

a cura di **cspfea**

STRUCTURAL

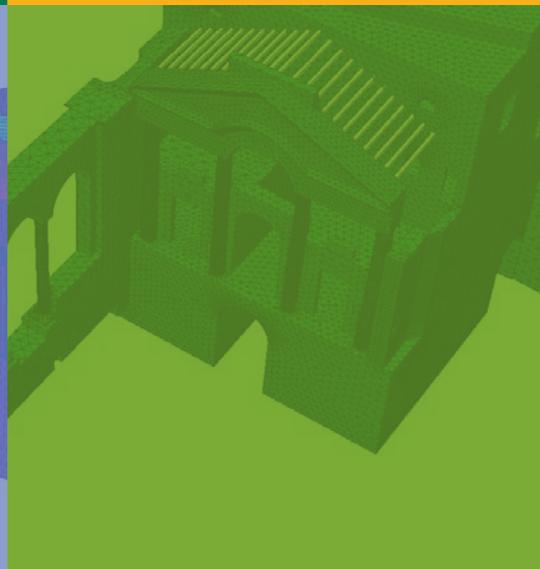
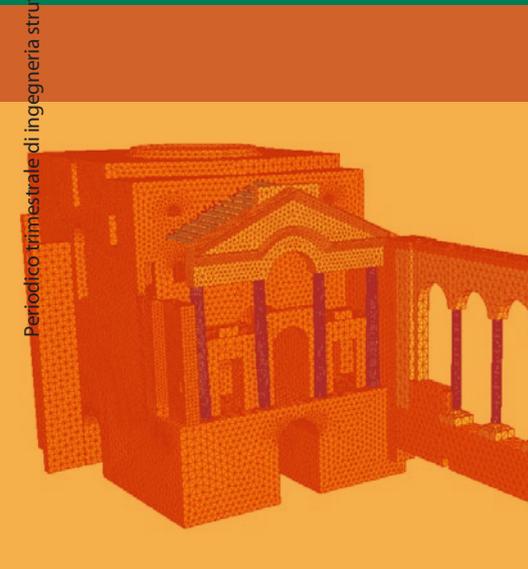
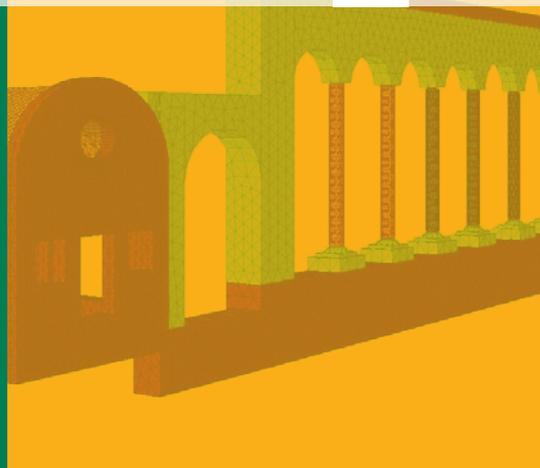
magazine di ingegneria strutturale



numero uno

M O D E L I N G

Periodico trimestrale di ingegneria strutturale - anno 1 n. 1 - Settembre 2010



NEWS EVENTI

Nuove tecnologie numeriche per la vulnerabilità agli attacchi terroristici

TUNNEL

Analisi numerica di scavo di tunnel con TBM.

PONTI

Vulnerabilità del viadotto ANAS a Vasto Marina.

I Programmi di Calcolo e la validazione

2



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

Nell'ultimo DIANA Users Meeting, l'annuale Convegno degli utenti del software di calcolo DIANA, ospitato in Giugno presso l'Aula Magna dell'Università di Brescia, il Responsabile del Ministero delle Infrastrutture olandese, Ane De Boer, ha tenuto una significativa Relazione riguardante la validazione dei modelli di calcolo di ponti ed edifici in cemento armato. L'esigenza, ha spiegato De Boer, è emersa quando il Ministero ha deciso di incrementare la capacità di traffico delle principali strade evitando, quando possibile, una ricostruzione delle opere d'arte più onerose, a cominciare dai ponti. L'introduzione di una corsia aggiuntiva infatti necessita di una riveduta della capacità portante dei ponti esistenti, impossibile se non con analisi che considerino le reali riserve di resistenza dei materiali, a cominciare dal cemento armato. Lo staff di De Boer era consapevole della potenza dei migliori softwares non lineari, ma era al contempo preoccupato del potenziale pericolo di un abuso di tali strumenti da parte dei professionisti incaricati. L'ing. De Boer ha attivato quindi una ricerca, coinvolgendo il Technical University of Delft, per sviluppare delle Linee Guida per le analisi numeriche ed in particolare di benchmarks numerici in grado di testare i softwares e le capacità di modellazione numerica non lineari da parte degli ingegneri strutturalisti. Il progetto ha colmato una lacuna nel settore dei benchmarks, dove NAFEMS ha in passato assunto un ruolo di guida nelle applicazioni di ingegneria meccanica lasciando tuttavia a margine il mondo del civile e della geotecnica. Mediante il coinvolgimento dei migliori esperti del TU, tra i quali anche qualche ricercatore italiano, il lavoro ha permesso di comparare le modellazioni non lineari di travi e telai in CA con test sperimentali, sottolineando i parametri critici da adottare nella modellazione numerica, le loro ricadute nei risultati e le performances dei vari softwares non lineari. Il tema è sentito anche in Italia, dove le nuove Norme Tecniche NTC2008 hanno esplicitato al Capitolo 10.2 l'esigenza di una validazione di software e dei modelli creati dagli ingegneri. Come spesso accade, una esigenza fondamentale, come quella della validazione, è diventata oggetto di ansiose reazioni degli strutturalisti che sembrano interessati più al concetto della validazione dei software che a quello della validazione dei propri modelli di calcolo. I collaudatori chiedono che vengano forniti in Relazione di Calcolo i test ed i certificati di qualità dei produttori di software, gli ingegneri allegano alle Relazioni i "casi prova" (i benchmarks) senza nemmeno consultarli né tantomeno provare a riprodurli. Ad un recente ed interessante Convegno al Politecnico di Bari "Architettura e Struttura" un tecnico ha chiesto perché ogni ingegnere dovrebbe validare da sé il software quando lo potrebbe fare un unico soggetto una volta per tutte: la risposta del Prof. Vitone, coordinatore scientifico dell'evento, è stata chiara: "La responsabilità dei calcoli è dell'ingegnere che firma la pratica, sia che esso si avvalga di collaboratori, che di codici di calcolo".

CSPFea ha cercato di dare un contributo con la realizzazione di un Vademecum che guidi il progettista strutturale alla ricerca della documentazione del produttore, alla sua corretta consultazione, al controllo dei modelli da egli realizzati, sia in fase di pre- che di post-processing. Il Vademecum, alla sua prima edizione, è recensito nelle ultime pagine di questo numero di Structural Modeling, ed è disponibile gratuitamente in pdf. Mediante una serie di check-list si intende focalizzare l'attenzione dell'analista su aspetti salienti della modellazione numerica, di semplici controlli, di verifiche dei risultati. Per ora il lavoro è stato svolto per tipologie di analisi lineari statiche e lineari dinamiche (modali), già ricche di insidie, mentre ancora aperto è il fronte delle analisi non lineari, quali la pushover, la non linearità dei materiali tipica delle analisi geotecniche, la dinamica non lineare. Per queste analisi è necessario un approccio "istituzionale" che veda coinvolte Istituzioni, Enti di Ricerca, Software Houses. L'approccio del Ministero olandese ci è sembrato valido al punto che CSPFea sta dialogando con TNO-DIANA e il Ministero delle Infrastrutture per trasferire questa preziosa esperienza nella comunità degli strutturalisti italiani.

Gli articoli presenti in questo numero dimostrano come i migliori professionisti (ed accademici coinvolti in progetti reali) si pongano il problema della validazione dei modelli non lineari adottati. Castellanza, Spacone, Camata e Schiavo, mostrano nelle pagine che seguono ciascuno il proprio approccio alla modellazione dimostrando di raggiungere lo scopo da una strada differente, ma altrettanto valida. L'obiettivo di questa Rivista è proprio quello di proporre una finestra sulle migliori pratiche dell'analisi numerica strutturale.

Paolo Segala
direttore@structural-modeling.it

3 news ed eventi

Le nuove versioni di MIDAS presentate a Padova, Milano, Roma

4 fondazioni

Modellazione dell'interazione terreno struttura Torre B, Complesso Garibaldi, Milano. Prima parte. M. Schiavo

8 ponti

Vulnerabilità del viadotto ANAS a Vasto Marina. G. Camata, E. Spacone

12 tunnel

Analisi numerica di scavo di tunnel con TBM. R. Castellanza, D. Betti

15 recensione libri

Vademecum per la Relazione di calcolo ex. Cap. 10.2 NTC2008 Analisi Modale Ragionata

Nel prossimo numero

- Analisi al vento del grattacielo di Milano Porta Nuova (ing. Crespi)
- Fondazioni del complesso Milano Porta Garibaldi, seconda parte (ing. Schiavo)
- Analisi nonlineari di controventi in acciaio (ing. Nascimbene)

magazine di ingegneria strutturale

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

Eventi CSPFea

International DIANA Users Meeting

Successo dell'International DIANA Users Meeting, svoltosi a Brescia presso l'Aula Magna della Facoltà di Ingegneria Civile. I migliori strutturisti hanno presentato una serie di applicazioni numeriche realizzate con il software DIANA in vari campi dell'ingegneria civile. Interessanti le ricerche di Camata e Spacone sull'analisi non lineare di viadotti esistenti, considerando la completa interazione con il terreno modellato in 3D, l'intervento di Lourenco sull'analisi di murature per edifici storici, l'analisi della diga ad arco di Khudoni da parte di Tzenkov. De Graaf ha presentato la Sequentially Linear Analysis che approssima una analisi non lineare complessa con sequenze di semplici analisi lineari, Plizzari e Grepstad hanno presentato significative applicazioni pratiche di analisi di lastre in CA rinforzato con fibre mediante analisi della meccanica della frattura. Nascimbene ha presentato analisi cicliche di connessioni colonna-soletta per strutture prefabbricate. I due giorni intensi di lavori hanno visto la partecipazione di quasi 100 ingegneri, sebbene la partecipazione dei professionisti italiani sia stata limitata, dimostrando quanta necessità vi sia ancora di comunicare l'importanza di acquisire competenze che portino ad una maggiore competitività su servizi di ingegneria di alta fascia. L'elevato livello delle relazioni ha dimostrato come le Società di Ingegneria straniere stiano investendo in analisi sofisticate convinte del valore aggiunto di tale pratica.

