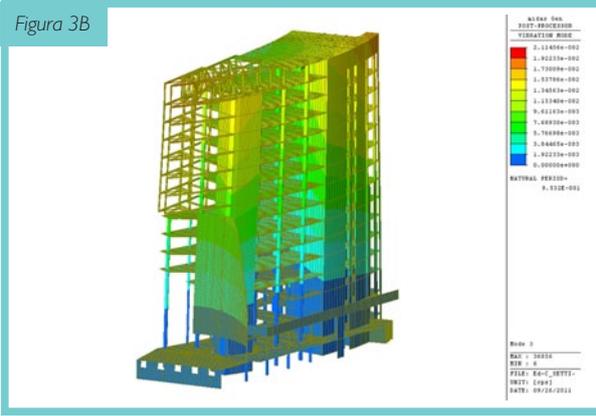


Figura 3B



Per il calcolo dei solai a piastra sono stati estrapolati i modelli dei singoli piani, infittita la mesh nei punti in cui risultava utile una maggiore accuratezza nei risultati, e calcolato le armature necessarie attraverso la procedura del software di design automatico delle piastre. Quest'ultimo consente di determinare e combinare l'effetto del momento torcente M_{xy} , attraverso l'implementazione del metodo di Wood-Armer nella formulazione semplificata proposta nell'E.C.2-04. Sempre attraverso la medesima interfaccia di Midac Gen è stato possibile eseguire una verifica di deformabilità del solaio considerando sia i fenomeni reologici del calcestruzzo sia la riduzione di rigidità per effetto della fessurazione (FIGURE 4A-4B-4C).

Tra le peculiarità architettoniche dell'intervento con particolari risvolti strutturali, spicca la parte a sbalzo dell'edificio. Si tratta dei sei piani in aggetto dal vano scala più a sud del fabbricato che sono realizzati con struttura in acciaio e solette in lamiera grecata con getto collaborante in calcestruzzo. La struttura portante è costituita da due travi reticolari piane, realizzate saldando profili normalizzati a doppio T, a cui sono appesi i sette impalcanti sottostanti per mezzo di quattro aste in acciaio con funzione di tiranti. La struttura principale in acciaio dei piani appesi è collegata alle solette piene dell'edificio per mezzo di tirafondi. La continuità dell'armatura della cappa collaborante e la presenza di tiranti diagonali in metallo, garantiscono la rigidità nel piano necessaria per attivare le strutture di controvento. La soletta del 14° piano, posta all'intradosso del corrente inferiore delle due travi reticolari principali, è in getto monolitico di calcestruzzo ed è collegata alle travi con connettori tipo Nelson per garantire la collaborazione con i correnti compressi delle reticolari stesse (FIGURA 5A-5B). Particolare attenzione ha richiesto il collegamento della struttura metallica con il resto dell'edificio: affinché si realizzasse il vincolo richiesto per attivare la struttura reticolare, è stato necessario predisporre un adeguato numero di tirafondi annessi nei pilastri e nel muro del vano scala.

