

a cura di **GSP fea**

STRUCTURAL

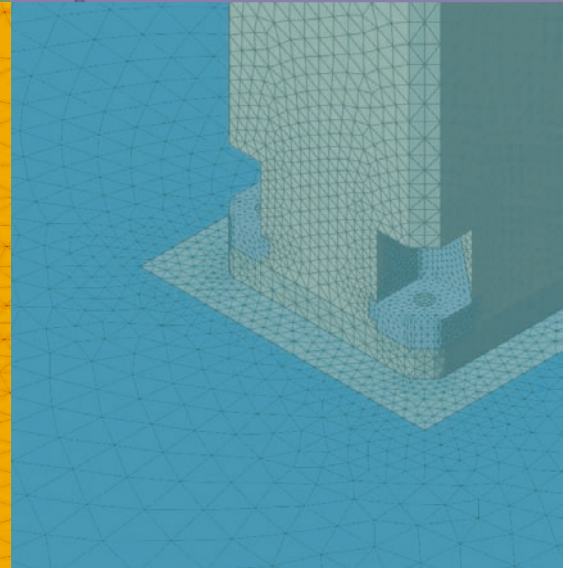
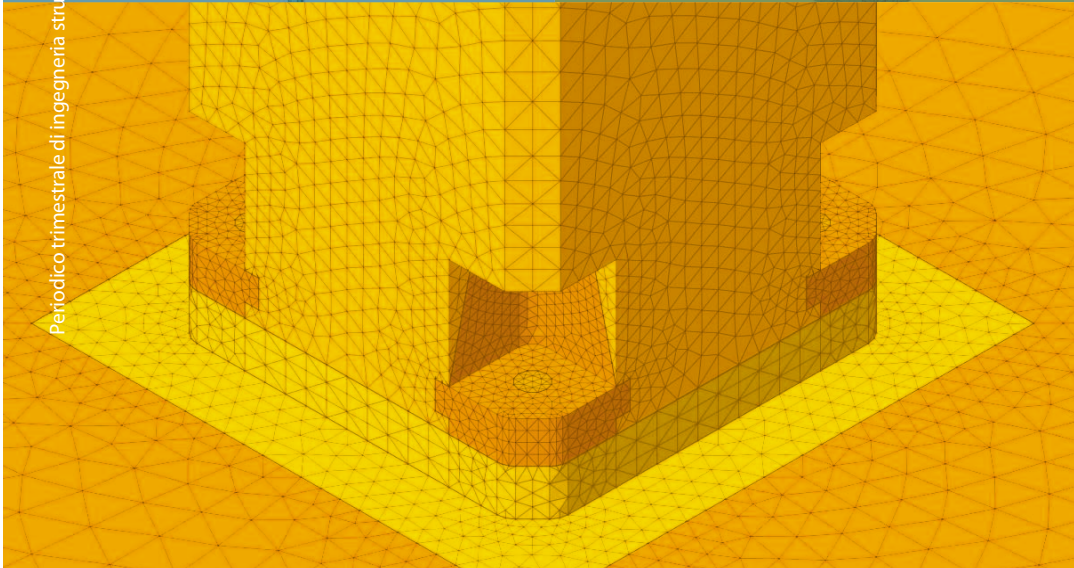
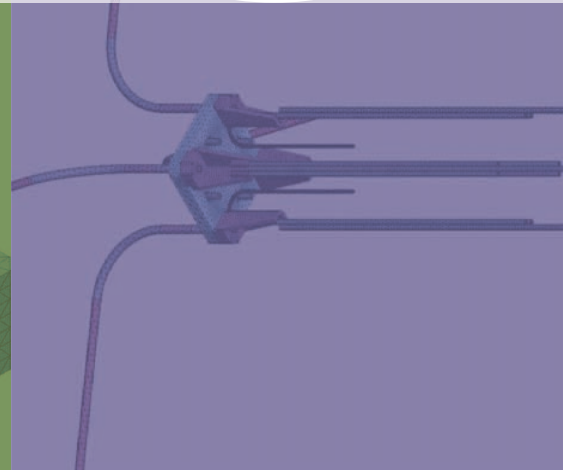
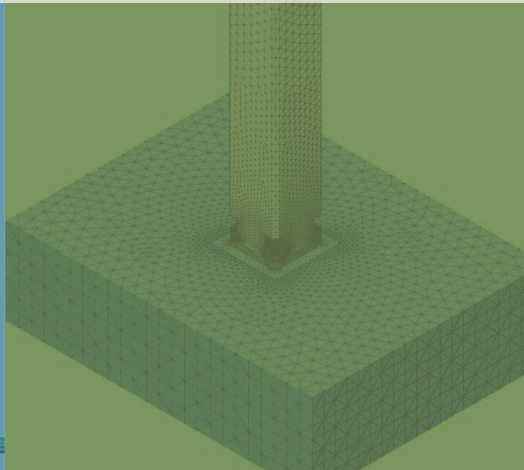
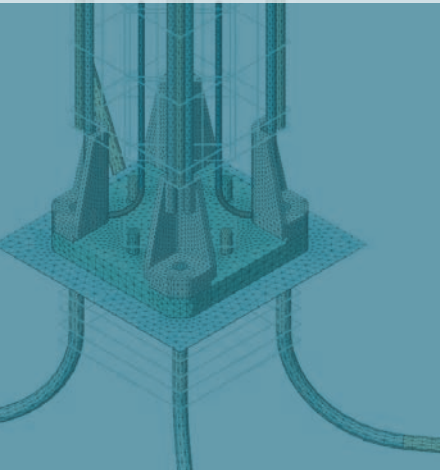
3

magazine di ingegneria strutturale www.structural-modeling.it

numero tre

M O D E L I N G

Periodico trimestrale di ingegneria strutturale - anno 1 n. 3 - Gennaio 2011



NEWS EVENTI

Il ruolo delle analisi numeriche tridimensionali nella progettazione di opere geotecniche: un contributo per Expo 2015

PONTI

Ponte sullo stretto di Gibilterra e ponte "primo sole"

VALIDAZIONE

Linee guida olandesi per l'analisi non lineare ad elementi finiti di strutture in c.a. e c.a.p.



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

Verification & Validation

La validazione dei Modelli di Calcolo analizzati con Programmi software è un argomento sempre più discusso nella comunità degli ingegneri civili strutturalisti. L'argomento è da molti anni affrontato sistematicamente nell'ambito dell'ingegneria meccanica, della fluidodinamica (CFD) e della geomeccanica, dove i fenomeni includono spesso mesh solide e comportamenti non lineari dei materiali, talvolta in ambito dinamico. Già nell'Editoriale del Numero 1 di Structural Modeling abbiamo affrontato l'argomento e vogliamo adesso introdurre alcuni concetti ormai consolidati nella comunità scientifica internazionale.

Va chiarito subito che per simulare correttamente una struttura è fondamentale affrontare due azioni, che gli anglosassoni chiamano Verification&Validation (Verifica e Validazione di un modello). Tali due azioni hanno lo scopo di assicurare l'accuratezza (Verifica) e l'affidabilità (Validazione) di una analisi numerica di una struttura.

Citando William Oberkampf dei Sandia Laboratories della Lockheed Martin, la Verifica di un modello ha a che fare con la domanda "Ho costruito in modo giusto il modello numerico?". La Verifica è di due tipi: la Verifica dei Calcoli (o dei Codici) esamina la correttezza degli algoritmi impiegati dai software di calcolo e della loro implementazione, mentre la Verifica della Soluzione esamina l'accuratezza dei dati di input, la stima degli errori numerici (ad esempio gli errori di discretizzazione, legati alla mesh) e l'accuratezza numerica dei dati di output. In questo senso si usa dire che la Verifica ha a che fare con la "matematica".

La Validazione ha a che fare con la domanda "Ho costruito il giusto modello numerico?" ovvero quanto il modello interpreta una accurata rappresentazione del comportamento reale della struttura circoscritta agli aspetti che si intendono studiare. La Validazione è ricercata attraverso comparazioni con test reali, soluzioni in forma chiusa, analisi semplificate, modelli similari già validati, serie storiche di dati, etc. Si usa dire che la Validazione ha a che fare con la "fisica".

Entrando nella pratica ingegneristica civile, la Verifica dei Codici è generalmente richiesta agli sviluppatori (mediante Casi di Prova e opportune Procedure di Qualità), mentre la Verifica della Soluzione è compito degli utenti e si basa sul corretto uso del software (ad esempio con ausilio di check-lists di controllo), la conoscenza dei dati di input e la valutazione critica degli output prodotti. La Validazione è una attività dell'ingegnere che simula con il software casi già testati e risolti (si parla spesso di "Calibrazione" dei modelli) e, quando affronta nuovi modelli, confronta il comportamento numerico simulato comparandolo con calcoli alternativi, anche semplificati, o test reali se disponibili. Le NTC2008 tendono a racchiudere le operazioni di V&V in un "giudizio motivato di accettabilità dei risultati" con un approccio quasi più dialettico invece che strutturato e consolidato internazionalmente.

Tra gli autori di riferimento sull'argomento V&V si segnalano i lavori di Oberkampf e Roache (entrambi del Sandia National Laboratories), il NAFEMS con i suoi Benchmarks e le Linee Guida al Calcolo FEM e le ASME con una Guida recente. Tuttavia l'argomento è molto sviluppato in ambito CFD, mentre pochissimo si è studiato nel mondo dell'ingegneria civile. In Italia, va citato l'ing. Rugarli che ha scritto sull'attendibilità delle analisi (Verifica della Soluzione e Validazione) e sugli errori dei software (Verifica dei Codici).

Structural Modeling inizia da questo Numero un approfondimento sugli aspetti di V&V, ospitando un intervento da parte della Dott.ssa Beatrice Belletti, Università di Parma, che ha lavorato su questi temi per il Ministero dei Trasporti e Infrastrutture olandese. Il Ministero è alle prese con la scrittura delle Linee Guida per la corretta esecuzione di analisi lineari e non lineari di strutture civili, un approccio che ha suscitato notevole interesse in ambito internazionale.

Paolo Segala

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

3 news ed eventi

"Il ruolo delle analisi numeriche tridimensionali nella progettazione di opere geotecniche: un contributo per Expo 2015"

4 ponti

"Una idea innovativa per un ponte sospeso di grandissima luce"
M. Peroni

6 prefabbricati

"Comportamento ciclico di un sistema di collegamento tra pilastri prefabbricati e fondazione mediante l'impiego di piastre metalliche e tirafondi"
R. Nascimbene ed altri

10 validazione

"Linee guida olandesi per l'analisi non lineare ad elementi finiti di strutture in c.a. e c.a.p."
B. Belletti ed altri

13 ponti

"Ponte PRIMO SOLE sul fiume Simeto"
RCC Ingegneria

15 recensione libri

magazine di ingegneria strutturale

www.structural-modeling.it

CSPFea s.c. via Zuccherificio, 5 D - 35042 Este (PD) Italy
Tel. +39 0429 602404 - Fax +39 0429 610021
info@cspfea.net

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.adv-solutions.it
© casa editrice Il Prato © CSPFea s.c.



www.cspfea.net
www.csp-academy.net

CSPFea distribuisce:



CSPFea è
Ente Sostenitore
di EUCENTRE



EU CENTRE Fondazione
Ente Sostenitore

Seminari CSPFea

17 Febbraio 2011 - Treviso - Vulnerabilità sismica di opere esistenti e le strutture composte: "L'approccio corretto con le analisi numeriche"

25 Febbraio 2011 - Ferrara - Vulnerabilità sismica di opere esistenti in CA e muratura: "L'approccio corretto con le analisi numeriche"

10 Marzo 2011 - Venezia - Vulnerabilità sismica di opere esistenti e di beni monumentali: "L'approccio corretto con le analisi numeriche"

25 Marzo 2011 - Parma - Vulnerabilità sismica di opere esistenti e le strutture composte: "L'approccio corretto con le analisi numeriche"

07 Aprile 2011 - Trieste - Vulnerabilità sismica di opere esistenti in CA e muratura: "L'approccio corretto con le analisi numeriche"

14 Aprile 2011 - Pisa - Vulnerabilità sismica di opere esistenti in CA e muratura: "L'approccio corretto con le analisi numeriche"

15 Aprile 2011 - Livorno - Vulnerabilità sismica di opere esistenti e di opere marittime: "L'approccio corretto con le analisi numeriche"

03 Maggio 2011 - Lecce - Vulnerabilità sismica di opere esistenti in CA e muratura e le tecniche di rinforzo FRP: "L'approccio corretto con le analisi numeriche"

04 Maggio 2011 - Taranto - Vulnerabilità sismica di opere esistenti in CA e muratura e le tecniche di rinforzo FRP: "L'approccio corretto con le analisi numeriche"

Per informazioni ed iscrizioni: segreteria@cspfea.net

Eventi

Febbraio 2011 in via di definizione - Milano: "Il ruolo delle analisi numeriche tridimensionali nella progettazione di opere geotecniche: un contributo per Expo 2015"

In occasione dell'Expo Milano 2015, CSPFea, il Politecnico di Milano ed altri sponsors, organizzano il Convegno "Il ruolo delle analisi numeriche tridimensionali nella progettazione di opere geotecniche: un contributo per Expo 2015", che si terrà a Milano nel mese di febbraio 2011. Il Convegno mira a presentare le migliori pratiche adottate da ingegneri strutturalisti ed ingegneri geotecnici nel calcolo di opere geotecniche. Saranno presentati numerosi progetti avviati a Milano tra i quali la Linea 5 della Metropolitana, le sottostrutture del complesso "Porta Nuova", le verifiche per il complesso "Garibaldi", nonché gli aspetti geotecnici di altre opere di rilevanza internazionale quali la Stazione di Base della Funivia del Monte Bianco, il sottopasso al Palazzo Reale di Rabat in Marocco, l'aeroporto internazionale di Fiumicino. Con i responsabili di Expo 2015 sarà inoltre l'occasione per fare il punto sulle grandi opere previste per l'evento.