Lancio dei prodotti 2011 ad Ottobre 2010

Proseguendo la tradizione iniziata lo scorso anno, CSPFea lancia in autunno i nuovi prodotti MIDAS per il 2011. Gli eventi sono previsti a Milano (07/10/2010), Padova (08/10/2010), Roma (13/10/2010), per MIDAS/Gen 2011, mentre è previsto un evento a Bologna per MIDAS/Civil 2011 il 28/09/2010.

Convegno GTS a Milano, 18 Novembre 2010

In occasione dell'Expo Milano 2015, CSPFea, il Politecnico di Milano ed altri sponsors, organizzano il Convegno "La progettazione delle opere interrate e dei Lavori Pubblici per Milano Expo 2015", che si terrà a Milano il 18 Novembre 2010. Il Convegno mira a presentare le migliori pratiche adottate da ingegneri strutturisti 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

Eventi

22/24 Settembre 2010 - Venezia: 34th IABSE Symposium
Per informazioni iabse2010@iuav.it

27/30 Ottobre 2010 - Bologna: SAIE 2010 Fiera dell'edilizia. Il settore software tecnico si sposta dal Pad. 18 al Pad. 32 (Vicino al Centro servizi). CSPFea sarà presente allo Stand B54 del citato Padiglione 32.

Per informazioni e biglietti omaggio: segreteria@cspfea.net

11-14 Novembre 2010 - Roma: Expoedilizia.
CSPFea sarà presente, la collocazione è ancora da definire.
Per informazioni e biglietti omaggio: segreteria@cspfea.net

Corsi CSPfea

16/17 Settembre 2010 - CSPFea Este (PD): "Modellazione e Progettazione Strutturale di Edifici in zona Sismica con MIDAS/Gen 2010", coordinato da Ing. L. Griggio.
Per informazioni ed iscrizioni: segreteria@cspfea.net

Corsi

24/25 Settembre 2010 - EUCentre Pavia: "Progettazione sismica di strutture isolate e di strutture con smorzatori aggiuntivi", coordinato da T. Sullivan.
Per informazioni ed iscrizioni: corsi@eucentre.it

10/12 Novembre 2010 - CISM Udine: "Azioni ed Effetti del Vento sulle Costruzioni", Coordinato da Gusella e Borri.
Per informazioni ed iscrizioni: e.cum@cism.it

18/19 Novembre 2010 - CISM Udine: "Progettazione Geotecnica agli Stati Limite. Fondazioni e opere di sostegno con il DM 14.01.2008", coordinato da G. Toniolo
Per informazioni ed iscrizioni: e.cum@cism.it

26/27 Novembre 2010 - EUCentre Pavia: "Serbatoi in zona sismica: teoria, modellazione, progettazione e valutazione dell'esistente", coordinato da R. Nascimbene
Per informazioni ed iscrizioni: corsi@eucentre.it

Novità

Nuove tecnologie numeriche per la vulnerabilità agli attacchi terroristici

La vulnerabilità delle strutture è un tema sempre più richiesto dalla committenza per edifici di rilevanza strategica, per Beni Artistici, per sedi di Banche, per centrali nucleari. Le Compagnie di Assicurazione sono interessate a valutare il rischio dei beni immobili assicurati. La vulnerabilità è necessaria per valutare la capacità di resistenza ai sismi, agli impatti accidentali, agli attacchi terroristici o per valutare le attività di demolizione controllata di strutture esistenti. Si sta inoltre diffondendo la valutazione del concetto di "robustezza", citato dalle NTC2008, ovvero la capacità che possiede una struttura di far fronte ad eventi eccezionali senza danni ad essi sproporzionati. Per tutti questi motivi CSPFea sta finalizzando un accordo con una importante Azienda statunitense per la distribuzione in Italia di un software di analisi dedicato a queste problematiche per l'analisi del collasso progressivo totale di qualsiasi struttura. Il software si rivolge a professionisti consulenti di fascia alta o Società di Ingegneria. Informazioni: griggio@cspfea.net

MIDAS/Civil 2011

Verrà presentato a Bologna, il 28 Settembre 2010, il Piano di sviluppo di MIDAS/Civil 2011. Il prodotto MIDAS dedicato alla progettazione e verifica dei ponti, continua lo sviluppo dei tools di verifica in accordo ad Eurocodici ed NTC2008. Sono già presenti in Civil 2010 le verifiche di sezioni composte acciaio-calcestruzzo secondo EC4, verifiche con EC2 di Pile da ponte e di travi con sezioni a cassoni. Per la release 2011 si aggiunge un verificatore generale, secondo EC2, di sezioni qualsiasi in CA. Vengono considerate anche le piccole differenze con le NTC2008.

Modellazione delle opere di fondazione e strutture del complesso garibaldi in milano - torre "a" - torre "b" - corpo "c" - piastra e spazi accessori

4

Ing. Maurizio Schiavo
SOGEN srl, Padova (PD)
www.sogen.it

PREMESSA

Nell'ambito del progetto di risanamento conservativo del Complesso Garibaldi in Milano una delle richieste progettuali era la verifica delle strutture di fondazione ai sensi della vigente normativa tecnica. Il Complesso, costituito da 4 corpi distinti, è stato realizzato in due epoche temporali diverse. La prima parte del complesso è stata realizzata negli anni '60 consistente nella realizzazione del primo livello della piastra e nella struttura di fondazione della prima torre. Successivamente, negli anni '80 si è provveduto alla realizzazione della torre vera e propria, nella sopraelevazione della piastra e nella realizzazione di una nuova torre e nel corpo di collegamento intermedio e negli spazi accessori.

Le strutture, in estrema sintesi possono essere descritte nel seguente modo: la prima torre (Torre "B") e la prima piastra in calcestruzzo poggianti su fondazioni dirette; la rimanente parte del Complesso su fondazioni dirette poggianti su intervento di consolidamento in jet-grouting e piano intermedio in calcestruzzo.



Figura 1. Estratto Google Earth 3D del Complesso Garibaldi.

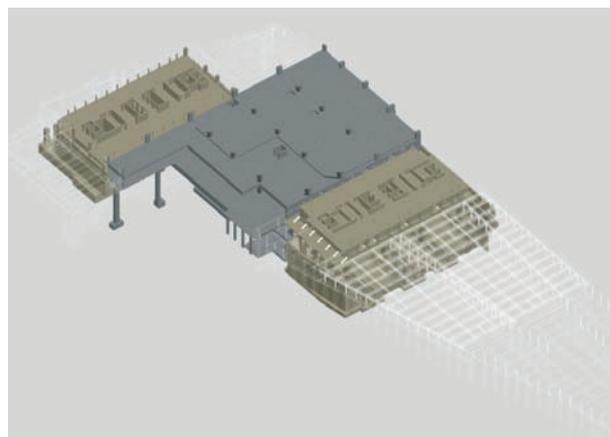


Figura 2. Complesso Garibaldi - Ricostruzione 3D delle strutture di fondazione del Complesso.

Le torri in elevazione in acciaio così come la sopraelevazione della piastra con realizzazione di una autorimessa coperta.

La visione dello stato attuale del complesso è riportata nella seguente Figura 1. Il Complesso, al fine di operare la modellazione numerica richiesta dallo studio è stato ricostruito con modello grafico tridimensionale che si riporta nella seguente Figura 2. Sono evidenziate la Torre "B", la Torre "A", il Corpo "C" intermedio e gli spazi accessori comprensivi di piastra.

Dal punto di vista strettamente geotecnico, viste le notevoli campagne geotegnostiche condotte, il Complesso insiste su un terreno prettamente incoerente con angoli di resistenza al taglio tipici del sottosuolo milanese e moduli deformativi crescenti con la profondità tipici dei materiali granulari. In particolare, dal momento che il manufatto è stato monitorato durante le fasi di realizzazione, è stato possibile sulla base dei cedimenti misurati ricostruire la corrispondenza diretta fra il cedimento atteso ed il cedimento misurato permettendo una perfetta calibrazione dei parametri geomeccanici da inserire nel modello numerico implementato.

Particolare difficoltà invece si è rivelata la modellazione dei diversi corpi costituenti il complesso vista la diversa tipologia di materiali impiegati per la costruzione e la loro età. Anche in questo caso i monitoraggi previsti in progetto hanno permesso una migliore valutazione delle caratteristiche meccaniche da assegnare ai diversi elementi costituenti le strutture.

L'esigenza di risanare architettonicamente le due torri ed i relativi vani accessori ha richiesto particolari studi di interazione mutua che si riportano nei presenti articoli, scomponendo le strutture del complesso in tre macroparti distinte in funzione dell'evoluzione complessiva dello studio.

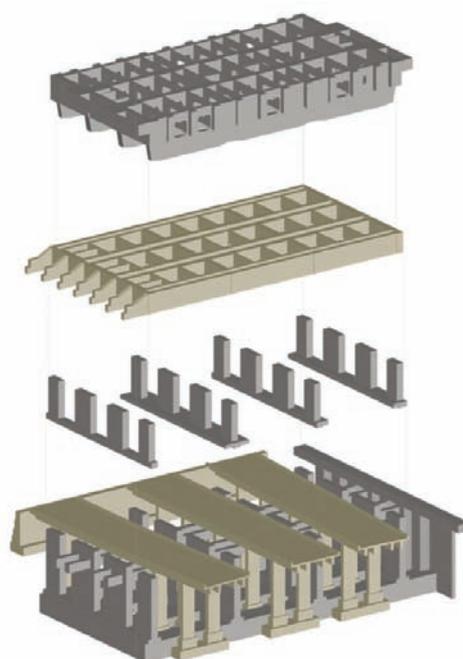


Figura 3. Esploso 3D delle strutture costituenti la Torre "B" in cui si mostrano le mutue interferenze ferroviarie e connessioni strutturali.

ANALISI E MODELLAZIONE NUMERICA DELLA TORRE "B"

La prima fase di studio ha riguardato l'analisi numerica della Torre "B", prima la prima parte di struttura che è stata risanata architettonicamente. La struttura, essendo giuntata in più punti è possibile analizzarla disgiuntamente rispetto all'intero Complesso e ha comportato una serie di modellazioni numeriche sia del terreno sia della parte strutturale in calcestruzzo denominata piano cuscinetto. La struttura è stata mutata nella forma dagli anni '60 agli anni '80 in cui l'esplosivo del corpo strutturale costituente il graticcio di fondazione (se così si può definire) è riportato nella seguente Figura 3.

Come si può vedere nella figura precedente, la fondazione della torre è costituita da un graticcio di travi rovescie dove nelle mutue asole sono state inserite le fondazioni dell'impalcato ferroviario costituente il passante ferroviario di collegamento con la Stazione Centrale. A valle della struttura di fondazione è presente il passaggio della linea metropolitana M2. Sovrastante il livello del passante ferroviario è presente il piano cuscinetto costituito anch'esso da un graticcio di travi a "telaio" nelle strutture anni '60 nel quale sono state interposte negli anni '80 un graticcio di travi a "cassone" costituenti il piano di appoggio della struttura della torre vera e propria in acciaio.