Figura 4A

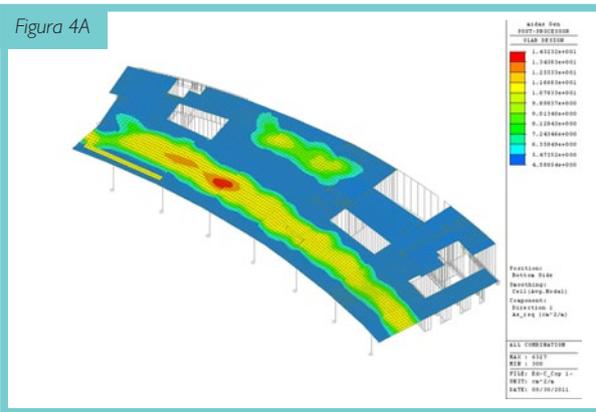


Figura 5A

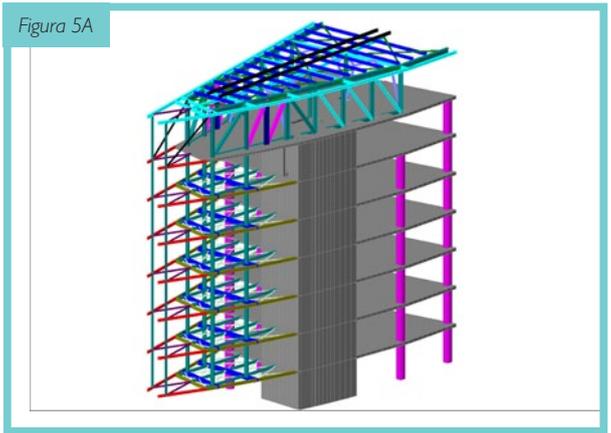


Figura 4B

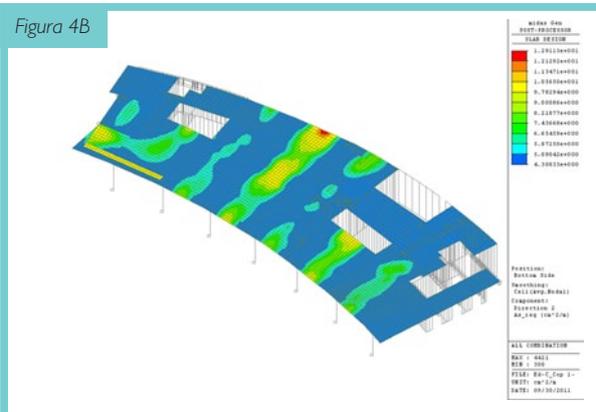
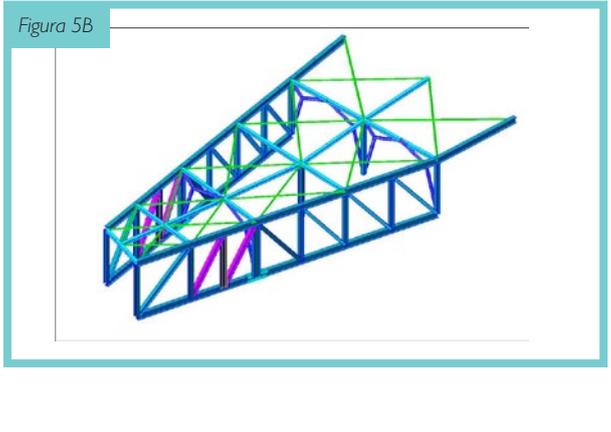
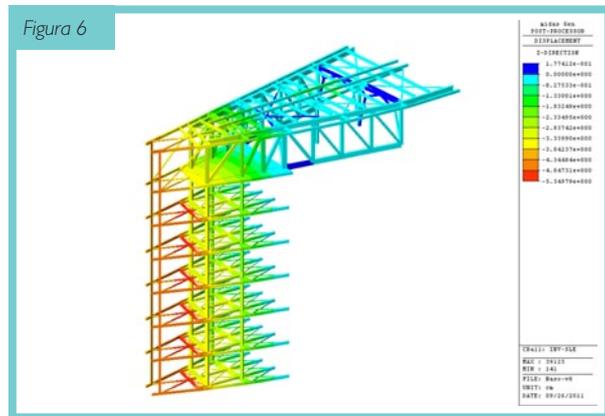


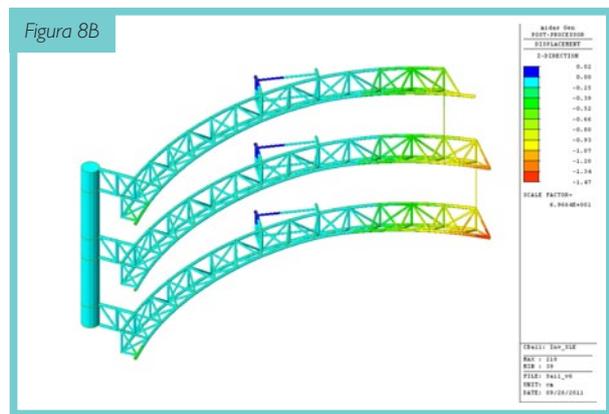
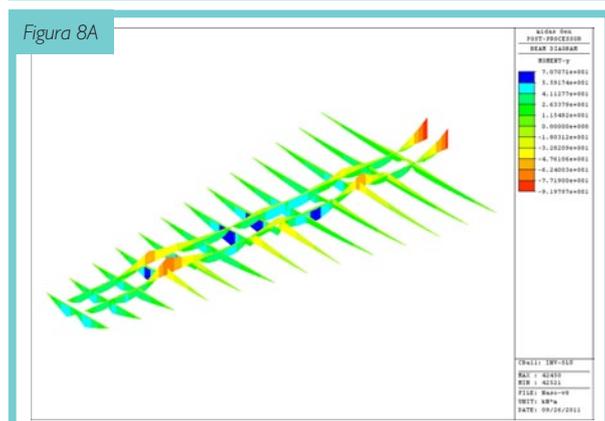
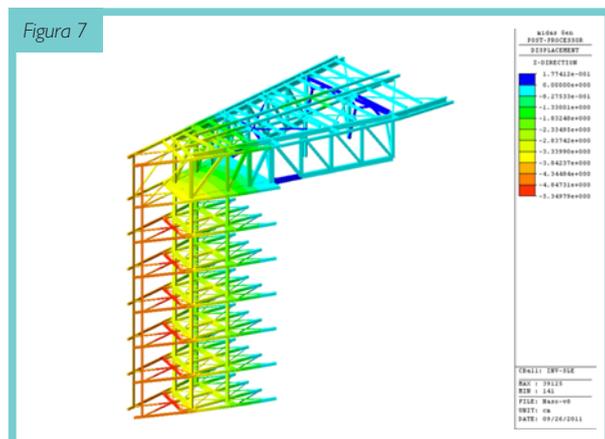
Figura 5B