Per informazioni: segreteria@cspfea.net

Corsi CSPFea

10-11 Febbraio 2011 - CSPFea Este (PD): "Modellazione e progettazione strutturale di edifici in zona sismica con MIDAS/Gen 2011", coordinato da ing. L. Griggio.

31 Marzo/1 Aprile 2011 - CSPFea Este (PD): "Modellazione e progettazione strutturale di edifici in zona sismica con MIDAS/Gen 2011", coordinato da ing. L. Griggio.

Corsi

28 Gennaio 2011 - Ordine degli Ingegneri Brescia: "Ciclo didattico inerente la valutazione della sicurezza strutturale e dei metodi di rinforzo degli edifici esistenti" - presentazione gratuita. Per informazioni ed iscrizioni: info@ordineingegneri.bs.it Tel. 03 02294711

Da Febbraio 2011 - EUCentre Pavia: "Analisi e Verifica di Edifici Esistenti in Cemento Armato", coordinato da R. Nascimbene. Per informazioni ed iscrizioni: corsi@eucentre.it

Da Febbraio 2011 - EUCentre Pavia: "Progettazione Antisismica di Strutture in Cemento Armato", coordinato da Alessandro Dazio. Per informazioni ed iscrizioni: corsi@eucentre.it

2-3-4 Febbraio 2011 - CISM Udine: "Azioni ed Effetti del Vento sulle Costruzioni", coordinato da V. Gusella, C. Borri.

3-4-5-6-7 Febbraio 2011 - CISM Udine: "Mechanics of Masonry Structures", coordinato da M. Angelillo. Per informazioni ed iscrizioni: e.cum@cism.it

Eucentre news

In data 14 dicembre 2010, si è tenuta presso l'Auditorium del Collegio Riboldi a Pavia, l'Assemblea annuale dei Sostenitori della Fondazione Eucentre. Nel corso di questa riunione sono stati nominati i nuovi rappresentanti in seno al Comitato Scientifico della Fondazione, per i Professionisti Sostenitori l'Ing. Gianfranco Zucconi (La Spezia) e per gli Enti Sostenitori l'Ing. Paolo Segala (CSPFea s.c. - Este). Tra le proposte presentate per i prossimi due anni di attività quelle di creare opportunità di dialogo tra tutti i Sostenitori e l'organizzazione della presenza in eventi del settore che consentano di mostrare l'importanza delle applicazioni pratiche dell'ingegneria sismica.

Novità

MIDAS Model Competition Italia 2010

Si è conclusa con la premiazione ufficiale, durante l'user meeting di Milano di Ottobre 2010, la prima edizione del MIDAS Model competition, competizione indetta da CSPFea ed Harpaceas con lo scopo di premiare i migliori progetti realizzati con l'utilizzo dei software MIDAS/Gen e MIDAS/Civil e di condividere storie di successo con gli utenti MIDAS in Italia. In questo numero della rivista pubblichiamo uno dei progetti vincitori, nei prossimi si potranno visionare anche gli altri.

Documenti tecnici e nuovi media

Negli ultimi mesi del 2010 CSPFea ha provveduto alla catalogazione di tutta la documentazione per l'ingegneria civile, prodotta e raccolta negli ultimi anni. Da questo lavoro è nata la nuova sezione Archivio Documenti raggiungibile all'indirizzo

http://www.cspfea.net/archivio_documenti.php, dove è possibile trovare documenti tecnici, tesi di laurea, tutorial e materiale legato ai software Midas e non solo, ricercabile per prodotto, anno e tipologia. Contemporaneamente si è avviato un restyling del sito CSPAcademy <http://www.csp-academy.net> il quale ospiterà tutta la documentazione Midas Video e in particolare il nuovissimo Academy Channel (Canale YouTube) in cui verranno pubblicati tutti i video tutorial in HD sui software Midas.

Ing. S. Scapin - Resp. CSPFea Nuovi Media

Una idea innovativa per un ponte sospeso di grandissima luce

4

Ing. Marco Peroni
 Marco Peroni Ingegneria - Faenza (RA)
 peroni@marcoperoni.it

INTRODUZIONE

Da più di vent'anni i governi di Spagna e Marocco stanno studiando l'ipotesi di attraversamento dello Stretto di Gibilterra che divide il continente Africano da quello Eurasiatico.

Riteniamo che sia l'occasione per proporre un nuovo sistema statico innovativo per i ponti di grande luce: un sistema tenso-strutturale che permetta non solo di stabilizzare il ponte contro gli effetti del vento e che consenta di coprire la luce centrale con una unica campata di 10 Km.

L'IDEA DEL PONTE

Già nel 1965 in occasione del concorso per l'attraversamento dello Stretto di Messina, l'architetto Sergio Musmeci propose un sistema tensostrutturale a "doppio effetto" che per la prima volta diede importanza allo studio degli effetti dell'azione del vento e dei fenomeni aero-elastici.

Sviluppando i concetti proposti da Musmeci, la mia soluzione per lo Stretto di Gibilterra è una tensostruttura basata sulla forma del paraboloide iperbolico (Fig. 1): consiste in particolare in una rete tridimensionale di funi interlacciate tra di loro come un cesto da basket.

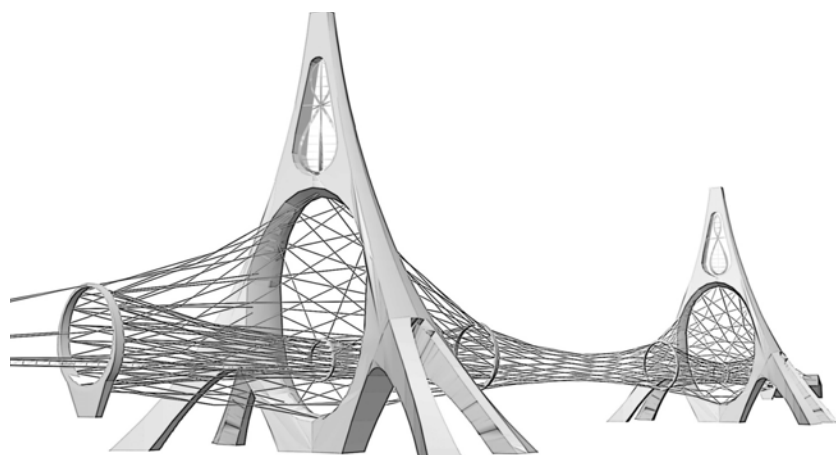


Figura 1, figura 2: rendering tridimensionale del ponte

Il modello è basato sui seguenti concetti:

- L'aumento di rigidità torsionale della struttura a seguito della configurazione a iperboloidi ad una falda che genera una superficie anti-clastica a doppia curvatura.
- Riduzione del peso proprio del ponte attraverso l'uso delle funi in CFRP (fibra di carbonio) in combinazione con un impalcato leggero e aerodinamicamente rastremato.

La rete di funi in CFRP si estende dalle estremità delle due torri distanti tra loro 10 Km e di altezza circa 2000m dal livello del mare (Fig. 2). Le funi della rete esterna hanno un diametro di 1.6m mentre quelle della rete interna che si sviluppa in prossimità delle torri hanno un diametro di 0.8 m. La particolare conformazione delle funi forma come si è detto un "sistema chiuso" estremamente stabile nei confronti delle azioni orizzontali, verticali e torsionali provocate dal vento. Tutte le funi del sistema formano un sistema strutturale molto leggero e contribuiscono assieme a creare la rigidità necessaria alla stabilità della costruzione.

In questa ultima versione del ponte (sviluppata a partire dai primi studi del 2006 presentati al congresso IABSE di Budapest) le due reti di funi si formano attorno a delle strutture cerchianti verticali che sono tra l'altro necessarie alla costruzione del ponte e che costituiscono gli elementi di sostegno di una serie di sottoponti strallati interni che suddividono la campata in ponti più piccoli a cui è appeso l'impalcato. In questo modo la filosofia finale su cui si basa questa idea è: i sottoponti interni delegati a portare l'impalcato sono realizzati mediante una soluzione tradizionale su piccole luci mentre la vera innovazione è nella rete di funi esterna che porta il complesso.

L'ANALISI AL COMPUTER

Dal gennaio 2010 (approfittando dell'occasione della presentazione del progetto al convegno LSB's organizzato dall'Università di Tor Vergata di Roma, ho svolto una analisi al computer di un modello semplificato del ponte utilizzando il software MIDAS/Gen 2010.

L'analisi effettuata ha permesso di verificare, in una sorta di "dimensionamento preliminare", la distribuzione delle tensioni nella rete di funi e il loro valore massimo a seconda della distribuzione di carico sia verticale che al vento considerato stazionario. Sono stati considerati due modelli: il primo di 6Km di luce libera e il secondo di 10 Km in modo da valutare il diverso comportamento delle due strutture e la dipendenza dei risultati dalla luce di progetto.

Il modello di calcolo è stato costruito utilizzando elementi cable "tension-only" per le funi ed elementi beam per schematizzare le torri e i cerchianti intermedi. In totale sono stati generati 1.127 nodi e 2.648 elementi.



Figura 3: schema dei carichi applicati

I carichi verticali e le azioni del vento orizzontali sono stati applicati in tre condizioni di carico (PP, LL, VENTO) come carichi equivalenti agli elementi cerchianti (Fig. 3) che sono stati dotati di opportuna rigidità in modo da poter trasmettere le azioni alle reti di funi interna ed esterna.

In particolare i carichi verticali sono stati considerati comprensivi del peso dell'impalcato del ponte e degli stralli (che non sono stati schematizzati nel modello) e dell'insieme dei carichi verticali mobili equivalenti (costituiti dal carico delle automobili e dei treni) per un totale di 160.000 KN applicati ogni 750 m come carichi nodali agli elementi beam dei cerchianti. I carichi orizzontali equivalenti da vento hanno invece una entità di 175.000 KN / 750 m.

Alle reti di funi sia esterne che interne sono stati applicati i "pretension load" (dal menu load > prestress load) nella condizione di carico di peso proprio (PP).

Sono state poi effettuate analisi non linear static per determinare le deformazioni del ponte sotto le stese di carichi permanenti e variabili con o senza pretensione nelle funi. La non linear static analysis è di tipo geometrico (vedi menù non linear analysis control) con metodo di iterazione Newton Raphson con n°10 passi di

carico per ogni condizione di carico e 30 iterazioni per ogni passo di carico. Nel menu non linear analysis data > loading sequence for nonlinear analysis è stata impostata la sequenza delle condizioni di carico in ordine a come si vuole eseguire il caricamento della struttura. Le deformate finali sono la somma man mano delle condizioni di carico analizzate.

Il risultato di questa prima analisi ha mostrato per il ponte di 6 Km di luce una freccia massima (Fig. 4) di 11 m in mezzeria (con una pretensione in ognuna delle funi della rete esterna di 200.000 KN) e di 12 m di deformazione orizzontale sotto l'azione del carico orizzontale da vento supposto spirante a 150 Km/h.

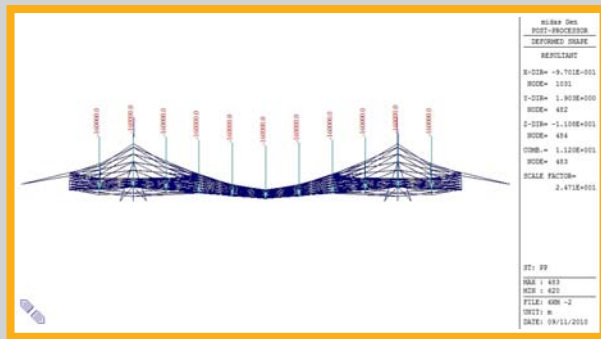


Figura 4: deformata verticale sotto carichi totali

La tensione massima risultante nei cavi è di circa 80.000 t (Fig. 5).