Per lo studio sono stati impiegati due solutori numerici: il primo per l'analisi strutturale MIDAS/Gen, il secondo per l'analisi geotecnica MIDAS/GTS.

Modello Strutturale MIDAS/Gen

Al fine di riportare i risultati del modello strutturale in elevazione della torre in acciaio (redatta da altri consulenti con diverso solutore numerico), è stato necessario sviluppare un modello numerico di dettaglio con il quale simulare il comportamento accoppiato della torre con le fondazioni rilevate. Il modello numerico implementato riguarda la struttura di fondazione della Torre "B", dalla quota di +108.85 m alla quota di +131.85 m per la sola parte in calcestruzzo (in quote assolute rispetto al l.m.m.).

Il modello è composto da una serie di elementi di tipo: tridimensionale, bidimensionale ed infine monodimensionale. In particolare, gli elementi tridimensionali tipo "solid" sono stati impiegati per simulare il comportamento del corpo platea (o travi rovesce) vere e proprie vista la dimensione delle stesse nelle tre direzioni caratterizzanti il sistema di assi cartesiani impiegati. Gli elementi di tipo bidimensionale o tipo "shell" sono invece stati impiegati per simulare il comportamento della struttura dei setti e/o pilastri e delle travi parete coincidenti con il piano "cuscinetto". Gli stessi elementi bidimensionali sono stati impiegati per simulare il comportamento dei muri di sostegno del corpo fondazione da quota +120.70 m a quota +108.85 m e dei solai a quota +128.55 m e +131.85 m. Infine, gli elementi monodimensionali tipo "beam" sono stati impiegati per l'analisi del comportamento delle travi di banchina e dei puntelli di collegamento posti a ridosso della quota di attraversamento dei binari del Passante Ferroviario. In definitiva il modello numero consta di numero 54716 nodi, 16323 elementi "solid", 32870 elementi "shell" e 204 elementi "beam".

Al fine di tener in considerazione la diversa planarità dell'orditura delle travi poste a quota +128.55 m tra le strutture degli anni '60 e le strutture degli anni '80, trasversalmente nelle travi di bordo sono stati inseriti dei "rigid link" atti a garantire l'effettiva trasmissione degli sforzi tenendo in conto il reale offset delle travi esistenti.

Infine, per simulare il più fedelmente possibile il collegamento fra la Torre in elevazione ed il corpo di fondazione, in corrispondenza dei nuclei in C.A. sono stati inseriti elementi "fittizi" di altezza trascurabile rispetto alla struttura analizzata (0.05 m) in modo

tale da garantire la corretta diffusione degli scarichi derivanti dal modello Torre in elevazione al modello Corpo Fondazione. Sulla base del punto di estrazione dati del modello Torre in elevazione è stato realizzato un master joint di connessione agli elementi "fittizi" descritti in precedenza dei corpi vani scala e vani ascensore.

Il contatto con il terreno di base è stato simulato con molle tipo Winkler di costante elastica determinata sulla base del monitoraggio del cedimento in corso d'opera di costruzione della Torre.

In Figura 4 sono riportate alcune viste 3D del modello numerico implementato.

Trascurando i risultati dell'analisi strutturale degli elementi costituenti la fondazione si riportano, per l'analisi numerica condotta, solamente i risultati in termini di tensione sugli elementi "solid" debolmente armati di fondazione e le reazioni vincolari al piede del sistema fondazionale da confrontare successivamente con i risultati della modellazione FEM geotecnica.

Come è stato possibile analizzare dal punto di vista strettamente strutturale, gli elementi di fondazione, nello stato tensionale considerato, presentano a meno del collegamento con i setti in elevazione, livelli tensionali comparabili con la resistenza del calcestruzzo impiegato per la realizzazione della torre. Per quanto riguarda invece l'analisi delle reazioni trasmesse al suolo è stato di utile ausilio il risultato delle stesse per la valutazione del cedimento delle strutture nonché utile parametro di confronto con la successiva analisi geotecnica del sottosuolo.

In termini meramente computazionali, i modelli implementati, su macchine di calcolo a 4 processori hanno impiegato circa 2 ore di elaborazione per singolo modello.

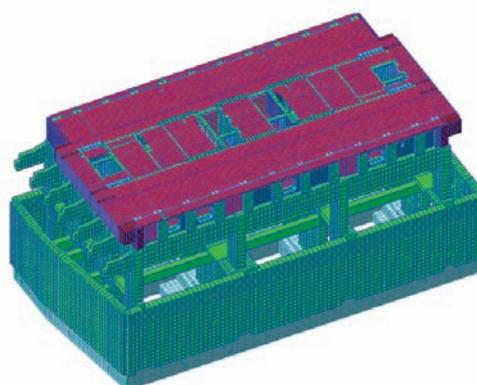
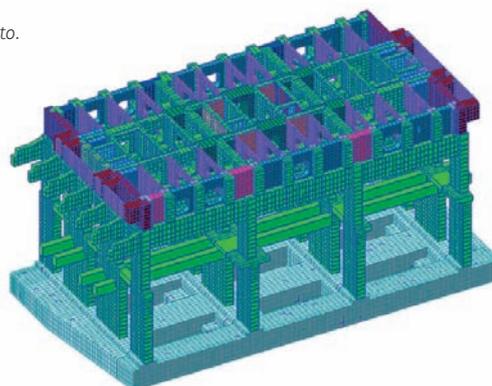


Figura 4. Vista 3D del modello strutturale implementato.



Modello Geotecnico MIDAS/GTS

Per quanto riguarda l'analisi FEM geotecnica si è invece impiegato il codice di calcolo Midas/GTS con il quale è stato possibile modellare il comportamento dell'ammasso di terreno circostante la torre stessa. Il modello numerico implementato riguarda la struttura di fondazione della Torre B, dalla quota di +108.85 m alla quota di +120.75 m e l'ammasso del terreno circostante per un volume del solido di dimensioni in pianta pari a 140 x 150 m ed altezza pari a 70 m.

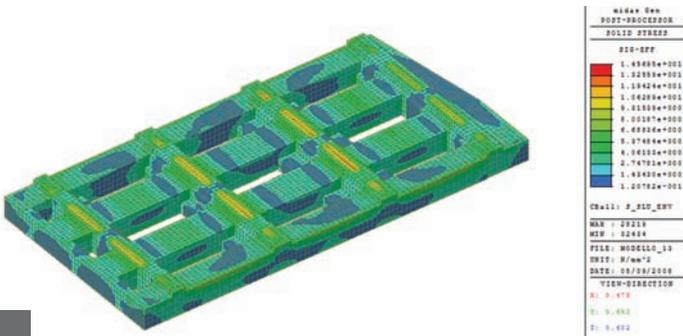


Figura 5. Stato tensionale alla Von Mises in condizioni SLU strutturale in inviluppo per la platea di fondazione dall'alto.



Figura 6. Reazioni vincolari alla base del modello in condizioni SLU strutturale in inviluppo.

Tutte le parti strutturali, oltre che naturalmente l'ammasso di terreno, sono stati modellati come elementi solidi. Il differente dislivello di terreno fra il lato verso via G. Pepe rispetto alla quota del terreno della Stazione Garibaldi è stato modellato come un sovraccarico sulla superficie corrispondente al peso proprio del terreno considerato ($q \approx 140$ kPa).

Il modello consta pertanto di fasi di calcolo distinte atte a simulare lo stato tensionale attuale e confrontato con lo stato tensionale indotto dagli interventi di risanamento conservativo.

La mesh è stata generata utilizzando il meshatore automatico tipo "Delaunay", imponendo un infittimento di questa in corrispondenza delle strutture di fondazione.

Il modello è costituito da un totale di 156291 elementi tetragonali (47917 per l'ammasso terroso e 108374 per le strutture di fondazione). I nodi generati sono 32047 (11817 per l'ammasso terroso e 20230 per le strutture di fondazione). Per motivi intrinseci alla modellazione tridimensionale e per facilitare l'elaborazione numerica visto il notevole numero di elementi finiti, si è preferito operare con classi di elementi finiti aventi funzioni forma di tipo lineare e non parabolico.

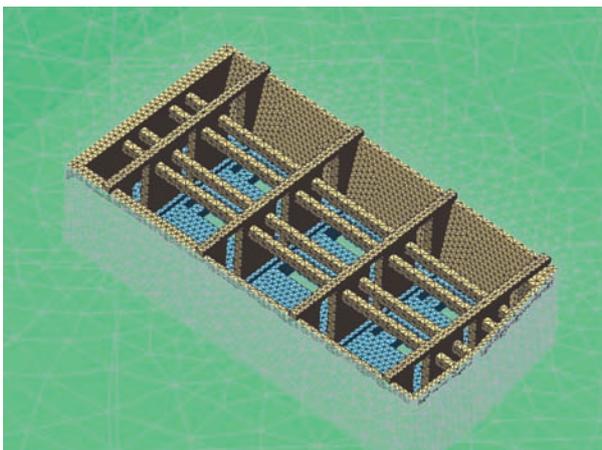


Figura 9. Stato limite di Esercizio, massimo cedimenti misurato.

Nella modellazione, visti i terreni prettamente granulari, ed i valori di modulo elastico analizzati, la falda non è stata considerata nel calcolo. Sono posti sul modello i soli vincoli all'ammasso terroso, in direzione orizzontale nelle superfici dei contorni laterali ed in direzione anche verticale nella superficie del contorno inferiore dell'ammasso.

Si è adottata un'analisi di tipo "Construction Stage", in cui allo stato iniziale viene successivamente applicato il carico dovuto al rinterro, e nella fase successiva vengono applicati gli scarichi della sovrastruttura derivanti dalla precedente analisi svolta per il modello MIDAS/Gen.

L'immagine relativa al modello numerico implementato è riportata nella seguente Figura 7, nella quale possono essere facilmente individuate le strutture di fondazione e l'ammasso di terreno considerato nell'analisi numerica condotta.

Sono stati sviluppati diversi modelli numerici sia in condizioni di stato limite ultimo statico, sia in stato limite di salvaguardia delle vite umane sia in stato limite di esercizio al fine di valutare le pressioni trasmesse al suolo e verificare il mutuo cedimento del graticcio di fondazione.

Per ogni modello numerico analizzato è stato necessario circa 1 ora di elaborazione macchina con CPU quad core.

Il fine ultimo della verifica geotecnica condotta è stato quello di analizzare la pressione trasmessa al sottosuolo confrontandola con le analisi semplificate analizzate all'epoca di realizzazione del Complesso. Inoltre si è analizzato il comportamento della fondazione nei confronti della mutua distorsione della stessa in funzione dell'ammissibilità dei cedimenti differenziali presenti in manufatti di tale entità.