Per garantire un livello di sicurezza appropriato, è stato deciso di precomprimere i pilastri e il muro tesi, per mezzo di barre Dywidag post-tese, posizionate all'interno di guaine, con lo scopo di eliminare gli sforzi di trazione nel calcestruzzo superiori al valore di f_{ctm} . Questa soluzione, unitamente al prolungamento verso l'edificio dei correnti superiori delle travi reticolari, ha consentito di ridurre notevolmente la freccia verticale dello sbalzo (FIGURA 6).



Per il calcolo della struttura, oltre agli usuali carichi verticali e orizzontali di vento e sisma, era richiesto di prevedere il posizionamento di un binario che corresse lungo tutto lo sviluppo longitudinale della copertura, fin sulla parte più estrema dello sbalzo, su cui posizionare una gru di servizio a cui collegare una piattaforma aerea per le operazioni di pulizia e manutenzione delle facciate continue. A tal fine è risultato utile, in particolare per la struttura reticolare, l'utilizzo dei carichi mobili previsto da Midas Gen che permette di determinare le linee di influenza delle azioni interne e di dimensionare le strutture considerando tutte le configurazioni di carico possibili (FIGURA 7).



Con le funzionalità di ottimizzazione delle sezioni del software, è stato poi effettuato il design, razionalizzando i profili nel rispetto dei coefficienti di sicurezza e delle prestazioni richieste in esercizio. L'altro elemento di rilievo dell'edificio (la "vela"), è costituito da travi reticolari in tubolari circolari calandrati e saldati, collegate alla parete del vano scala sud e ad un pilastro (FIGURA 8A). Per la schematizzazione sono stati utilizzati 1079 elementi "beam" e 24 "truss", per un totale di 657 nodi. L'analisi è stata condotta sul modello della struttura completa, pur essendo le travi indipendenti (ad eccezione dei tiranti posti all'estremità a sbalzo). Questo ha permesso di cogliere al meglio le differenze dello stato di deformazione tra le varie travi reticolari che, per le limitate tolleranze consentite dal rivestimento in vetro, era la principale limitazione progettuale (FIGURA 8B).



DALL'INGEGNERE ALL'ANALISTA QUALIFICATO

csp fea

ACADEMY



I EDIZIONE **2012**

CORSI

- **24 Febbraio 2012**
Vulnerabilità sismica degli edifici e analisi pushover.
Prof. Paolo Riva, Università di Bergamo
- **27 Aprile 2012**
Analisi di edifici esistenti considerati strategici.
Prof. Natalino Gattesco, Università di Trieste
- **25 Maggio 2012**
L'applicazione dell'isolamento sismico per gli edifici e i ponti.
Prof. Raimondo Luciano, Università di Cassino
- **21 Settembre 2012**
Il calcolo sismico con le analisi dinamiche non lineari: accelerogrammi, modelli a fibre, comprensione dei risultati.
Prof. Enrico Spacone, Università di Chieti- Pescara
- **19 Ottobre 2012**
L'analisi e il progetto di piastre e gusci in CA.
Prof. Roberto Nascimbene, Università di Pavia
- **14 Dicembre 2012**
La modellazione geotecnica per una corretta interazione terreno struttura.
Prof. Riccardo Castellanza, Politecnico di Milano

SEDE DELL' EVENTO: BOLOGNA