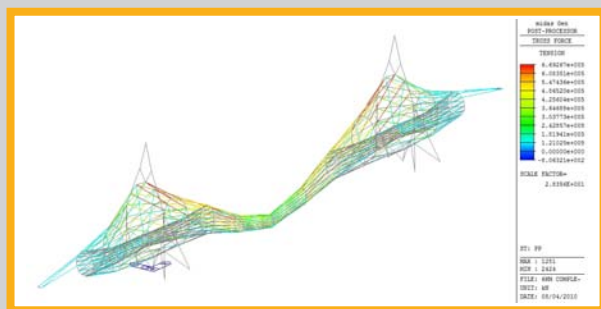


Figura 5: le tensioni nelle funi

È stata infine eseguita una analisi dinamica (eigenvalue analysis) in modo da valutare i modi propri di vibrare della struttura. L'analisi eseguita è stata una "sub-space iteration" con 20 frequenze esaminate e 25 iterazioni.

In questo caso è stato possibile eliminare dalla ricerca dei modi di vibrazione le torri (annullando mediante la spunta "use mass density" nella definizione delle proprietà dei materiali) in modo da concentrarsi sul comportamento della rete di funi e allo stesso tempo considerare nell'analisi la pretensione delle funi che influisce sensibilmente sul risultato. Ciò è possibile in MIDAS calcolando gli sforzi nelle aste mediante il controllo Load > Initial forces-Small displacement > initial forces control data (dove seleziono la condizione di carico dove voglio considerare la pretensione, in questo caso nella condizione PP di peso proprio). Dalla tabella Result Table (menu Results > results table > initial element force) ricavo gli sforzi di calcolo che copio nella initial element force. Si è ottenuto un primo modo risultante di circa 13 sec. (Fig. 6) e un primo modo torsionale di 4.70 sec.

Si è poi esaminata la versione del ponte di 10 Km di luce libera con lo stesso schema strutturale ma con il diametro delle funi esterne incrementato a 1.6 m. Questo modello ha portato ad avere una deformazione verticale di circa 46 m che si è ottenuta senza pretensione che corrisponde a L/217 mentre con una pretensione nelle funi di 800.000 KN si può arrivare a deformazioni massime nell'ordine di circa 18 m (<L/500).

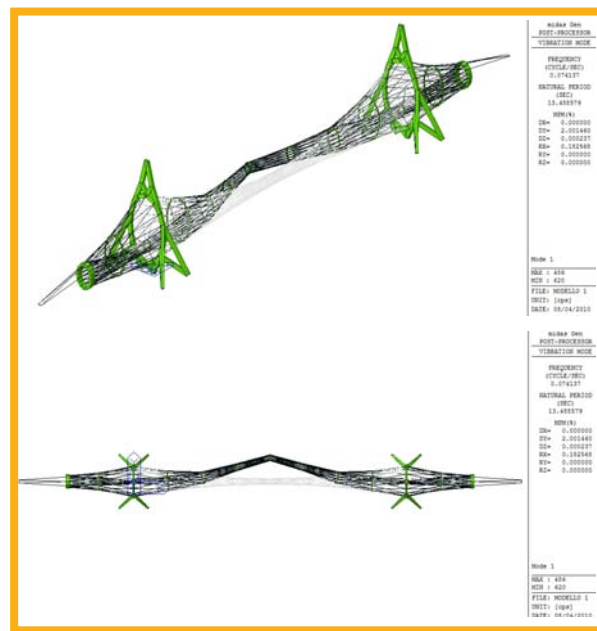


Figura 6: primo modo di vibrazione flessionale

Le tensioni massime nelle funi algono in questo caso a 1.350.000 KN. Lo spostamento laterale con l'azione di vento statico è in questo caso di 13 mt (L/769).

Il primo modo di vibrare in questo caso è di circa 19 sec. evidenziando una struttura molto rigida anche in considerazione della luce così elevata. L'analisi statica non lineare del modello descritto ha richiesto circa 24.0 sec. di tempo di esecuzione mentre l'analisi dinamica circa 4.2 sec.



Figura 7: il modello del ponte

In occasione del congresso LSB's abbiamo costruito un modello in scala del ponte che abbiamo presentato a Roma l'ultima giornata del Workshop. Si tratta di una maquette in legno (Fig. 7 e 8), resina e fili elastici che ha una lunghezza di 3 m rappresentando in scala 1/4.000 l'intero sviluppo del ponte.

CONCLUSIONI

Questo idea costituisce un nuovo e rivoluzionario concetto da applicare ai ponti sospesi di grandissima luce, maggiore di 4-5 Km, e insieme all'uso delle fibre di carbonio lo rende quanto mai attuale e innovativo.

Il progetto va però ulteriormente sviluppato sia a livello di calcoli che di eseguibilità dell'opera e questo sarà possibile solo con l'aiuto della comunità scientifica che in questi anni ha apprezzato e appoggiato il progetto dandone risalto e visibilità durante i congressi specialistici.

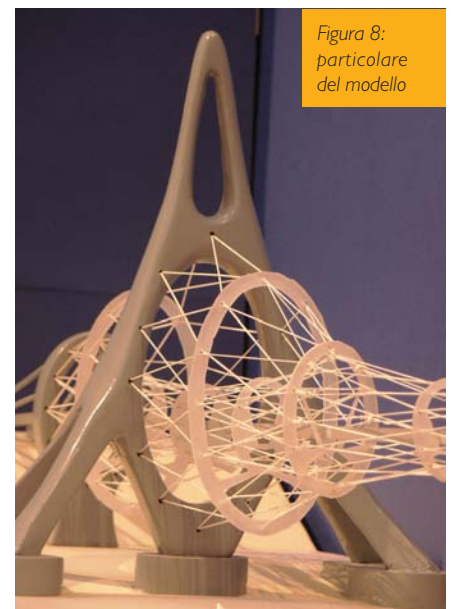


Figura 8: particolare del modello

Comportamento ciclico di un sistema di collegamento tra pilastri prefabbricati e fondazione mediante l'impiego di piastre metalliche e tirafondi

6

Ettore Fagà, Rose School-Iuss (PV) - Lorenzo Bianco, Peikko Italia (MI)
 Davide Bellotti, Eucentre (PV) - Davide Bolognini, Eucentre (PV)
 Roberto Nascimbene, Eucentre (PV)
 Fondazione EUCENTRE - www.eucentre.it

Nel presente studio si è analizzata la risposta ciclica di un sistema di collegamento pilastro - fondazione per strutture prefabbricate diffusamente utilizzato, per applicazioni non sismiche, come alternativa al più tradizionale plinto a bicchiere. La connessione è realizzata mediante l'utilizzo di scarpe metalliche che permettono il collegamento con tirafondi sporgenti dalla fondazione semplicemente mediante bullonatura e successiva iniezione fra la base del pilastro e la fondazione di uno strato di circa cinque centimetri di malta cementizia. A ciascuna scarpa sono saldate due barre di ripresa, le quali, annegate nel calcestruzzo, trasferiscono le sollecitazioni per aderenza ad una barra longitudinale sovrapposta che rappresenta parte dell'armatura della sezione corrente del pilastro (Fig. 1).

in flessione retta e 160 kNm in flessione deviata. Durante l'esecuzione dei test un carico assiale costante è stato applicato ai provini tramite una barra post-tesa. Tre differenti livelli di carico assiale sono stati considerati nelle tre prove condotte, pari a 200 kN, 400 kN e 600 kN.

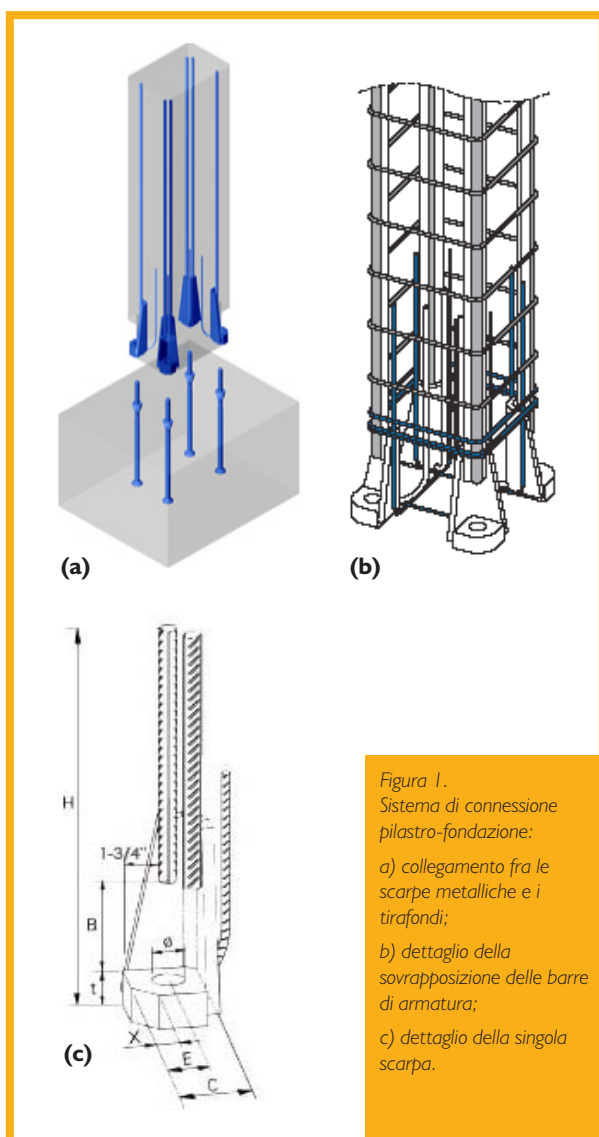


Figura 1.
 Sistema di connessione pilastro-fondazione:
 a) collegamento fra le scarpe metalliche e i tirafondi;
 b) dettaglio della sovrapposizione delle barre di armatura;
 c) dettaglio della singola scarpa.

1. PROVE SPERIMENTALI

Tre provini sono stati sottoposti a prove cicliche quasi statiche applicando una storia di spostamento in sommità, i provini analizzati sono colonne 40x40 cm di altezza 2.15 m dimensionate per una capacità di momento alla base pari a 230 kNm

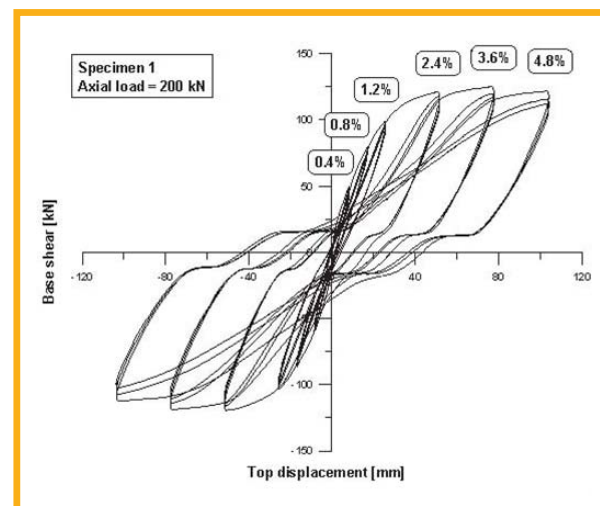


Figura 2.
 Curva di risposta taglio alla base - spostamento in sommità del provino sottoposto ad un carico assiale pari a 200 kN e relativo stato di danneggiamento a fine prova.



1.1. RISULTATI SPERIMENTALI

Le prove effettuate hanno messo in evidenza come la risposta dei tirafondi in acciaio determini il comportamento in campo non lineare del sistema di connessione, indipendentemente dal valore del carico assiale applicato. Per cicli di ampiezza superiore al 1.2% in fase di scarico e ricarico si possono osservare nelle curve di taglio alla base - spostamento in sommità (Fig. 2), brevi scorrimenti a forza costante i quali comportano una riduzione dell'ampiezza dei cicli d'isteresi e conseguentemente dell'energia dissipata negli stessi ed al contempo proprietà di ricentraggio del sistema.

Tale comportamento è giustificato dall'accumulo di deformazioni non lineari osservato nei tirafondi a livello dell'iniezione di malta, il quale comporta la perdita ciclica di contatto all'interfaccia bullone - scarpa metallica e all'interfaccia scarpa metallica - fondazione. Si assiste quindi all'instaurarsi di un meccanismo di "rocking" in scala ridotta, limitato dalla presenza del dado di chiusura della connessione.

2. MODELLAZIONE NUMERICA

Con lo scopo di meglio interpretare i risultati ottenuti dalla campagna sperimentale e di definire strategie di modellazione utili per predizioni di futuri test di laboratorio su soluzioni analoghe, si sono sviluppati modelli numerici tridimensionali non lineari in ambiente MidasFEA; questi possono essere classificati in due famiglie: modelli reali, in cui si è riprodotta la geometria del sistema fedelmente, in particolare per quanto riguarda le scarpe metalliche, e modelli semplificati, dove sono state introdotte semplificazioni in termini di geometria al fine di ridurre gli oneri computazionali in fase di taratura dei parametri.