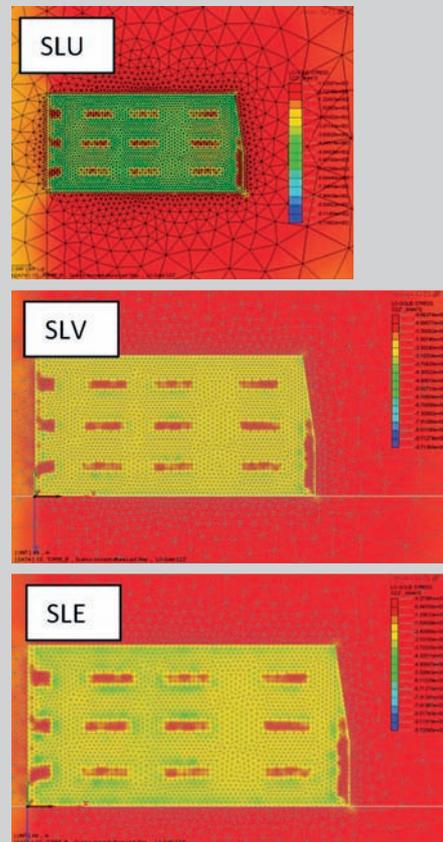


Figura 8. Stato tensionale del terreno sotto il piano di fondazione.

In Figura 8 è riportato lo stato tensionale misurato al di sotto del piano di fondazione. La massima tensione trasmessa al sottosuolo è risultata pari a circa 500 kPa in condizioni SLU, valore del tutto compatibile con i terreni attraversati per i tre stati limite considerati.

Per quanto riguarda invece lo stato limite di esercizio risulta utile mostrare il risultato dell'analisi in termini di cedimento della sola combinazione SLE (Figura 9).

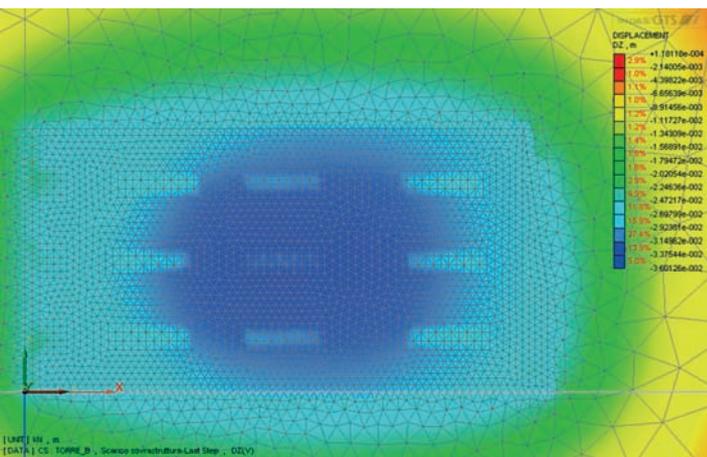


Figura 9. Stato limite di Esercizio, massimo cedimenti misurato.

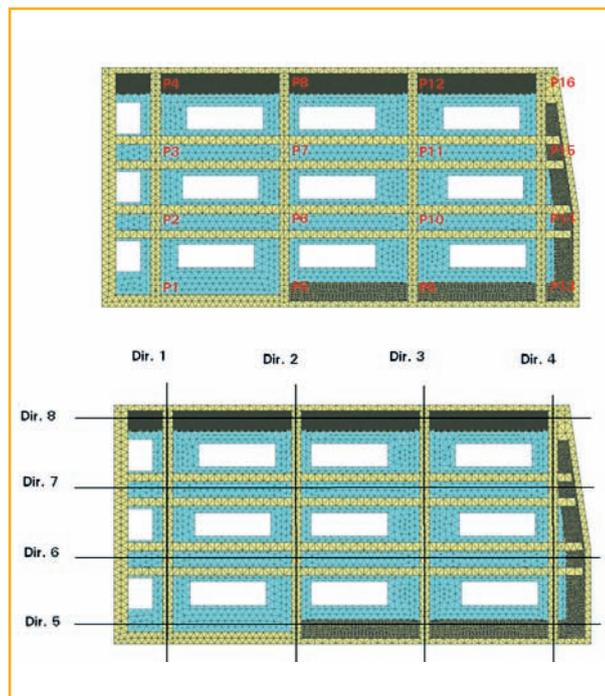
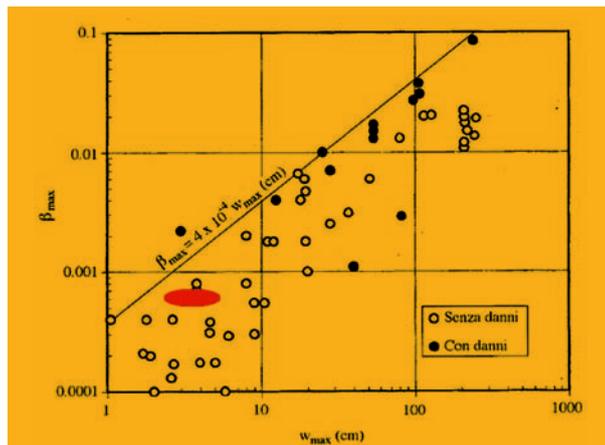


Figura 10. Cedimenti differenziali.

Massimi cedimenti di strutture in funzione delle distorsioni angolari



Grazie all'impiego di solutori numerici è stato possibile valutare l'entità del cedimento e soprattutto la compatibilità dello stesso in termini di cedimento differenziale e relative distorsioni angolari. In Figura 10 sono riportati i principali risultati dello studio condotto, nel quale si evidenzia come i cedimenti differenziali rientrino nel campo degli ammissibili per la tipologia di struttura analizzata.

Conclusioni

L'analisi svolta per la Torre "B" con l'ausilio di solutori numerici evoluti, ha permesso di verificare lo stato dell'arte della struttura a seguito della realizzazione dell'intervento di risanamento conservativo. I codici di calcolo strutturali e geotecnici impiegati hanno permesso un più razionale studio delle strutture evidenziando le criticità e permettendo sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche una migliore comprensione del comportamento delle strutture e della relativa interazione con il sottosuolo.

CONCLUSIONI

Lo studio del Complesso Garibaldi ha comportato l'impiego di numerosi codici di calcolo dei quali si sono riportati i risultati della sola famiglia prodotti MIDAS. L'analisi accoppiata condotta, sia strutturale sia geotecnica ha permesso una più agevole interpretazione dei risultati ottenuti ed un utile ausilio alla progettazione. La necessità di utilizzare solutori geotecnici tridimensionali ha permesso di ridurre i tempi medi di progettazione (a scapito di oneri computazionali non indifferenti) viste le molteplici combinazioni di carico previste dal vigente quadro normativo nazionale. La possibilità di utilizzare famiglie di elementi finiti di diversa tipologia all'interno dei singoli codici ha permesso di ottimizzare l'editing dei risultati. Rimane comunque difficile l'elaborazione numerica in termini di tempo macchina per modelli complessi qualora si voglia utilizzare elementi finiti aventi funzioni forma non lineari. Nel caso specifico di studio la natura del terreno ha permesso di impiegare elementi finiti aventi funzioni forma lineari. Per problemi complessi su terreni difficili sono auspicabili solutori a 64bit congiuntamente a macchine definibili quali SuperPC per la soluzione di problemi complessi di interazione terreno struttura.

RINGRAZIAMENTI

L'autore desidera ringraziare la Società BENI STABILI S.p.A. per aver concesso la divulgazione del materiale di studio prodotto, la CSPFEA S.r.l. per lo spazio concesso e per la possibilità di presentare il lavoro svolto.

CHI SIAMO

L'Ing. M. Schiavo è socio della SOGEN S.r.l., società di ingegneria geotecnica e strutturale operante soprattutto nella progettazione di strutture speciali nei settori dell'ingegneria civile geotecnica per quanto riguarda l'analisi di interazione terreno struttura. Contatti: mschiavo@sogen.it www.sogen.it

STRUC
MODE

Applications of the first draft of the new Italian guidelines for the seismic vulnerability assessment of bridges

1. INTRODUCTION

The seismic response of existing bridges can be assessed with different tools which range from simplified linear elastic hand calculations to sophisticated three dimensional nonlinear time history analyses. This paper applies linear and nonlinear dynamic analyses to an existing reinforced concrete bridge, using Eurocode 8 (2005) and the draft Italian guidelines for the seismic vulnerability assessment of existing bridges, prepared in the framework of the Re-Luis project, funded by the Italian Civil Protection Department in support of the new seismic design guidelines (OPCM 3431, 2005). The methods of analysis used are: Response Spectrum Analysis (RSA), Nonlinear Pushover Analysis (NPO) and Nonlinear Time History Analysis (NTH). RSA is used to determine the seismic demand computed as maximum response quantities from the inelastic design spectrum provided by the code. The design spectrum is obtained dividing the elastic spectrum by the force reduction factor q . This tool presents some issues and some simplifications that need further discussion. For existing structures, which were not designed following capacity design principles and that do not present appropriate seismic details, the values to adopt for the q factor are still under discussion. In addition, since the RSA is linear, it cannot provide insight on the post yielding behavior of the structure. The realistic response of irregular bridges under the design seismic action is more appropriately estimated by means of a dynamic non-linear time-history analysis (Eurocode 8 - Part 2, 2005). An approximation of the non-linear response may also be obtained by a combination of an equivalent linear analysis with a Nonlinear Pushover Analysis (Eurocode 8 - Part 2, 2005).

The initial load step of both nonlinear procedures (NPO and NTH) is the application of the gravity loads. The gravity loads remain constant during the nonlinear analysis. Gravity loads affect the initial state of the structure by applying large compression forces to the piers. NPO can be a useful tool to investigate the nonlinear behavior and to assess the seismic vulnerability of existing structures. Unfortunately, the NPO is not readily applicable to irregular structures, since it was originally developed for plane frames and its extension to space frames is not straightforward and may not be achievable. The NTH analysis is the most general nonlinear method of analysis and there are no computational peculiarities related to earthquake engineering analysis. The input force is the input ground motion, expressed in the form of one or more accelerograms. NTH appears to be the most accurate analysis method among the analytical tools available at present, even though there are still some important issues that need to be fully understood and solved. NTH is deemed unpractical by some because of the computational length of the analysis. In addition, the research community has not yet reached clear guidelines on the selection of the ground motions and on the amount of viscous damping to use. Finally, the directions along which the ground motions are applied to skewed-irregular bridges cannot be easily identified.

This paper applies the above mentioned three methods of analysis (RSA, NPO and NTH) to the seismic vulnerability assessment of an existing reinforced concrete bridge. The aim is to compare the results obtained with the different methods in order to critically evaluate them and to gain practical insight on the numerical investigations and on their results.

2. BRIDGE DESCRIPTION

The bridge is a two-lane reinforced concrete curved bridge located along the national highway 16 "Adriatica" (the major north-south highway along the Adriatic Sea coast) near the town of Vasto Marina, south of Pescara in the Abruzzo Region, Italy. Figure 1 shows schematic plan and elevation views of the 260 m long bridge with the basic structural dimensions.

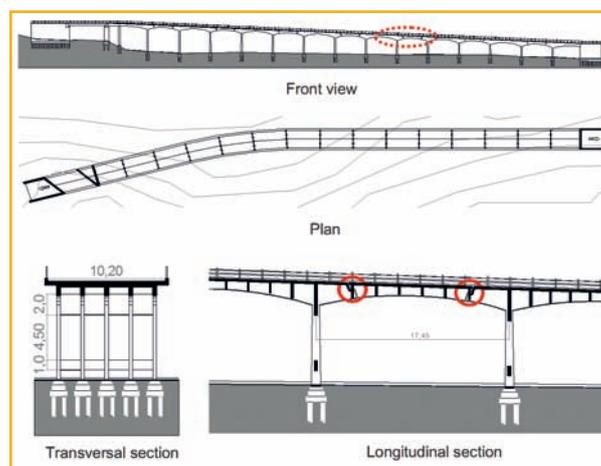


Figure 1. Vasto Marina viaduct

The bridge has a sharp bent about 1/3 from the south end. The bridge is irregular in plan and height. The exact construction date is unknown, but based on the design details and the state of conservation it was most likely built in the 1960s. The bridge is located near the Adriatic seacoast and some of the steel reinforcement is badly rusted. The bridge is separated into 7 sections by 14 Gerber hinges. The superstructure is partly continuous, with Gerber beams connecting the continuous sections of the bridge. The superstructure consists of 5 longitudinal precast prestressed concrete beams connected by transverse beams, which carry a cast-in-place reinforced concrete deck. The piers consist of multi-column bents connected by transverse beams above the foundations and by a cap beam at the top. The columns have variable height and have tapered sections. It was possible to retrieve some of the original drawings used at the time of construction; however it was necessary to complete this information with an accurate geometric survey. A limited number of on site non destructive tests were carried out to evaluate the concrete compressive strength. The average concrete cylinder strength, f_{cm} is assumed to be 20 MPa. The steel is assumed to have an average yield strength of 315 MPa. As indicated by OPCM 3431 (2005), the average material strengths are used for the analyses. The pier longitudinal steel reinforcement consists of 10 28 mm diameter bars. The stirrups have a 8 mm diameter and are spaced at about 15 cm. The structure sits on type C subsoil: deep deposits of dense or medium-dense sand, gravel or stiff clay (Soft Soil - OPCM 3431, 2005). Four hazard levels are possible according to the new Italian seismic codes (OPCM 3431, 2005). The a_g value is selected with reference to the return period of the seismic action for the severe damage limit state (or equivalently the reference probability of exceedance in 50 years). For this site, which is zone 3, the a_g value is 0.15g.

3. VIADUCT NUMERICAL MODEL

The dynamic behavior of simple bridges can be usually described by a limited number of vibration modes, with the fundamental period and mode shape providing a good indication of the bridge dynamic response. Also, many Italian long bridges, erected as simply supported multiple support girders, can be studied as separate structural subsystems, depending on the support details. Bridge systems with irregular geometry, such as the Vasto Marina viaduct, exhibit a complex dynamic response which cannot be captured in a separate subsystem analysis. The bridge is divided into frames by the Gerber hinges which act as

movable supports. In the longitudinal direction, these joints are simple rollers that make the frames behave separately. Each frame develops its own characteristic dynamic response. Transversally, the hinges are restrained and do not allow any movement. Therefore, the single bent cannot be analyzed independently. Furthermore, the longitudinal girder direction changes, thus there is coupling between the longitudinal and transverse directions of the different bent supports. For these reasons, a global model of the entire bridge is built, with particular care on the joint and node models. Two structural models are developed with lumped and distributed plasticity with the commercial program Midas Civil v. 7.1.2. (Midas 2006). The piers, the longitudinal girders and the girder transverse beams are idealized with nonlinear beam elements. The top deck is modeled with linear shell elements, as shown in Figure 2. The shell elements used have incompatible modes and drilling degrees of freedom. A total of 3173 nodes, 1611 beam elements and 1562 shell elements are used. Because Midas program does not include tapered elements for the nonlinear analyses, the tapered section piers are idealized with at least two elements. The Gerber support hinges are modeled with two overlapping nodes connected by equal displacement kinematic constraints in the x,y and z direction (equal constraints). The roller joints are modeled in a similar manner but the x direction is not constrained. In order to simulate correctly the flexural behavior of the piers in the longitudinal and transverse directions, two different constraints are inserted, as shown in Figure 2.

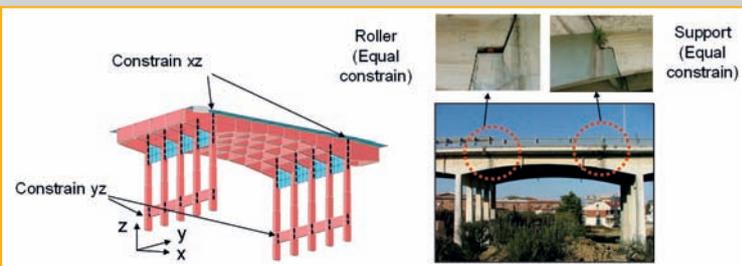


Figure 2. Numerical model

At the column top, the longitudinal girder blocks flexure in the x-z plane. Where the columns cross the transverse beam above the foundations, the transverse beam prevents flexure of the column in the y-z plane. Appropriate constraints are added to model the above behaviors. It is also worth pointing out that the transverse beams above the foundations create short columns that typically attract large shear forces. The multicolumn bents are numbered from 1 to 14 from south to north, as shown in Figure 3.

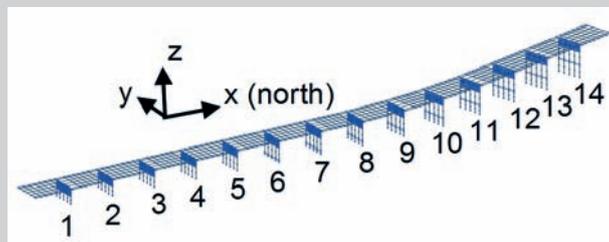


Figure 3. Bent number

4. VIADUCT NUMERICAL MODEL

The vertical and lateral forces cause cracking of the reinforced concrete piers. This implies a reduction in the pier flexural stiffness and therefore a softer dynamic behaviour than the elastic response of the bridge. This issue is of interest in the lumped plasticity model, where all elements remain linear elastic until the plastic hinges form, and nonlinearities are lumped at the plastic hinge locations only. The amount of stiffness reduction depends on the member ductility. The more ductile the piers are, the higher the reduction of the flexural stiffness. EC 8 Part 2 (2005) suggests to use the effective flexural stiffness calculated on the basis of the secant stiffness at the theoretical yield point for reinforced

concrete members in bridges designed for ductile behaviour, whereas for structures with limited ductile behaviour, EC 8 suggests to use either the secant stiffness (or effective stiffness, defined in the following paragraph) or the flexural stiffness of the uncracked gross concrete sections. Since the bridge members have limited ductility, for comparison purposes RSA and NPO with the lumped plasticity model are carried out with both uncracked and effective stiffness. The effective stiffness is idealized reducing the section moment of inertias and is calculated as follows:

$$(1) \quad I_{eff} = \nu \cdot \frac{M_R(N)}{\phi_y E_c}$$

where E_c is the concrete elastic modulus, ν is a correction factor which takes into account the higher stiffness of the uncracked length of the pier, M_R is the design ultimate moment under a constant applied axial force and ϕ_y is the section yield curvature. The values of ν and ϕ_y are obtained with a bilinear approximation of the moment-curvature curve obtained from the section analysis of every pier. The axial force considered is that of the gravity loads only. The secant stiffness of the equivalent bilinear curve connects the origin with the yield point in such a way that the areas A and B are equal as shown in Figure 4.

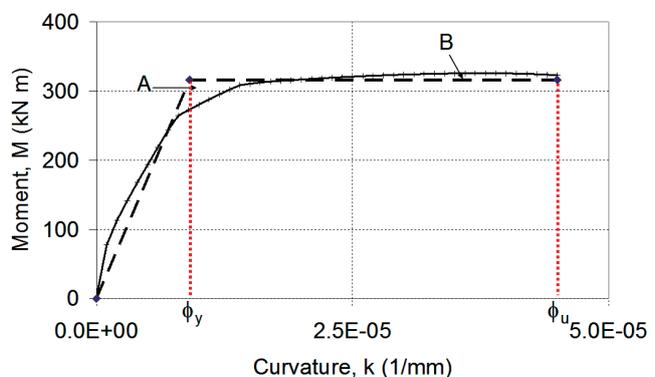


Figure 4. Moment-curvature and equivalent bilinear curves at constant axial load $N = -822$ kN for the east-end pier in bent 1

The ultimate curvature ϕ_u in Figure 4 is found from a section analysis, using the nonlinear concrete and steel laws of Eurocode 2 (2005) and setting the ultimate concrete strain $\epsilon_{cu} = 0.0035$. Figure 4 shows the section analysis results in the longitudinal direction for the base section of the east-end pier of bent 1 (labeled Pier 1A). The uncracked-to-effective stiffness ratios along both directions for Pier 1A ($H=0.7$ m, $B=0.35$ m) are 0.72 and 0.5 in the longitudinal and transverse direction respectively. This procedure is applied for every bridge pier. The average ratio is 0.7 in the longitudinal direction and 0.5 in the transversal direction.

5. LINEAR ANALYSIS (RSA)

The linear method of analysis used is the classical response spectrum analysis (RSA) according to OPCM 3431 (2005). The seismic design action, A_{Ed} , is expressed in terms of the reference seismic action, A_{Ek} , associated with a reference probability of exceedance, P_{NCR} , in

$$(2) \quad A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek}$$

50 years or a reference return period, T_{NCR} , and the importance factor γ_I ; The Vasto Marina viaduct can be classified as class I bridge and the importance factor value given in OPCM 3431 (2005) is $\gamma_I = 1.3$. Since the structure has limited ductility, the behavior factor q_l in the longitudinal direction is set equal to 1.5. In the transverse direction, the pier bases are quite squat and prone to shear failure, therefore the behavior factor, q_t is set equal to 1.0. Two analyses are performed with uncracked and effective stiffness for the piers. The bridge deck between two Gerber

hinges behaves independently in the longitudinal direction, but not in the transversal direction. The first fundamental mode in the transverse direction for the analysis performed with the effective stiffness is the 6th global mode, with a 0.6 sec period and a mass participation factor of 59% in the global transverse direction y . It is interesting to note that performing the analysis with the uncracked section, not only, as expected, the periods decrease because of the higher pier stiffness, but also the mass participation factors change. This happens because some of the mode shapes change. Because of these changes the seismic forces may be redistributed differently and the uncracked section analysis may be unconservative. The vibration modes are combined using the

$$(3) \quad E_d = G_k \text{ "+" } A_{Ed}$$

CQC method. The multidirectional combination used is the 100/30 rule (OPCM3431, 2005). The design value E_d of the action effects in the seismic design load combination is found as follows (OPCM3431, 2005): where "+" implies "to be combined with" and G_k are the actions due to the characteristic values of the gravity loads. First, the results obtained using the effective stiffness are presented. Shear and flexural design checks of the pier critical sections are performed. The piers subjected to highest design forces are the less slender located at the bridge south end. For the design spectrum used, the bridge capacity is well below the demand. The shear design forces calculated are: $V_{Sdx} = 441$ kN (longitudinal direction) and $V_{Sdy} = 460$ kN (transverse direction). The shear strengths of Pier 1A are $V_{Rdx} = 276$ kN and $V_{Rdy} = 136$ kN in the longitudinal and transverse directions, respectively. The maximum peak ground acceleration that can be sustained by the bridge according to the RSA is $a_g = 0.04g$. The same analysis is performed using the uncracked section properties and a design spectrum with $a_g = 0.04g$. In this case both the flexural and shear demands are higher than the section capacities. In the case of Pier 1A the analysis carried out with the uncracked section is more conservative. The maximum peak ground acceleration that the bridge can withstand in shear using the uncracked section properties is $a_g = 0.03g$.