2.1. Modello #1

Il primo modello sviluppato è stato realizzato con particolare attenzione alla riproduzione della geometria del sistema di connessione; essendo questa particolarmente complicata si è ricorso ad una mesh di elementi solidi tetraedrici, molto raffinata in prossimità delle scarpe metalliche (Fig. 3) così da riprodurre le curvature delle superfici. Le parti in calcestruzzo, le scarpe metalliche, i tirafondi e le barre principali di armatura del provino sono state modellate ricorrendo ad elementi solidi, mentre le rimanenti armature trasversali e longitudinali di fondazione e colonna sono state rappresentate mediante elementi "truss" inseriti nella mesh solida e vincolati a questa tramite "constraints". Il modello risulta composto da circa 460.000 elementi per un totale circa 250.000 gradi di libertà.

Per rappresentare il comportamento non lineare del calcestruzzo si è ricorso al "total strain crack model" ed al criterio di snervamento di Von Mises per gli elementi in acciaio. Il "total strain crack model" rappresenta il fenomeno fessurativo a livello globale modificando le caratteristiche del materiale e non con la formazione di fessure discrete all'interno della mesh solida; il legame si basa sulla trattazione di Vecchio e Collins riguardo alla "Modified Compressive Field Theory" e sulla sua estensione al caso tridimensionale proposta da Selby e Vecchio. L'impiego del modello richiede la definizione di comportamenti monodimensionali per il comportamento a compressione ed a trazione, per il primo si è utilizzato il modello di Thorenfeld, mentre per il secondo si è considerato un comportamento lineare fino alla soglia di resistenza con successivo degrado esponenziale. Le proprietà dei materiali considerate nelle analisi sono state desunte dai risultati di test sperimentali di caratterizzazione effettuati in precedenza.

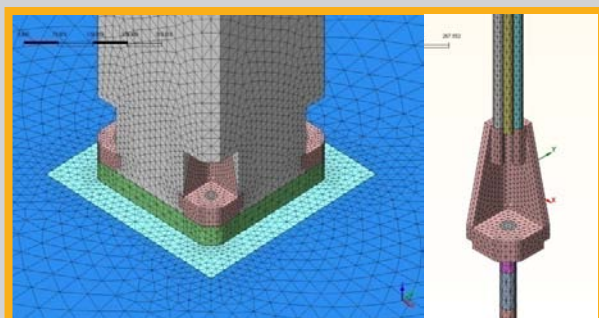


Figura 3. A sinistra dettaglio della mesh della connessione, a destra modello della scarpa.

Risultati

Con il modello descritto è stata condotta un'analisi ciclica a controllo di spostamento in campo non lineare che riproducesse la prova sperimentale condotta sul provino soggetto ad un'azione assiale adimensionalizzata pari al 5%. Dal confronto fra le curve di

risposta del provino ottenute sperimentalmente e numericamente, sperimentale e numerica (Fig. 4), si osserva come l'analisi predica valori di resistenza superiori a quelli osservati sperimentalmente e come non sia in grado di cogliere adeguatamente il comportamento in fase di scarico, tuttavia va osservato come riesca a cogliere con un livello di approssimazione adeguato il comportamento fino a livelli di drift entro l'1.2% ed in generale la rigidità in fase di carico e scarico.

In Fig. 5 si osserva come il quadro fessurativo osservato sperimentalmente sia ben riprodotto per via numerica grazie all'impiego del "total strain crack model" per il comportamento non lineare del calcestruzzo. La sovrastima della resistenza così come l'impossibilità di cogliere il "pinching" della curva di risposta sperimentale è legata all'incapacità del modello di rappresentare la formazione di un gioco fra il dado e la scarpa metallica ed il conseguente instaurarsi di una fessura discreta alla base del provino. È da sottolineare come l'impiego del modello descritto comporti un significativo onere computazionale, l'analisi descritta ha richiesto 16 giorni per essere eseguita su un hardware di media capacità.

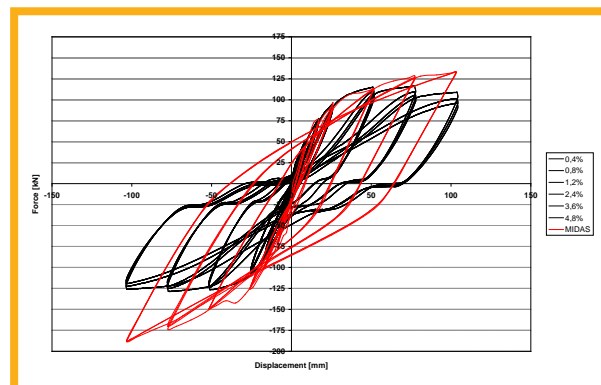


Figura 4. Confronto fra le curve di risposta ciclica sperimentale (in nero) e numerica (in rosso) relativa al modello #1.

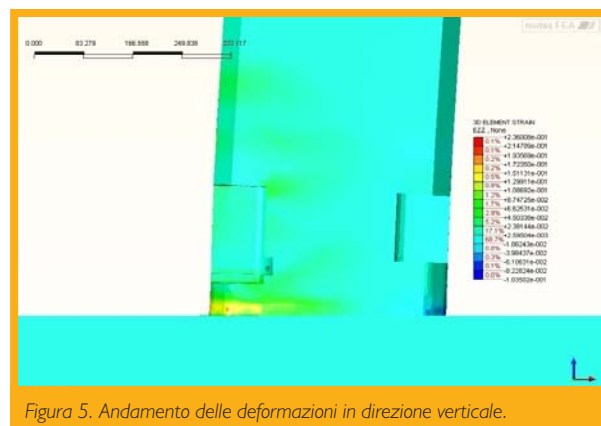


Figura 5. Andamento delle deformazioni in direzione verticale.

2.2. Modello #2

Un modello meno complesso, dove la geometria è stata significativamente semplificata mediante la modellazione di tutti i componenti in acciaio tramite elementi truss equivalenti ed alla realizzazione di una mesh di elementi esaedrici, è stato realizzato in modo da ridurre sensibilmente il numero di elementi e di gradi di libertà e conseguentemente gli oneri computazionali. I legami impiegati per i materiali sono rimasti invariati e le semplificazioni apportate hanno consentito di valutare l'impiego di elementi di interfaccia atti a rappresentare la formazione di una fessura discreta alla base del provino. Il modello risulta composto da circa 26.000 elementi per un totale circa 84.000 gradi di libertà.

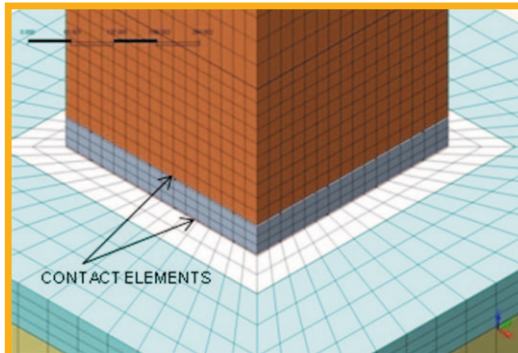


Figura 6. Mesh semplificata della connessione ed elementi di contatto.

Risultati

La stessa prova sperimentale è stata riprodotta con questo modello; come si può osservare in Fig. 7 il taglio alla base del provino è colto adeguatamente dall'analisi, tuttavia il modello semplificato non consente di rappresentare gli scorrimenti a forza costante osservati sperimentalmente.

L'impiego di un modello semplificato ha comportato una significativa riduzione dell'onere computazionale, questo ha consentito di valutare l'influenza sulla risposta di alcuni parametri, tra cui l'influenza dell'utilizzo di una barra di post-tensione per applicare il carico assiale durante il test. Le analisi hanno confermato come la tecnica adottata non induca alcun fenomeno di ricentraggio nel sistema.

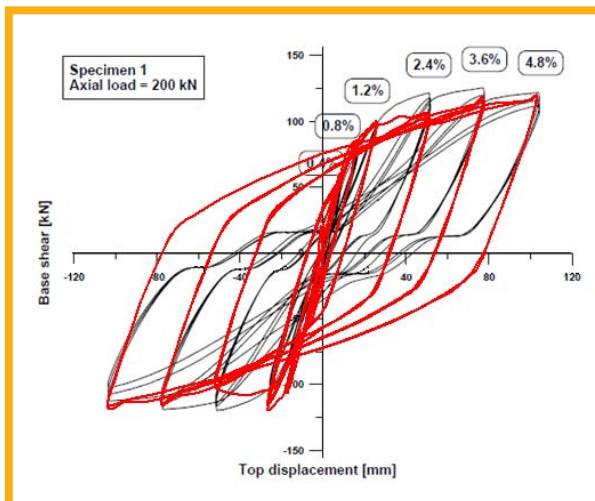


Figura 7. Confronto fra le curve di risposta ciclica sperimentale (in nero) e numerica (in rosso) relativa al modello #2.

2.3. Modello #3

Il modello #1 è stato modificato introducendo degli elementi di contatto al fine di cogliere il comportamento ciclico osservato durante i test di laboratorio e di validare le considerazioni tratte. Gli elementi di contatto sono stati adottati per simulare il distacco, osservato sperimentalmente, fra le superfici di contatto all'interfaccia bullone - scarpa metallica e all'interfaccia scarpa metallica - fondazione (Fig. 8).

Il comportamento di tali elementi è stato assunto indefinitamente lineare in compressione e lineare in trazione fino al raggiungimento della resistenza ultima, assunta pari a 2 MPa, con un decadimento esponenziale della stessa per valori di spostamento superiori.

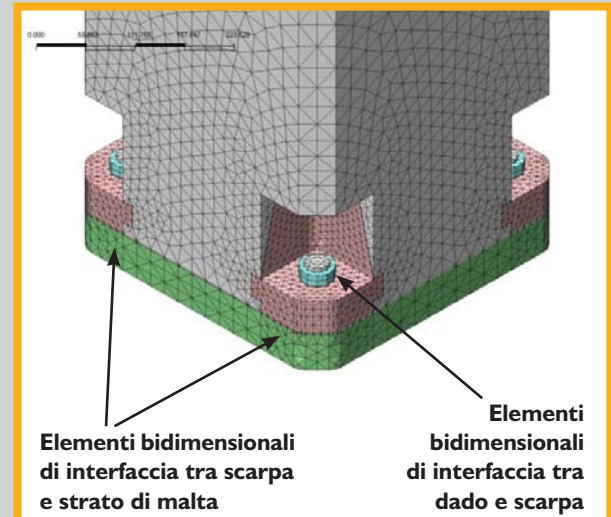


Figura 8. Dettaglio della connessione ed elementi di contatto - modello #3.

Risultati

La stessa analisi ciclica non lineare è stata condotta con il modello #3. L'adozione di elementi di contatto ha consentito di simulare i distacchi fra le superfici di contatto all'interfaccia bullone - scarpa metallica e all'interfaccia scarpa metallica - fondazione osservati alla base della colonna durante i test (Fig. 9). L'accordo fra la curva di risposta ottenuta numericamente e quanto osservato sperimentalmente risulta soddisfacente, in particolare riguardo al fenomeno di "pinching" (Fig. 10), confermando l'ipotesi che questo sia legato alla formazione di un gioco fra il dado e la scarpa metallica con un conseguente distacco delle superfici e formazione di un ridotto meccanismo di "rocking", limitato dai dadi di chiusura della connessione.

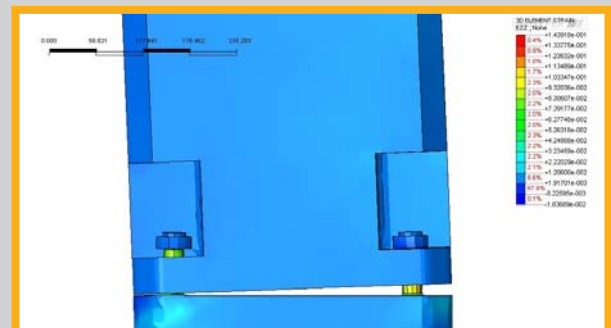


Figura 9. Distacco fra le superfici di contatto simulato numericamente elementi di interfaccia.

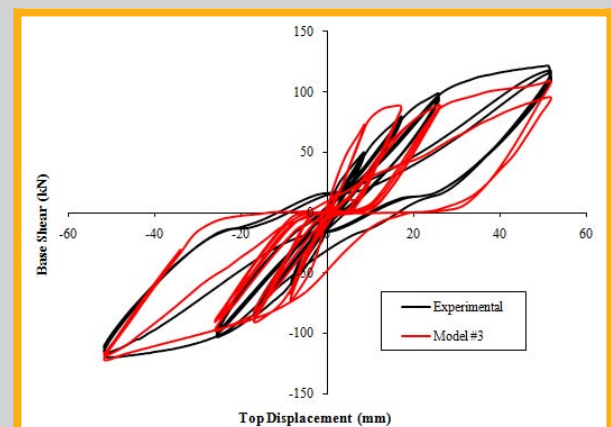


Figura 10. Confronto fra le curve di risposta sperimentale e numerica relative al modello #3.

2.4. Modello #4

Un ulteriore modello è stato realizzato per analizzare il comportamento ciclico di un sistema di connessione analogo, realizzato con un tipologia di scarpe metalliche differenti; la modellazione è stata condotta facendo ricorso alle stesse soluzioni adottate nello sviluppo del modello #3.

La connessione analizzata (Fig. 11) presenta le stesse caratteristiche meccaniche della precedente, lo scopo dell'analisi è la valutazione dell'influenza sulla risposta della resistenza e della rigidità delle scarpe metalliche.

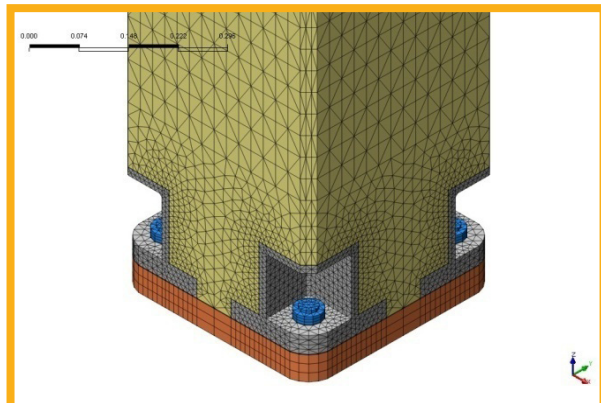


Figura 11. Dettaglio della connessione - modello #4.

Risultati

Al fine di riprodurre la prova sperimentale condotta in laboratorio per via numerica si è eseguita anche con questo modello una analisi ciclica a controllo di spostamento in campo non lineare, assumendo un carico assiale di 200 kN applicato in sommità del provino.

I risultati ottenuti dall'analisi numerica evidenziano come l'adozione di una scarpa metallica di maggior rigidità influenzi significativamente il comportamento globale della colonna.

Per cicli fino ad un livello di drift pari al 1.2% la risposta della connessione è governata ancora una volta dal comportamento non lineare dei tirafondi in acciaio e presenta il fenomeno di "pinching" già descritto, superato tale livello di drift la risposta cambia rispetto ai casi precedentemente analizzati, la non linearità si concentra nella sezione della colonna al di sopra delle scarpe causando la rottura della colonna per schiacciamento del calcestruzzo e modificandone così il meccanismo di collasso. (Fig. 12 e 13).

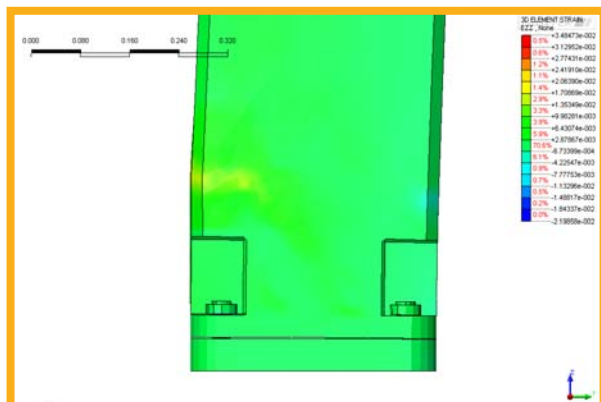


Figura 12. Concentrazione di deformazioni a rottura nella sezione posta sopra le scarpe metalliche.

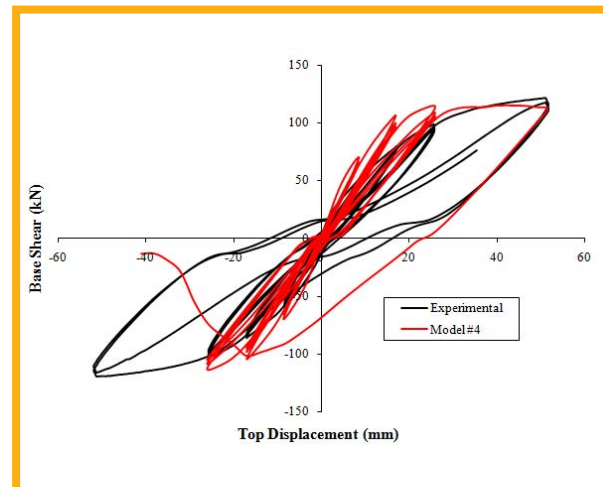


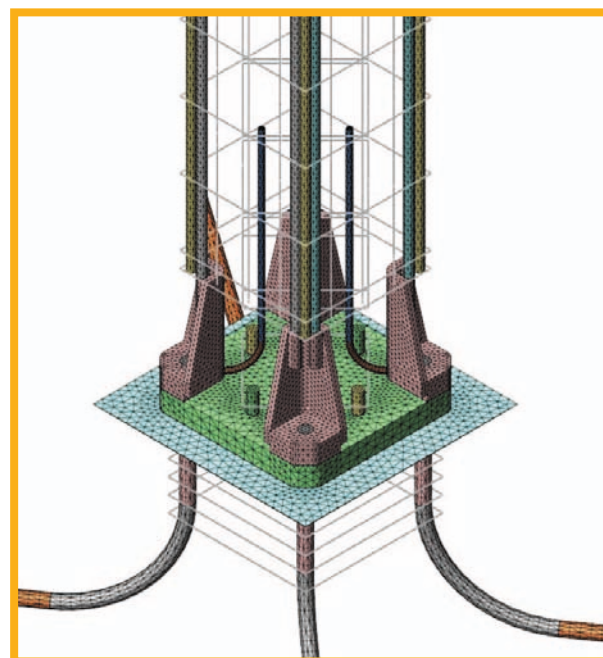
Figura 13. Confronto fra le curve di risposta sperimentale e numerica relative al modello #4.

3. CONCLUSIONI

Lo sviluppo di modelli tridimensionali agli elementi finiti mediante i quali condurre analisi cicliche non lineari ha consentito di riprodurre il protocollo di prova adottato sperimentalmente. Le analisi condotte hanno consentito una più chiara comprensione del comportamento osservato sperimentalmente e lo studio del comportamento di un sistema di connessione simile a quello testato in laboratorio.

L'impiego del "total strain crack model" per rappresentare il comportamento del calcestruzzo nelle analisi si è dimostrato efficace nella predizione del quadro fessurativo del provino, tuttavia, la complessità del comportamento del sistema, ha reso necessario l'impiego di elementi di contatto per riprodurre la formazione di fessure discrete osservato sperimentalmente.

È da sottolineare come lo sviluppo di sofisticati modelli FEM tarati su risultati sperimentali oltre a consentire una migliore comprensione degli stessi permetterà di valutare gli effetti di ridotte modifiche sul sistema di connessione, studiate per incrementarne le performance sotto azione sismica, e di produrre predizioni riguardo al comportamento di sistemi di connessione simili.



Linee guida olandesi per l'analisi non lineare ad elementi finiti di strutture in c.a. e c.a.p.: alcune indicazioni per la verifica agli stati limite di elementi inflessi

Beatrice Belletti, Università degli Studi di Parma
 Cecilia Damoni, Università degli Studi di Parma, Delft University of Technology
 Max Hendriks, Delft University of Technology
 www.tudelft.nl

I. INTRODUZIONE

Il Ministero dei Lavori Pubblici olandese ha finanziato un progetto per la valutazione della capacità portante di ponti e viadotti esistenti tramite analisi non lineari ad elementi finiti. L'aumento di traffico registrato negli ultimi decenni ha provocato, infatti, un aumento del carico di servizio e conseguentemente la necessità di riverificare numerose infrastrutture esistenti al fine di determinare i possibili scenari di intervento di rinforzo delle strutture stesse. Le analisi non lineari ad elementi finiti si configurano come un metodo di verifica alternativo al calcolo analitico che permette di sfruttare alcune risorse di resistenza della struttura solitamente trascurate dalle formulazioni analitiche proposte dalle normative. Tuttavia è ben noto che i risultati delle analisi non lineari ad elementi finiti dipendono fortemente dalle scelte dell'analista in fase di modellazione.

L'intento del Ministero dei Lavori Pubblici è quello di formulare linee guida per gli utenti che contengano le istruzioni necessarie a condurre analisi non lineari ad elementi finiti che producano risultati attendibili e, possibilmente, a favore di sicurezza. L'affidabilità dei risultati ottenuti dalle analisi non lineari è stata verificata tramite un vasto programma di confronto fra il comportamento sperimentale e numerico di travi, travi precomprese e piastre in cemento armato caratterizzate da diverse modalità di collasso. Nel presente articolo si riportano le principali indicazioni delle linee guida specifiche per travi in c.a. e c.a.p. la cui rottura avviene per flessione a causa della rottura a compressione del calcestruzzo.

2. CASI STUDIO

Le analisi non lineari ad elementi finiti sono state svolte con il software DIANA [01], si ricorda comunque che le linee guida formulate sono valide per qualunque codice di calcolo commerciale ad elementi finiti.

In Figura 1 e in Tabella 1 si riportano le caratteristiche geometriche e meccaniche di due dei casi studio analizzati, in particolare la trave in c.a. RB1 [02] e la trave c.a.p. post-tesa PB1 [03].

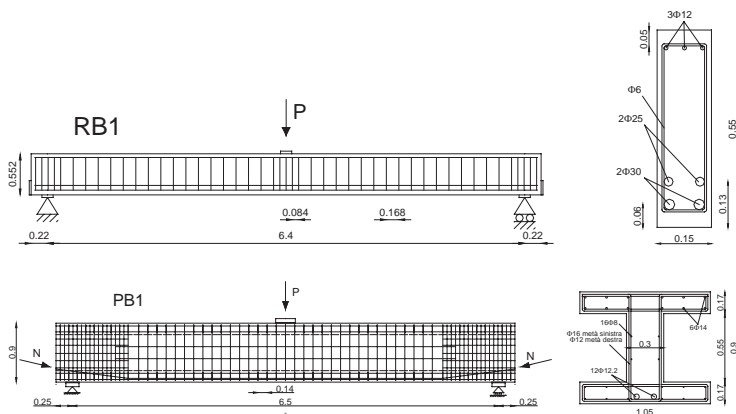


Figura 1: Esempi di casi studio analizzati.

Tabella 1: Principali caratteristiche geometriche e meccaniche dei casi studio analizzati.

	L (m)	h (m)	A _c (m ²)	A _{st} (m ²)	A _p (m ²)	f _c (MPa)	E _c (MPa)	E _s (MPa)	f _{pe} (MPa)
RB1	6.84	0.552	0.084	0.0024	-	43.5	34195	200000	-
PB1	7.00	0.900	0.306	0.0008	0.0028	30.5	26675	197000	635

In Figura 2 si riporta il modo di rottura delle due travi analizzate e il quadro fessurativo ottenuto sperimentalmente e numericamente in corrispondenza del carico di picco.

3. MODELLAZIONE AD ELEMENTI FINITI

Di seguito si riportano in modo schematico le principali indicazioni contenute nelle linee guida. Per la modellazione del calcestruzzo si consiglia di utilizzare elementi finiti membranali quadratici con integrazione di Gauss completa (3x3) mentre per le armature elementi finiti "embedded" o elementi biella. Si assume perfetta aderenza fra acciaio e calcestruzzo, ma, qualora il codice di calcolo lo consenta, è raccomandabile tenere in debito conto gli effetti legati all'aderenza fra acciaio e calcestruzzo.

RB1: Rottura per flessione, P_{u,exp} = 265 KN



PB1: Rottura per flessione, P_{u,exp} = 1897 KN

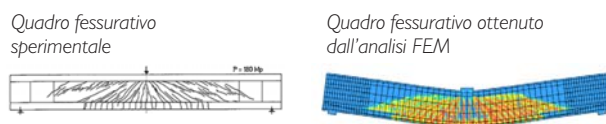


Figura 2: Quadri fessurativi sperimentali e numerici delle travi analizzate in corrispondenza del carico di picco.

Si consiglia di adottare semplici legami fessurativi quali modelli "Total strain" che si suddividono in modelli a fessurazione fissa e modelli a fessurazione rotante.

Per il calcestruzzo è bene evitare elementi troppo grandi che potrebbero innescare fenomeni di snap back; si consiglia pertanto di adottare elementi finiti con dimensioni tali da ottenere una lunghezza caratteristica h pari a 0.5l_{ch} [04], essendo l_{ch} la lunghezza della zona di processo definita da Eq. (1):

$$l_{ch} < \frac{E \cdot G_F}{f_t^2} \quad (1)$$

dove E rappresenta il modulo elastico, G_f l'energia di frattura a trazione e f_t la resistenza a trazione del calcestruzzo.