6. PUSHOVER ANALYSIS

The NPO consists of applying monotonically increasing constant-shape lateral load distributions to the structure under consideration. The viaduct model is three-dimensional, because of the plan irregularity of the structure. Two separate analyses with lateral loads applied in one direction only are performed with the aim of finding the ratio, α_u/α_l , that is the ratio between the ultimate base shear and the base shear at the formation of the first plastic hinge. In addition, the NPO can provide information on the plastic hinge formation sequence and to check the structural performance for given design target displacements. In the longitudinal direction, the section between the Gerber hinges are considered dynamically independent and therefore the piers are considered as a single-degree of freedom oscillator. Two load distributions are applied to each bent: one proportional to the masses multiplied by the first mode shape and the second one proportional to the masses. In the transverse direction, the load distributions are applied to the entire bridge model. The NPO is performed with the lumped plasticity model only. Two hinge types are defined: one to simulate the flexural behavior (deformation controlled) and the other one to simulate the shear behavior (force controlled). The deformation controlled hinges are modelled with M-k curves according to the FEMA 356 (2000) Seismic Rehabilitation Guidelines for Buildings, and the force controlled hinges are modelled assigning the shear strengths computed with Eurocode 2 (2005). For each NPO in the longitudinal direction, a node at the pier top is selected as reference point, whereas in the transverse direction the centroid of the deck is selected as reference point. As indicated in Linee Guida (2005) and Eurocode 8 (2005), the target displacement d_T is computed with a modal analysis performed with an elastic response spectrum. The target displacement represents the displacement that the reference point has to reach for each analysis for a given limit state. The capacity curve obtained with every analysis is approximated by an energy-equivalent bilinear curve. In

the longitudinal direction, α_u/α_l is approximately equal to 1.4. This results seems to justify a selection of $q_l = 1.5$, given the limited ductility offered by the structure in the longitudinal direction. In the transverse direction the curve remains elastic until the formation of the first hinge. The first hinge is force-controlled and corresponds to shear failure of one of the piers of bent 1. A behavior factor q_t equal to 1 seems to be appropriate in the transversal direction.

7. TIME HISTORY ANALYSES

NTH are performed with the program Midas Civil v. 7.1.2. (Midas 2006), using distributed plasticity, force-based, fiber-section frame elements. To perform the analysis, seven pairs of recorded accelerograms are used. The accelerograms have magnitudes, source distances, and mechanisms consistent with those that define the design seismic input. These earthquake records are part of a suite of ground motions that comply with the requirements of the new Italian seismic codes, OPCM 3431 ($a_g = 0.15g$, Type C Subsoil). They can be found at the website: <http://reluis.rdm-web.com/pagine/Accelerogrammi.htm> (file C3 (cor).zip). The main requirement is that the average spectral ordinates of the seven records must match (with a small tolerance), the elastic code spectrum. In particular, the average recorded spectral ordinates must not underestimate the code spectrum ($a_g = 0.15g$) by not more than 10% over a broad period range. Rayleigh damping ratio is used for the analysis. The first longitudinal mode and the first transversal mode (6th mode) are assigned a damping ratio of 0.02. As previously stated, average material strength properties are used. The concrete is modeled using the Kent and Park model, whereas the steel is modeled using the Menegotto-Pinto model. The concrete section are not well confined by the stirrups, thus a brittle concrete post peak stress-strain behavior is used. The sections are subdivided into 10x10 fibers. Because program Midas does not include tapered elements, the tapered piers are modeled with at least two elements and every element is integrated with 3 Gauss-Lobatto points. In the longitudinal direction, the pier height varies between 3 meters (Bent 1) and 10 meters (Bent 14), and the length of the first Gauss-Lobatto point varies between 250 mm and 367 mm. The base section dimensions of bent 1 are $h=700$ mm and $b=350$ mm, whereas the base section dimensions of bent 14 are $h=880$ mm and $b=350$ mm. The length of the first Gauss point was selected to match as close as possible the plastic hinge length L_p in the longitudinal direction. The piers

$$(4) \quad L_p = 0,10L + 0,015 f_{yk} d_{bl}$$

are expected to fail predominantly in flexure in the longitudinal direction. The plastic hinge length is found according to the following expression (EC8/2005):

where L is the distance from the end section of the plastic hinge to the point of zero moment in the pier (shear span length), f_{yk} is the steel characteristic yield strength [MPa] and d_{bl} is the diameter of the longitudinal reinforcement.

Assuming L equal to half of the column height, $f_{yk} = 315$ MPa and $d_{bl} = 28$ mm, L_p for bent 1 is 282.3 mm and for bent 14 is 379.3 mm. Both values are similar to the length of the first integration point. As for these two bents also the other length of the integration points were calibrated to match the plastic hinge lengths. The design base acceleration for the site is $a_g = 0.15g$.

The accelerograms used to perform the NTHs in the X and Y directions are: (NTH1, 000333xa, 000333ya), (NTH2, 000600xa, 000600ya), (NTH3, 000879xa, 000879ya), (NTH4, 001312xa, 001312ya), (NTH5, 001726xa, 001726ya), (NTH6, 006918xa, 006918ya), (NTH7, 007329xa, 007329ya). Both the ensemble of the 14 accelerograms and the ensemble of the 3 accelerogram pairs, NTH1, NTH3 and NTH5 satisfy the response spectrum compatibility requirements of OPCM3431 (2005). Five incremental dynamic analyses (IDA) are performed with 3 the accelerogram pairs, NTH1, NTH3 and NTH5 for $a_g = 0.15g, 0.12g,$

0.09g, 0.06g and 0.03g. The absolute maximum values (as indicated by Eurocode 8, 2005) obtained with the three analyses are considered.

The shear strength is checked using the Eurocode 2 (2005) formulas, based on the modified compression field theory. The results obtained from the 3 accelerogram pairs using the maximum shear forces indicate that for $a_g = 0.03g$ the piers do not fail. The first pier to fail in the longitudinal direction is in bent 1 for an acceleration $a_c = 0.06g$. For an acceleration $a_g = 0.15g$ nearly all the pier columns fail in shear. The members sections are assumed to fail in flexure when the ultimate concrete strain, $\epsilon_{cu} = 0.0035$ is reached. The high torsion of the first bent causes failure of the outmost external column, labeled Pier 1A. The base section at flexural failure is shown in Figure 5. The high biaxial bending causes a remarkable neutral axis rotation.

The maximum concrete strain and shear forces reached at the Pier 1A base for $a_g = 0.06g$ are shown in Table 1. If only three pairs of accelerograms are considered $\epsilon_{cmax} = 0.00353$, $V_{Sdx,max} = 254.9$ kN and $V_{Sdy,max} = 228.5$ kN whereas the average of the results obtained with 7 pairs of accelerograms provide design values of $\epsilon_{cmax} = 0.00318$, $V_{Sdx,max} = 190.3$ kN and $V_{Sdy,max} = 162.9$ kN.

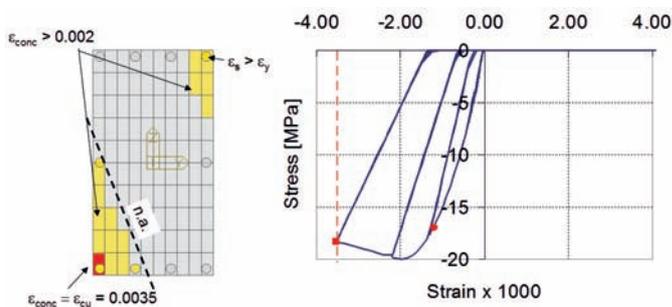


Figure 5. Base section at failure

In order to evaluate the maximum peak ground acceleration that the bridge can withstand, it is necessary to also account for the importance factor $\gamma_I = 1.3$. Therefore, considering the maximum results of three accelerograms, the acceleration which causes flexural failure of the bridge is 0.046g, whereas the shear failure acceleration is 0.028g. If the average of the results obtained with 7 accelerograms is considered, the peak ground accelerations that induce failure increase by about 10%.

Table 1 Maximum concrete strain and maximum shear at the base of column A			
	ϵ_{cmax} Strainx1000	$V_{Sdx,max}$ kN	$V_{Sdy,max}$ kN
NTH1	3.53	198	201.7
NTH2	1.11	139.2	117.3
NTH3	3.32	254.9	219.9
NTH4	0.55	110.3	44.9
NTH5	2.38	200	228.5
NTH6	0.85	150	102
NTH7	10.57	279.8	226

8. CONCLUSIONS

The main findings of this paper are summarized in hereafter. The Vasto Marina viaduct has a high risk of failure for the design seismic input corresponding to the severe damage limit state (reference return period of 50 years). The maximum peak ground accelerations that the viaduct can withstand according to RSA and NTH analyzes are similar if the uncracked section properties are used for the RSA. This result indicates

that for bridges with limited ductility capacity, the uncracked sections may be used for the analyses. The NPO analyses are performed separately for each direction. In the case of irregular bridges, with high torsional forces and high biaxial bending the NPO appears to be difficult to apply and unreliable. On the other hand, the behavior factors predicted with the NPO in the longitudinal and transverse directions seem to confirm the values originally selected for the RSA analysis. In several codes the ultimate bending capacity is estimated on the basis of the ultimate chord rotation. For example, Eurocode 8 (2005) uses the following formula:

$$(5) \quad \theta_{p,u} = (\Phi_u - \Phi_y) L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L}\right)$$

where Φ_u is the ultimate curvature, Φ_y is the yielding curvature, L_p is the plastic hinge length and L is the distance from the end section of the plastic hinge to the point of zero moment in the pier (shear span length). The formula was calibrated on the basis of simple bending tests. How reliable (and accurate) is the above approach for biaxial bending checks, such as those necessary for the bridge studied in this paper? Moreover, how can L be defined in the case of biaxial bending? It appears that further investigations are needed to improve the current design guidelines for seismic vulnerability assessment of existing concrete bridges.