Il software utilizzato per le analisi [01] considera un valore di h pari a $\sqrt{2A}$ per elementi a 4 nodi e pari a h per elementi a 8 nodi, dove A è l'area del singolo elemento. L'effetto sui risultati della lunghezza caratteristica è stato valutato attraverso diverse analisi considerando valori di lunghezza caratteristica pari ad $0.5h$, h e $2h$. Si è dimostrato che un valore di lunghezza caratteristica pari ad h risulta più appropriato per fessure verticali (fessure flessionali) mentre per fessure inclinate è più appropriato considerare un valore maggiore di h . Una più dettagliata stima della lunghezza caratteristica dovrebbe pertanto dipendere anche dall'inclinazione delle fessure rispetto agli assi locali dell'elemento [05], [06].

Al fine di evitare rotture premature causate da modellazioni troppo schematiche delle condizioni al contorno, si raccomanda un'accurata modellazione della geometria dei dispositivi di appoggio e di carico con l'interposizione, fra i suddetti dispositivi e la struttura in c.a. o c.a.p., di elementi di interfaccia aventi comportamento non lineare (ovvero comportamento "no-tension").

3.1 Stima del carico di picco per le verifiche a Stato Limite Ultimo

Il nuovo Model Code 2010 [07] propone tre diversi metodi per determinare la resistenza di progetto da analisi non lineari ad elementi finiti: il Global Safety Factor Method secondo cui i dati di input sono costituiti dai valori medi dei materiali calcolati a partire dai valori caratteristici, il Partial Safety Factor Method secondo cui i dati di input sono costituiti dai valori di progetto dei materiali e l'Estimation of Coefficient of Variation of Resistance Method secondo cui i dati di input sono costituiti sia dai valori caratteristici che dai valori misurati dei materiali. Di seguito si riportano i principali aspetti che influenzano i risultati di elementi inflessi in termini di carico di picco, validi indipendentemente dal metodo numerico utilizzato per determinare la resistenza di progetto.

Per l'armatura lenta e da precompressione si è utilizzato un legame elasto-plastico incrudente mentre per il calcestruzzo si è utilizzato un legame esponenziale a trazione e parabolico a compressione, Figura 3. La modellazione del comportamento a compressione del calcestruzzo costituisce un aspetto rilevante nella risposta strutturale. Se anziché utilizzare un legame parabolico viene impiegato un legame elasto-perfettamente plastico, non si ottiene un vero e proprio carico di picco, e pertanto la resistenza di progetto viene individuata quando la deformazione minima principale, negli elementi posti nella zona di massima concentrazione degli sforzi di compressione, raggiunge una deformazione ultima convenzionale.

In Figura 4 si evidenzia con l'indicatore in giallo il punto in cui la deformazione minima principale della trave RB1, mediata negli elementi al di sotto della piastra di carico, supera il valore di -3.5% . Adottando invece un legame parabolico si nota il raggiungimento di un carico di picco seguito da un ramo di softening che dipende dal valore di energia di frattura a compressione G_c adottato [08]; si consiglia di utilizzare un valore di G_c pari a 250 volte l'energia di frattura a trazione G_f . In Figura 4 si riportano le curve carico-spostamento della trave RB1 [02] ottenute applicando un legame elasto-perfettamente plastico o parabolico con diversi valori di energia di frattura a compressione; la scelta del legame costitutivo condiziona notevolmente non solo la definizione del carico ultimo

ma anche la scelta dei criteri di convergenza più idonei. È pertanto fondamentale scegliere adeguatamente il criterio di convergenza al fine di ottenere valori attendibili di carico ultimo. Tutte le analisi sono state svolte in controllo di carico applicando il metodo di convergenza di Newton-Raphson in combinazione con "arc length control" monitorando lo spostamento verticale di un punto critico.

In Figura 5 si riportano le curve carico-spostamento ottenute applicando vari criteri di convergenza, in particolare criteri basati sul controllo di spostamento, di forza e di energia con l'imposizione di diversi valori tolleranza mentre in Figura 6 si riporta l'andamento della convergenza di una delle analisi svolte con indicazione dello stato della convergenza numerica in corrispondenza del carico di picco.

Da Figura 6 si evince che a volte il carico di picco è raggiunto senza il soddisfacimento dei requisiti di convergenza numerica imposti dall'utente; si ritiene che tale circostanza deve essere debitamente segnalata al fine di fornire un'indicazione dell'affidabilità dei risultati ottenuti.

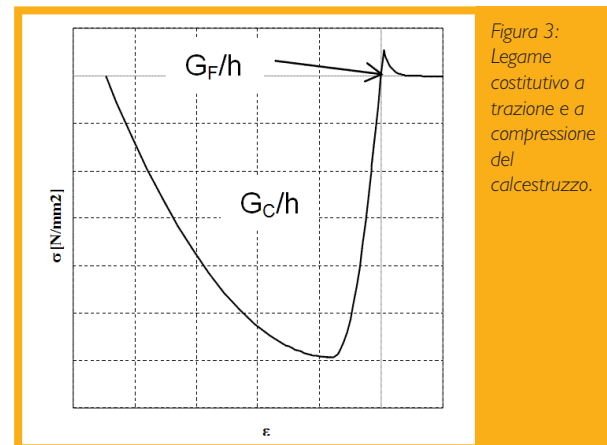


Figura 3: Legame costitutivo a trazione e a compressione del calcestruzzo.

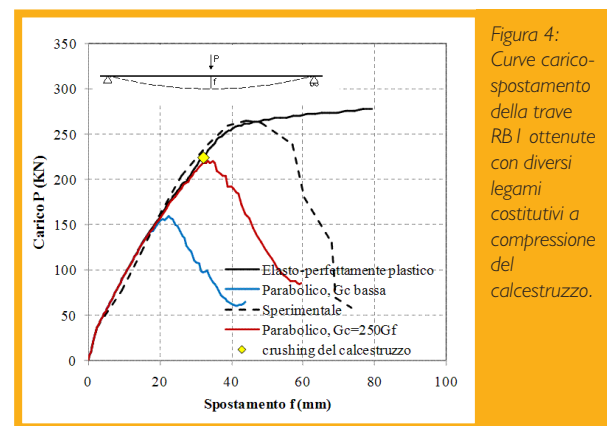


Figura 4: Curve carico-spostamento della trave RB1 ottenute con diversi legami costitutivi a compressione del calcestruzzo.

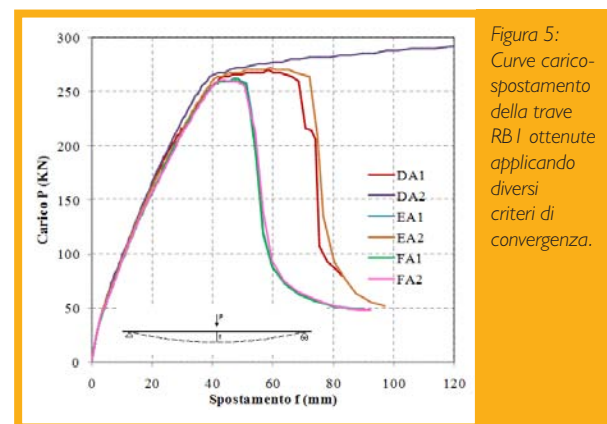


Figura 5: Curve carico-spostamento della trave RB1 ottenute applicando diversi criteri di convergenza.

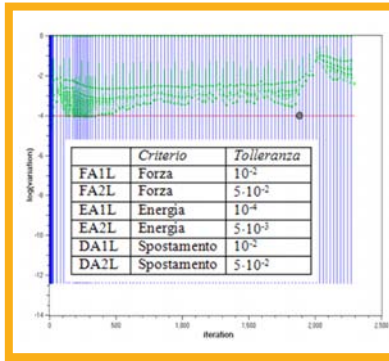


Figura 6: Andamento della convergenza di una delle analisi svolte per la trave RB1 e spiegazione della legenda di Figura 5.

I criteri di convergenza più consistenti e affidabili si sono rivelati essere quelli basati sul controllo di energia con una tolleranza pari a 10⁻⁴ e sul controllo di forza con una tolleranza pari a 10⁻², criterio maggiormente restrittivo e pertanto più difficoltoso nel raggiungimento della convergenza.

3.2 Stima dell'apertura di fessura per le verifiche a Stato Limite di Esercizio

Al fine di soddisfare le verifiche a Stato Limite di Esercizio è necessario calcolare l'apertura di fessura e confrontare il valore ottenuto con i valori limite imposti dalle normative vigenti. In caso di rottura per flessione l'apertura di fessura è stata stimata in accordo all'Eq. (2):

$$w = s_{r,max} \cdot \overline{\epsilon}_s \quad (2)$$

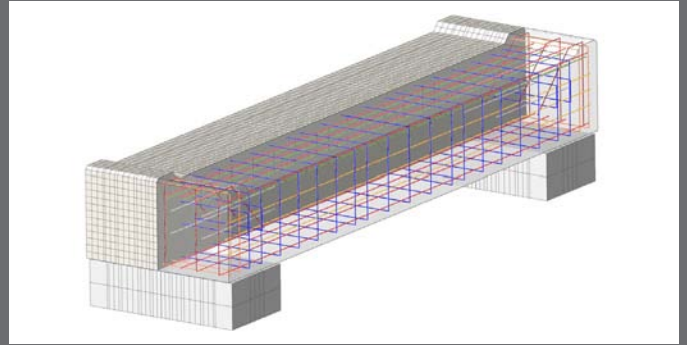
dove $s_{r,max}$ rappresenta la massima distanza tra due fessure calcolata secondo le prescrizioni dell'EC2 [09] e $\overline{\epsilon}_s$ la deformazione della barra longitudinale, derivante dall'analisi FEM, mediata nella zona fessurata di interesse.

Ringraziamenti

Gli autori ringraziano il Ministero dei Lavori Pubblici olandese che ha reso possibile lo svolgimento di questa ricerca.

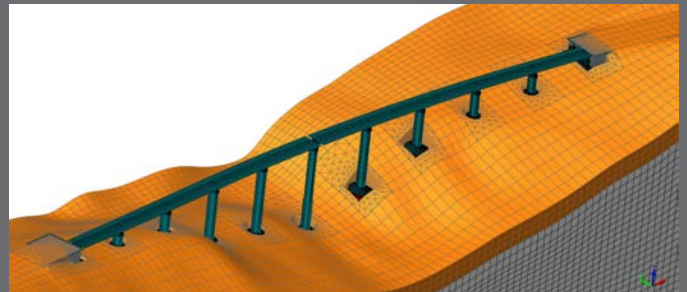
Bibliografia

- [01] DIANA Release 9.3, Latest Update: Nov.27 12:02:30, 2008.
- [02] F. J. VECCHIO, W. SHIM, "Experimental and Analytical Reexamination of Classic Concrete Beam Tests", Journal of Structural Engineering, ASCE, 130 (3), 2004, pp. 460-469.
- [03] E. F. LEONHARDT, R. KOCK, F. S. ROSTASY, "Schubversuche an Spannbetontagern", Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1973.
- [04] A. HILLERGORG, "Examples of practical results achieved by means of the fictitious crack model", In Preprints, Prager Symp. On Mechanics of Geomaterials: Rocks, Concrete, Soils, (editore Z.P. Bažant), Northwestern University, Evanston, pp. 611-614.
- [05] J. OLIVER, "A consistent characteristic length for smeared cracking models", International Journal for numerical Methods in Engineering, vol.28, 1989, pp. 461-474.
- [06] Cervenka V., "Mesh sensitivity effects in smeared finite element analysis of concrete fracture", Framcos-2, 1995.
- [07] Model Code 2010, "First complete draft", Marzo 2010.
- [08] H. NAKAMURA, T. HIGAI, "Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete", Benson P. Shing (editor), ASCE, 2001, pp. 471-487.
- [09] EC2, "Design of concrete structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings", ENV 1992-1-1:1991.



DIANA (*Displacement ANALyzer*) è stato sviluppato sin dal 1973 a Delft (NL) e conta oggi più di 800 clienti in tutto il mondo. L'implementazione del metodo FEM è sofisticata e permette di affrontare tutti i problemi dell'ingegneria civile, in particolare: analisi strutturali, analisi geotecniche, problemi di interazione e accoppiamento terreno-struttura, sia lineari che non lineari, statiche e dinamiche. DIANA diventa insuperabile nelle analisi non lineari, laddove offre una soluzione completa per l'ingegneria civile in un unico pacchetto. Tuttavia DIANA offre anche procedure semplificate di analisi e una nuova concezione di controllo sul pre-dimensionamento delle armature.

DIANA è usato in Italia da alcune delle più prestigiose università e società di ingegneria. Campi di applicazione dove DIANA è leader incontrastato sono le strutture in CA (la fessurazione, la dinamica, la sismica, la vulnerabilità di strutture esistenti, i ponti e viadotti e il terreno di fondazione), le strutture in muratura (i monumenti, gli edifici storici, i ponti ad arco), gli effetti del fuoco sul CA, nonché la progettazione, i getti massivi e la vulnerabilità statica e sismica di dighe ad arco, in terra, in blocchi e del loro terreno di fondazione.



I modelli costitutivi permettono di simulare terreni (incluso Cam-Clay, Jointed Rock, Hoek, etc.), i calcestruzzi (tutti i modelli Total Strain e quelli Discrete Cracking), i modelli eterogenei (mediante Interface Models), nonché i flussi di calore e di filtrazione accoppiati con lo stato tensionale.

MIDAS MODEL COMPETITION ITALIA 2010

Ponte "PRIMO SOLE" sul fiume Simeto (progetto vincitore)

pon

I. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il ponte ha uno sviluppo totale di 677 m suddiviso in dieci campate a successione a partire dalla spalla lato Siracusa con luci di 48 + 48 + 57 + 81 + 81 + 81 + 81 + 81 + 69 + 48 m; sulle spalle sono presenti due retro-travi di circa 1.00 m. Vi sono pertanto 2 spalle e 9 pile.

I.1 Impalcato

L'impalcato è realizzato con una travata continua sulle pile, quindi sono presenti solo due giunti di discontinuità della pavimentazione stradale posti in corrispondenza delle spalle di estremità; tale scelta ottimizza la percorribilità dell'impalcato e minimizza le operazioni di manutenzione.

La sezione resistente tipica dell'impalcato è costituita da due travi di acciaio (impalcato bi-trave, ved. Fig. 1) e dalla soletta connessa alle travi principali tramite pioli di tipo Nelson. Le travi principali sono inoltre collegate da traversi a doppio T, posti con un passo tipico di 6 m, che controllano la perdita di forma della sezione trasversale.

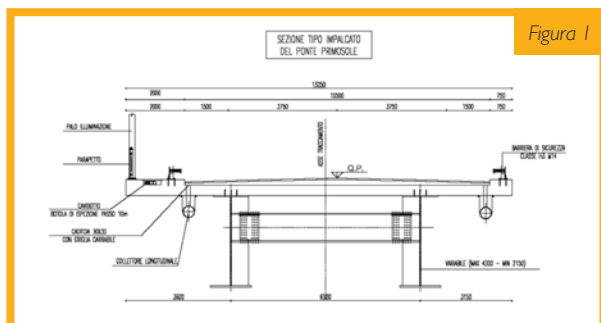


Figura 1

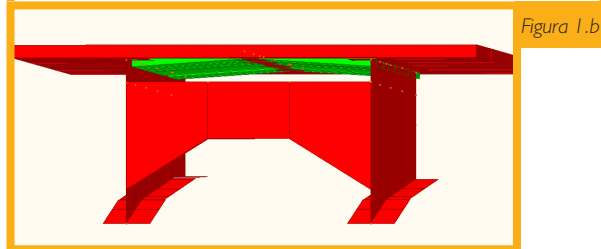


Figura 1.b

I.2 Pile e spalle

Le pile sono conformate a Y (vedi Fig. 2) con due bracci superiori rastremati. Le spalle sono costituite da tre muri interconnessi.

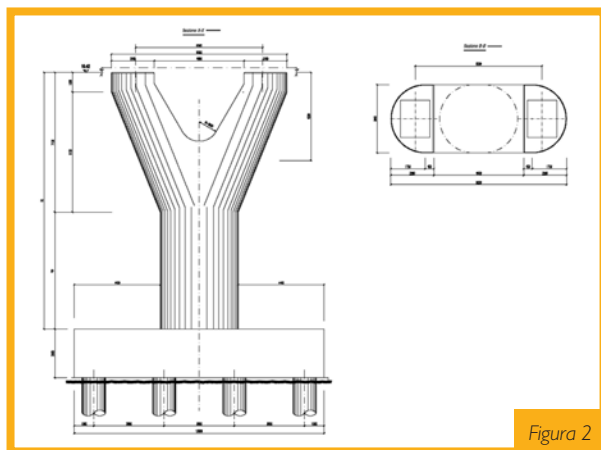


Figura 2

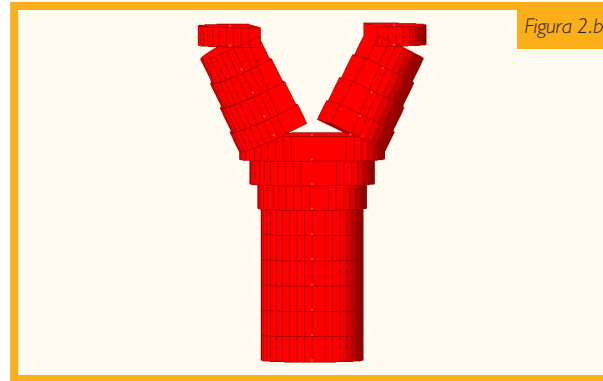


Figura 2.b

I.3 Vincolamento

Sulle spalle e sulle pile è prevista l'adozione di dispositivi di appoggio che assolvono le seguenti funzioni:

- Riprendere i carichi verticali.
- Permettere le rotazioni fra sovra-e sotto-struttura.
- Trasferire le azioni quasi-statiche orizzontali alla sola pila P5, dotata di una coppia di **dispositivi fissi**. La scelta della pila P5, che è in posizione pressoché centrale, ha come conseguenza la minima variazione di lunghezza dell'impalcato alle estremità.
- Consentire variazioni di lunghezza dell'impalcato, dovute alle azioni indirette (ritiro, viscosità, variazioni di temperatura) con l'insorgenza di irrilevanti reazioni parassite, introducendo **dispositivi mobili** in tutte le restanti pile e nelle spalle.
- Produrre l'accoppiamento delle pile e delle spalle in occorrenza di azioni con alta velocità di applicazione (azioni di frenamento, azioni sismiche), in modo da ripartire le azioni fra tutti gli elementi.
- Limitare, in occorrenza di sismi severi, le azioni orizzontali trasferite alle pile ed alle spalle, attraverso l'attivazione di isolatori di tipo DCFP (*double concave friction pendulum*).

Le funzioni sono assolte dai seguenti componenti:

- Due superfici di scorrimento sferiche, fra le quali è interposta un'articolazione (*slider*) con contatto fra acciaio inossidabile e PTFE. Rispetto ai FP (*Friction pendulum*) a semplice superficie di scorrimento, si riducono, a parità di spostamento massimo consentito, le dimensioni in pianta dell'isolatore.

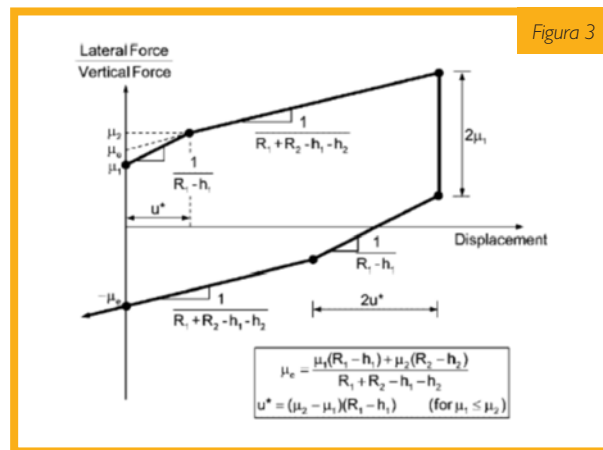


Figura 3

Antonio Russo, Ingegnere - Cesare Costantino, Ingegnere
 Claudio Carbone, Ingegnere - Daniele Piazzese, Ingegnere - Matteo Russo, Ingegnere
 RCC Ingegneria, Tremestieri Etneo (CT) www.rccingegneria.it

Variando poi i raggi di curvatura ed i coefficienti di attrito delle due superfici si ottiene un comportamento di tipo adattivo, l'isolatore cioè è in grado di variare la rigidezza in funzione del livello di sollecitazione tagliante. Il legame costitutivo, per una direzione, si presenta qualitativamente com'è riportato nella Fig. 3.

In esso si riconosce un primo ramo che contraddistingue il distacco dello slider dalla superficie inferiore, a basso coefficiente d'attrito. Lo scorrimento avviene solo sulla superficie inferiore finché l'azione tagliante non supera la forza di distacco sulla superficie superiore, e quindi s'imbocca il secondo ramo.

Ne consegue che l'isolatore per azioni sismiche medio-deboli ($\mu_1 F_v < F_L < \mu_2 F_v$), ha scarso effetto dissipativo ma notevoli capacità di ricentrimento; per forze orizzontali superiori ($F_L > \mu_2 F_v$) l'effetto dissipativo si fa notevole, a prezzo ora di spostamenti residui non più modesti (intersezione del quarto ramo del ciclo isteretico con l'asse degli spostamenti).

La figura 3 è tratta dall'articolo:

Behaviour of the double concave Friction Pendulum bearing,
Daniel M. Fenz, and Michael C. Constantinou
Department of Civil, Structural and Environmental Engineering,
212 Ketter Hall, State University of New York at Buffalo,
Buffalo, NY 14260, U.S.A., pubblicato su: **Earthquake
Engng Struct. Dyn.** 2006; 35:1403-1424

- 2) Accoppiatori viscosi, presenti solo nei dispositivi mobili, che hanno risposta in funzione della velocità di applicazione dell'azione: risposta pressoché nulla per basse velocità e risposta elastica con elevata rigidezza per alte velocità.

2. MODELLAZIONE E METODO DI ANALISI IMPIEGATO

2.1 Generalità

Nella modellazione si è fatto uso di:

- a) elementi di tipo *beam*, anche del tipo *tapered*, per tener conto in modo accurato della variabilità con continuità delle sezioni delle travi principali.
- b) di elementi **beam**, per i fusti delle pile, sia prismatici sia della varietà *tapered*, per tener conto in modo accurato della variabilità con continuità delle sezioni (ved. bracci delle pile).
- c) di elementi *boundary* per la simulazione dei vincoli.
- d) di elementi **non linear link** per la simulazione dei vincoli interni fra impalcato e pile e spalle.

2.2 Soletta

Modellazione con elementi *beam*

La soletta è stata simulata tramite elementi *beam* connessi con *link* agli elementi *beam* simulanti le travi principali di acciaio.

Il ricorso ad elementi mono-dimensionali, anziché bi-dimensionali, è lecito giacché i rapporti di aspetto variano fra $4 \div 6$, pertanto può ritenersi applicabile la teoria della trave, e l'effetto di *shear-lag* non è tale da dovere ritenere parzializzata la larghezza collaborante della soletta; si consegue così un notevole risparmio di tempo computazionale. Pur tuttavia il modello riproduce al discreto ciò che al continuo è il comportamento della trave in parete sottile, e pertanto non si perde l'effetto *warping* sotto i carichi torcenti.

Ciò permette di cogliere lo stato tensionale, sotto i carichi torcenti, nella soletta collaborante in modo più accurato di quanto si ottiene con la cosiddetta *grillage analysis*, che prevede il taglio ideale longitudinale della soletta ed il

disaccoppiamento delle travi principali (in effetti restano accoppiate solo mediante i traversi).

Infine, detta EJ_1 la flesso-rigidezza della sezione interamente reagente e EJ_2 la flesso-rigidezza della sezione fessurata, si è tenuto conto del calcestruzzo della soletta in zona tesa considerando una estensione della zona fessurata all'estremità di ogni campata, caratterizzata da rigidezza EJ_2 pari al 15% della luce della campata; la rigidezza EJ_1 è assegnata a tutte le altre zone.

Modellazione con elementi *plate*

Per tener conto degli effetti locali nella soletta è stata effettuata una modellazione facendo uso di elementi finiti bidimensionali di tipo *thin plate*, considerando una striscia di soletta di lunghezza, lungo l'asse dell'impalcato, di 10 metri, sufficiente a smorzare gli effetti nella direzione longitudinale dei carichi da traffico concentrati.

Sono stati analizzati due modelli riferibili rispettivamente ad una striscia indefinita e ad una porzione di soletta in prossimità degli estremi dell'impalcato, per analizzare gli effetti dovuti alla discontinuità strutturale.

2.3 Impalcato

L'impalcato è stato modellato tramite elementi *beam*, anche del tipo *tapered*, per tener conto della variabilità delle sezioni delle travi principali.

Inoltre sono state utilizzate le seguenti opzioni:

- a) *non linear construction stage analysis*. È un'analisi che consente di cogliere su un unico modello l'evoluzione temporale costruttiva dell'impalcato e delle caratteristiche reologiche del calcestruzzo (ved. punto successivo).
- b) *non linear time-dependent analysis*. È un'analisi che consente di mettere in conto i fenomeni reologici del calcestruzzo, i.e. ritiro e viscosità, e fornisce l'evoluzione temporale del modello, al variare delle funzioni del tempo che caratterizzano le due azioni geometriche.
- c) *moving load analysis*. È un'analisi che consente, mediante l'uso delle linee d'influenza, di riprodurre gli effetti dei carichi mobili, in funzione della dislocazione delle corsie in cui transitano e dalla loro intensità. L'analisi riproduce le condizioni di max e min. delle sollecitazioni.