This paper presents the results of an ongoing effort. Further studies are necessary to test and improve the nonlinear methods of analyses currently included in seismic design codes. Such nonlinear methods, and in particular nonlinear dynamic analyses, appear to be the only logical and physically motivated approach to the study of older bridges, originally conceived and built without considering modern concepts of capacity design.

REFERENCES

- Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, G.M. [1996]: *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons, Inc., New York, NY 10158-0012.
- Iervolino, I., Maddaloni, G., Cosenza, E. [2006] "Unscaled real record sets compliant with Eurocode 8," *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland.
- MIDAS [2006]: *Civil Analysis Reference Manual*, Civil (v7.12 Release No. 1) Midas Information Technology Co. Ltd., 2006
- OPCM 3431 [2005]: *Ulteriori modifiche ed integrazioni all'OPCM3274*, (in Italian, *Technical Norms for design, evaluation and seismic rehabilitation of buildings*).
- Linee Guida per la Valutazione della Sicurezza Sismica dei Ponti Esistenti, Bozza 1, Progetto DPC - ReLuis 2005-2008, Linea 3: *Valutazione e Riduzione del Rischio Sismico di Ponti Esistenti, January [2005]* (in Italian, *Design Guidelines for Evaluating the Seismic Safety of Existing Bridges, Draft*), personal communication.
- FEMA 356 [2000]: *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Prepared by *American Society of Civil Engineers*, Washington, D.C. (U.S.A.), November.
- Eurocode 2 [2005]: *Design of Concrete Structures*, European Committee for Standardization.
- Eurocode 8 [2005]: *Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1*, European Committee for Standardization.
- Eurocode 8 [2005]: *Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 2*, European Committee for Standardization.
- OPCM 3274 [2003]: *Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 e successive modificazioni e integrazioni. Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici* (in Italian, *Technical Norms for design, evaluation and seismic rehabilitation of buildings*).
- SAP2000, V10. [2006]: *Computers & Structures, Inc., 'SAP2000 - Integrated Software for Structural Analysis & Design, Technical Reference Manual*

I. INTRODUZIONE

Negli ultimi decenni la necessità di trovare nuove soluzioni per la viabilità e per il trasporto delle merci ha portato ad uno sfruttamento del sottosuolo utilizzando tecniche di scavo sempre più avanzate, in modo tale da limitare al massimo le interferenze con le attività superficiali e i rischi connessi con lo scavo stesso. In particolare l'utilizzo di TBM-EPB per lo scavo in area urbana ha permesso di realizzare nuovi tunnel in tempi rapidi grazie ad una tecnologia in grado di garantire un'elevata velocità di avanzamento e l'installazione in tempo reale del rivestimento definitivo, riuscendo a minimizzare i cedimenti indotti in superficie, il tutto in massima sicurezza.

La tecnologia delle TBM è in continua evoluzione: si pensi alla TBM dal diametro record di 15,15 metri usata recentemente per la costruzione del bypass di Madrid M30, che ha permesso di scavare 25 metri al giorno senza cedimenti superficiali rilevanti. D'altra parte, i recenti progressi nella modellazione numerica di problemi geotecnici permettono di risolvere complessi problemi tridimensionali con il supporto di codici di calcolo basati prevalentemente sul metodo degli elementi finiti (FEM). Appare quindi naturale servirsi dell'aiuto dei suddetti codici di calcolo per fornire un importante supporto alla progettazione ed al monitoraggio di scavi di tunnel in area urbana, mediante la stima dei cedimenti superficiali indotti e lo studio di misure atte ad evitare impatti negativi dovuti allo scavo.

In questa sede si vuole porre l'attenzione su quali siano i punti fondamentali da tenere in mente nella modellazione dello scavo mediante TBM, dagli aspetti più teorici a quelli più pratici legati all'utilizzo del software Midas-GTS. In conclusione saranno mostrati dei risultati numerici relativi ad un'analisi di tunnelling per la realizzazione della nuova Linea 5 della metropolitana a Milano.

2. Aspetti fondamentali per la modellazione 3D di TBM

In via preliminare vengono ora analizzati alcuni aspetti significativi riguardo alla modellazione tridimensionale di problemi di tunnelling: dapprima verrà posta l'attenzione sulla scelta di un adeguato modello costitutivo per il terreno e successivamente si individueranno i fattori geometrici e fisici più importanti da tenere in considerazione nella modellazione di una TBM-EPB, con particolare riferimento al software Midas-GTS.

2.1 Influenza del modello costitutivo sui cedimenti superficiali

Per studiare l'influenza del legame costitutivo utilizzato per la modellazione del comportamento del terreno è stata presa

in considerazione la simulazione dello scavo di una macchina spingitubo (Fig. 1).

Un'apparecchiatura analoga è stata utilizzata per lo scavo di un piccolo tunnel al di sotto della tangenziale Ovest di Milano ad una profondità uguale a 1,5 volte il diametro del tubo ($D = 3,0$ m). È stato quindi predisposto un dettagliato modello numerico 3D in grado di simulare lo scavo e l'avanzamento del tubo all'interno di un dominio diviso secondo la reale stratigrafia. Per considerare il complesso comportamento tenso-deformativo del terreno (dipendente dalla storia di carico, fortemente non lineare, dipendente da condizioni drenate o non drenate, etc...) sono stati presi in considerazione tre differenti modelli costitutivi.

Nella prima ipotesi si è utilizzato un modello elastico lineare isotropo (EI) in grado di simulare correttamente solo la fase iniziale elastica del comportamento (Fig. 2a), in cui viene considerata un'infinita resistenza a compressione e a trazione con rigidità costante:

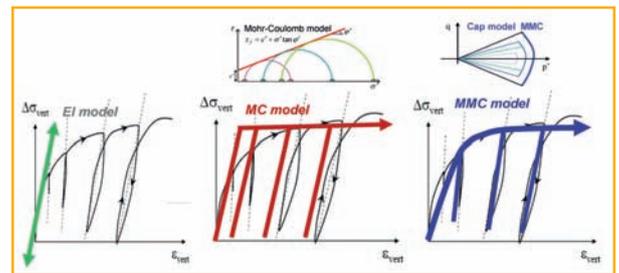


Fig.2: Simulazione qualitativa di una prova triassiale di un terreno dei modelli costitutivi: a) elastico lineare isotropo (EI); b) Mohr-Coulomb (MC); c) Mohr-Coulomb Modificato (MMC)

in questo caso vengono completamente ignorati il comportamento non lineare del terreno, la resistenza ultima e la presenza di deformazioni irreversibili dopo la fase di scarico. È quindi evidente che un modello del genere non è in grado di descrivere adeguatamente il reale comportamento del terreno essendo quantomeno necessario tenere conto degli effetti della plasticità.

Il secondo caso introduce l'ipotesi di comportamento elasto-plastico per il terreno, secondo il criterio di rottura di Mohr-Coulomb (MC) abbinato ad un comportamento elastico lineare isotropo: è subito evidente come l'introduzione di un involucro di rottura permetta di cogliere lo stato di rottura e le deformazioni irreversibili indotte dalla plasticità (Fig. 2b). Pur considerando la stessa rigidità sia in fase di carico che in fase di scarico, l'impiego del criterio di Mohr-Coulomb permette di descrivere le caratteristiche principali di un terreno tramite pochi parametri: per queste ragioni il suo utilizzo è molto diffuso nella pratica ingegneristica.

Il terzo modello costitutivo, denominato Mohr-Coulomb Modificato (MMC), permette, sulla base del classico criterio di Mohr-Coulomb, di considerare una maggiore rigidità in fase di scarico/ricarico, introducendo un'ulteriore superficie di plasticizzazione funzione della pressione di confinamento (Fig. 2c). In questo caso è possibile riprodurre in maniera più accurata il reale comportamento del terreno con l'introduzione di un numero maggiore di parametri. Tutti i modelli illustrati sono stati calibrati sulla base di risultati sperimentali ottenuti da prove in situ. I risultati delle analisi sui cedimenti indotti dallo scavo mediante spingitubo hanno dato esiti diversi a seconda del modello

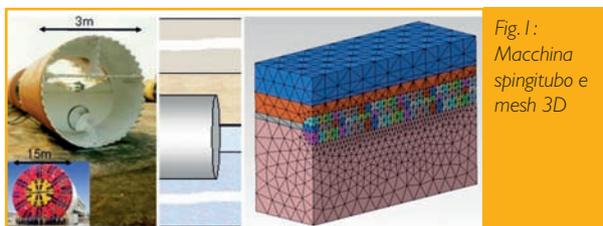
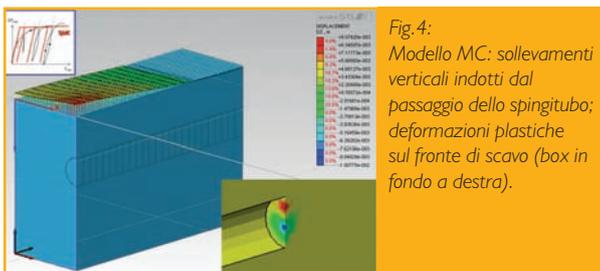
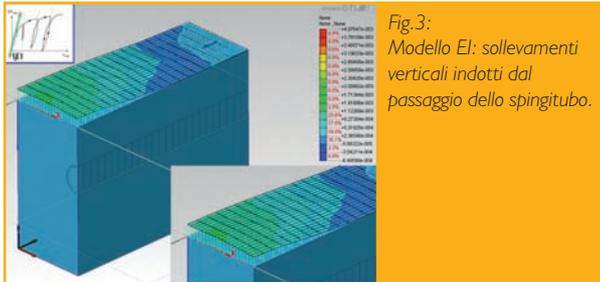
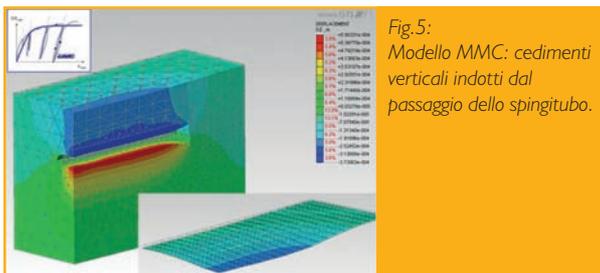


Fig. 1: Macchina spingitubo e mesh 3D

costitutivo utilizzato: nel caso elastico (E) si possono notare dei sollevamenti del piano campagna in conseguenza del passaggio dello spingitubo (Fig. 3). Questi risultati appaiono immediatamente inaccettabili e sono giustificabili ricordando che il legame elastico prevede l'assunzione della medesima rigidità sia per la fase di carico che per quella di scarico/ricarico: infatti, nel caso di scarico elastico indotto da uno scavo, il peso del terreno rimosso non viene sufficientemente compensato dalla presenza del tubo in acciaio e genera significativi spostamenti nella direzione negativa dell'asse verticale (considerando positivi i cedimenti verso il basso) (Di Prisco, 2007). Stessi risultati vengono ottenuti utilizzando il modello MC (Mohr-Coulomb), dato che le deformazioni plastiche sono concentrate esclusivamente sul fronte di scavo e non sono in grado di influenzare la deformata del piano campagna (Fig. 4).