2.4 Modello globale per azioni sismiche

Un modello globale che comprende gli elementi dell'impalcato e le pile, supposte incastrate alla base; le spalle si ritengono indeformabili e quindi il vincolo dell'impalcato è esterno. Sul modello viene condotta una **time-history analysis** con il metodo della sovrapposizione modale o FNA. Il metodo, rispetto al più generale consistente nell'integrazione diretta delle equazioni del moto (*non linear direct-integration time-history analysis*), offre principalmente il vantaggio di un notevole risparmio di tempo computazionale.

Il metodo è stato sviluppato specificamente per strutture essenzialmente elastiche ma aventi un numero limitato di elementi predefiniti a comportamento non-lineare. L'uso per l'analisi delle strutture isolate, nelle quali la sovrastruttura risponde al sisma in modo elastico mentre tutta la non-linearità è concentrata nei dispositivi di isolamento, è quindi appropriato.

L'input delle azioni è costituito da accelerogrammi, nel caso in esame artificiali, ciascuno dei quali descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica; l'insieme delle tre componenti (due orizzontali, tra loro ortogonali ed una verticale) costituisce un gruppo di accelerogrammi.

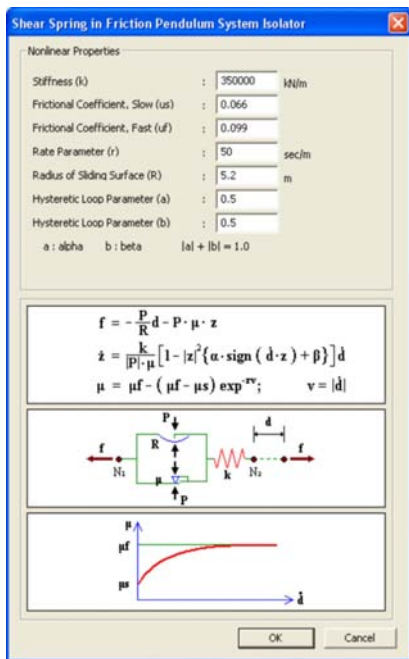


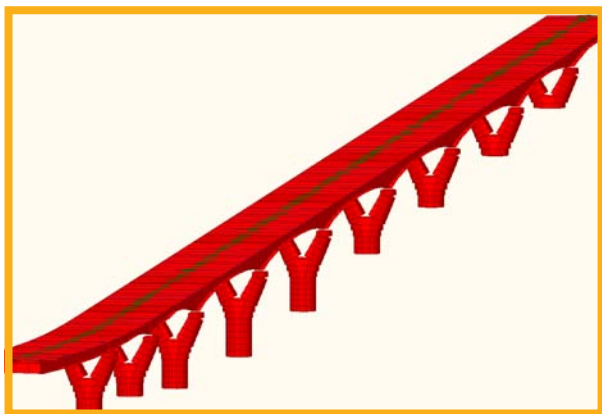
Figura 4

Si adottano 7 diversi gruppi di accelerogrammi; gli effetti sulla struttura saranno rappresentati dai valori medi degli effetti più sfavorevoli ottenuti dall'analisi. Si ritiene che gli accoppiatori viscosi siano tutti in presa, attese le alte velocità in occorrenza di sisma, pertanto viene simulato il solo *friction pendulum*.

Il comportamento del *NLink* è il seguente:

- in direzione assiale possiede notevole rigidezza.
- nelle due direzioni orizzontali è caratterizzato da un legame costitutivo come è indicato nella Fig. 3.

Il *friction pendulum* è esplicitamente previsto nella libreria dei *NLink* del codice di calcolo automatico MIDAS (il modello reologico è riportato nella Fig. 4).



CHI SIAMO

RCC INGEGNERIA nasce nel 2009 dall'associazione degli ingegneri *Antonino Russo, Cesare Costantino e Claudio Carbone*, legati da più di vent'anni di collaborazione nell'ambito della progettazione di strutture, con gli ingegneri *Daniele Giovanni Piazzese e Matteo Russo*.

L'attività di **RCC INGEGNERIA** riguarda la progettazione di strutture di nuovi edifici e/o infrastrutture civili, commerciali ed industriali e gli interventi di recupero di edifici esistenti mediante miglioramento o adeguamento sismico delle loro strutture.

recensioni

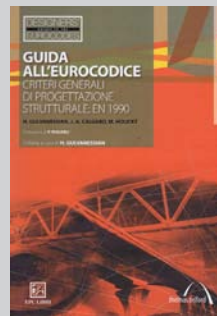
In Libreria



“Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings - based on EN-Eurocode 8”

Michael N. Fardis - Ed. Springer

Rappresenta lo stato dell'arte per quanto riguarda il dimensionamento e la progettazione strutturale in zona sismica di strutture in CA. L'autore, Michael Fardis, ha dato un significativo contributo alla redazione dell'EN1998-Eurocode8 e lo stesso Eurocodice è il soggetto principale del libro, sebbene le numerose comparazioni numeriche presentate permettono un confronto con Norme estere di comprovata affidabilità. Nella massiva quantità di utilissime informazioni presenti, abbiamo trovato paragrafi di estremo interesse per l'ingegnere che deve affrontare la modellazione numerica di modelli strutturali per analisi dinamiche lineari, Pushover e non lineari, e ne deve altresì interpretare i risultati.

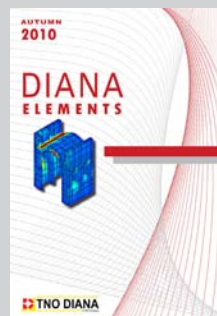


“Guida all' Eurocodice - Criteri Generali di progettazione strutturale: EN 1990”

H. Gulvanessian, J.-A. Calgaro, M. Holicki
Trad. P. Rugarli, EPC libri, 2010. € 50,00 cad.

La EN 1990 Eurocodice: Criteri generali di Progettazione Strutturale è considerata il documento principale nell'insieme degli Eurocodici e stabilisce per gli Eurocodici Strutturali i principi ed i requisiti relativi alla sicurezza ed alla funzionalità delle strutture. E' da tenere presente che la EN 1990 deve essere applicata ogni volta che si usino gli Eurocodici da 1 a 9. Questa Guida è una delle prime fonti di informazione dettagliata sull'uso della EN 1990. Fornisce informazioni tecniche sul background dell'Eurocodice e spiega la sua relazione con gli altri Eurocodici.

Riviste



“Diana Elements”

Pubblicato da TNO DIANA BV - Autunno 2010

È la rivista di TNO-DIANA, la nota Società di Delft (NL) che produce il software DIANA. Rappresenta una collezione di progetti applicativi di rilevanza mondiale, con un focus sugli aspetti di modellazione. Gli articoli rappresentano lo stato dell'arte delle più sofisticate analisi numeriche possibili nell'ambito delle opere di ingegneria civile e ingegneria geotecnica. La rivista ha il pregio di essere consultabile online gratuitamente in formato pdf presso il sito <http://tnodiana.com/content/DIANA-Elements-Autumn-2010>.



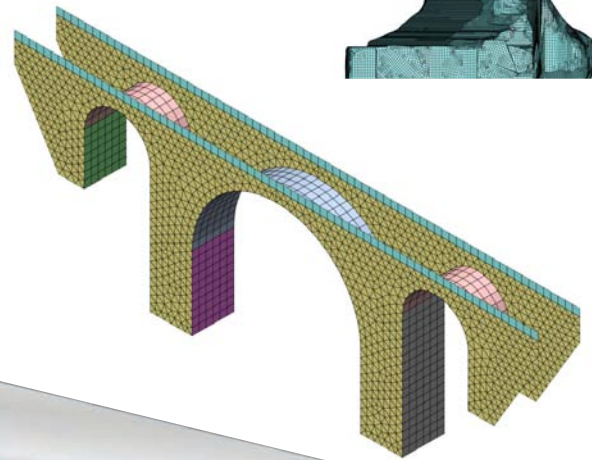
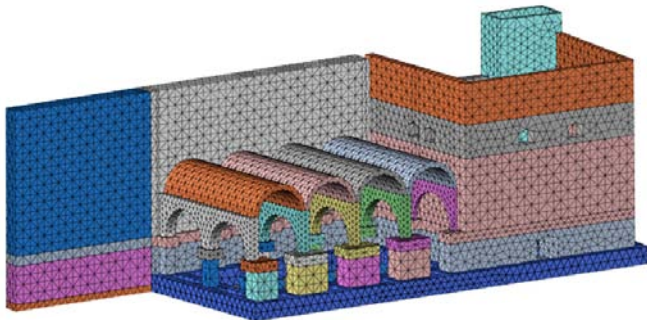
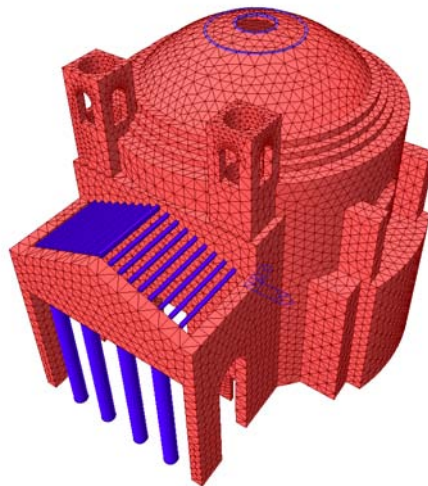
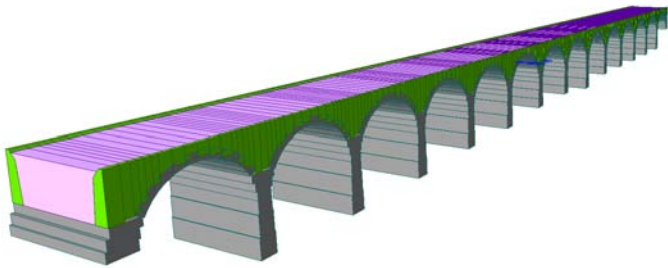
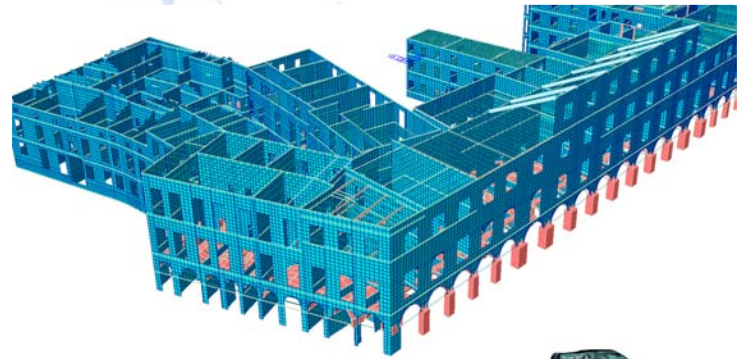
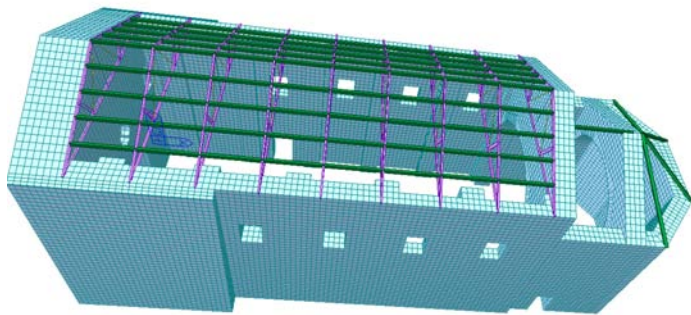
“Progettazione Sismica”

IUSS Press - n. 2/2010

La rivista “Progettazione Sismica” è pubblicata da IUSS Press, con il supporto di Reluis (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica), del Dipartimento della Protezione Civile e del Consiglio Nazionale degli Ingegneri. Il taglio è fortemente orientato alla professione, con un doppio comitato di revisione degli articoli, uno relativo agli aspetti scientifici e accademici, l'altro all'interesse per la professione. Ulteriori informazioni sono disponibili sul sito www.progettazioneismica.it. Potete contattarci, per questioni collegate esclusivamente a questa rivista, scrivendo a info@progettazioneismica.it.



la soluzione avanzata per opere monumentali



Product Portfolio



midas Gen

Integrated Design System
for Building and General Structures



midas Civil

Integrated Solution System
for Bridge and Civil Structures



midas GTS

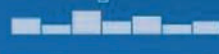
2D/3D Geotechnical and
Tunnel analysis System



midas FEA

Advanced Nonlinear and
Detail Analysis System

csp fea



www.cspfea.net

CSPFea s.c.

Via Zuccherificio, 5/d, Italy-35042 Este

Tel. | +39 (0429) 602 404 Email | info@cspfea.net
Fax. | +39 (0429) 610 021