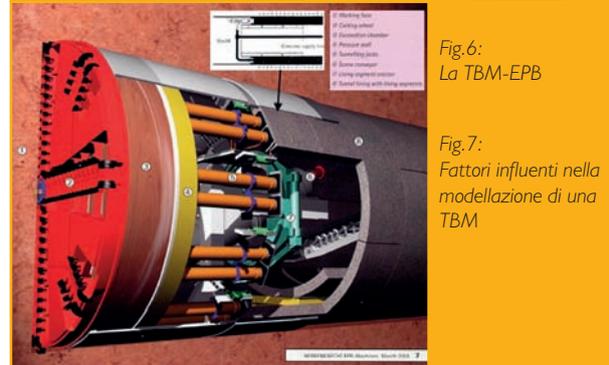
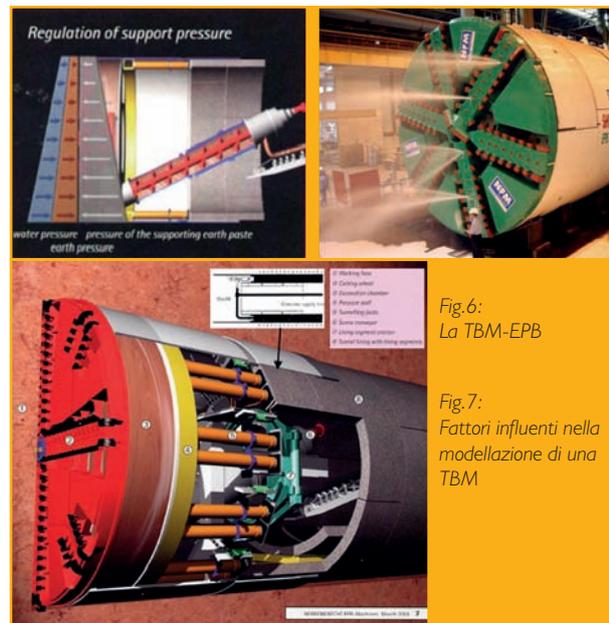


Al contrario, risultati accettabili si ottengono esclusivamente nel terzo caso, quando si considera una differente rigidità in fase di scarico/ricarico: utilizzando il modello costitutivo Mohr-Coulomb Modificato (MMC) è possibile ottenere una corretta Gaussiana dei cedimenti superficiali (Fig. 5).



2.2 Aspetti chiave nella modellazione numerica

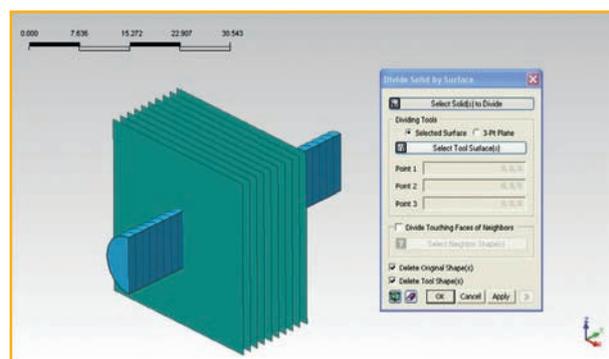
Al fine di modellare correttamente l'avanzamento di una TBM-EPB (Fig. 6) è necessario comprendere quali siano i fattori determinanti nell'influenzare i risultati finali in termini di cedimenti superficiali. Un approccio adeguato deve tener conto dei seguenti fattori: 1) pressione al fronte; 2) pressione di grouting modellata come una pressione idraulica fra terreno e conchio; 3) rivestimento definitivo e scudo della TBM modellati con una serie di elementi plate; 4) conicità dello scudo; 5) pressioni dei martinetti applicate sull'ultimo conchio installato. (Fig. 7) L'avanzamento della TBM è simulato mediante la definizione di successive fasi costruttive (Construction



Stages): la TBM avanza gradualmente all'interno del dominio (vengono disattivati gli elementi scavati e attivati quelli dello scudo) con il sostegno al fronte generato dall'imposizione di una pressione lineare. Non appena lo scudo è interamente penetrato all'interno del dominio viene installato il primo conchio di rivestimento e vengono applicate su di esso le forze dei martinetti; in una fase successiva viene attivata la pressione di grouting immediatamente alle spalle dello scudo stesso. Dopo un certo numero di fasi, dipendente dalla proporzione fra velocità di avanzamento della TBM e velocità di indurimento del grouting, si attivano gli elementi che rappresentano il rivestimento definitivo, rimuovendo la pressione idraulica che simula il grouting non ancora indurito. La conicità dello scudo viene simulata introducendo un carico lineare sullo scudo che si deforma elasticamente permettendo di tener conto della riduzione del diametro in prossimità della coda.

2.3 Modellazione con Midas-GTS

Per ottenere un'adeguata modellazione con Midas-GTS occorre avere ben chiaro in partenza il modello che si vuole realizzare. È importantissimo creare una geometria che tenga conto di tutte le fasi di scavo che saranno effettuate utilizzando la funzione Divide solid by surface per creare le diverse 'fette' di terreno. (Fig. 8). Una volta realizzata la geometria e definite le proprietà dei materiali si può procedere con la creazione della mesh, che dovrà essere più fitta in corrispondenza delle zone critiche che si vogliono analizzare (es. il piano campagna per la valutazione dei cedimenti superficiali e il rivestimento per la valutazione delle azioni interne). Le mesh degli elementi bidimensionali (es. scudo, rivestimento) possono essere estratte dalle mesh 3D mantenendo intatta la connettività dei nodi.



Tuttavia, la fase di maggior complessità e interesse è senz'altro quella di definizione dei diversi carichi e delle varie fasi di scavo.

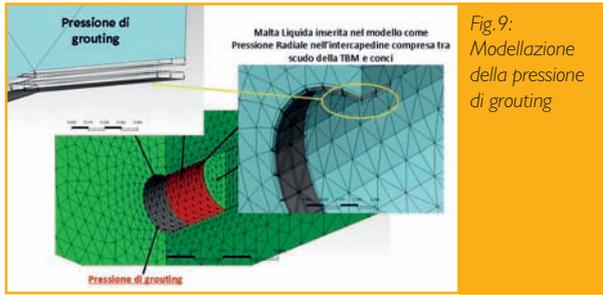


Fig. 9: Modellazione della pressione di grouting

Pressione al fronte e pressione di grouting

La pressione al fronte e la pressione di grouting sono simulate come Pressure Loads agenti sul terreno (Fig. 9): è possibile applicare il carico desiderato direttamente sulla superficie del solido creato e poi trasferire i carichi sugli elementi finiti mediante la funzione Transfer to FE.

Conicità

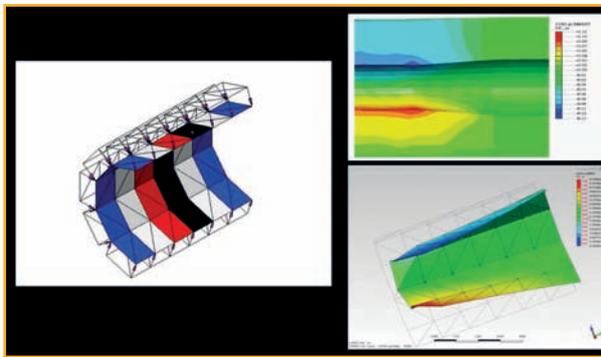


Fig. 10: Modellazione della conicità

La conicità dello scudo della TBM viene simulata mediante l'applicazione di un carico triangolare in grado di garantire la riduzione del diametro desiderata (Fig. 10); occorre prestare molta attenzione alla definizione di differenti carichi in grado di tener conto delle differenti situazioni che si creano con l'avanzamento dello scudo all'interno del dominio.

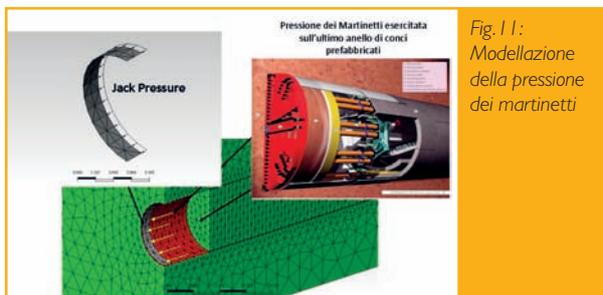


Fig. 11: Modellazione della pressione dei martinetti

Pressioni dei martinetti (jack pressures)

La pressione esercitata dai martinetti sull'ultimo conchio di rivestimento installato viene modellata con un semplice carico lungo uno spigolo (Edge pressure) (Fig. 11). Anche in questo caso è opportuno definire differenti set di carico per le varie fasi di scavo.

Definizione dei Construction Stage

La simulazione di uno scavo per fasi richiede una sequenza di diverse operazioni quali l'attivazione o la disattivazione di diversi elementi e carichi. Una strategia vincente per semplificare queste operazioni è offerta dal Stage Definition Wizard, che permette di automatizzare la procedura per fasi, previa rinominazione

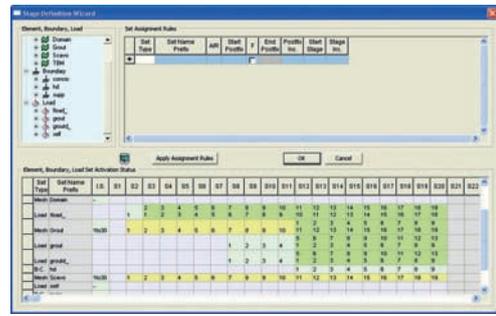


Fig. 12: Schermata dello Stage Definition Wizard

dei differenti mesh e load sets (Fig. 12). È infatti fondamentale riordinare (Rename mesh set) le diverse mesh con cui si opera onde evitare confusione nella fase di definizione dei diversi stages.

3. Case history: back-analysis e previsione dei cedimenti per la linea 5 della Metro di Milano

La modellazione vista nei paragrafi precedenti è stata applicata al caso della linea 5 della Metro di Milano per riuscire a valutare i cedimenti superficiali indotti dal passaggio della TBM in alcune zone critiche. Dopo una calibrazione del modello sulla base dei cedimenti monitorati in una sezione nota (Fig. 13) è stata modellata la geometria del caso in esame, ovvero il passaggio del tunnel al di sotto di due ponti ferroviari in prossimità di diversi edifici (Fig. 14 - Fig. 15).

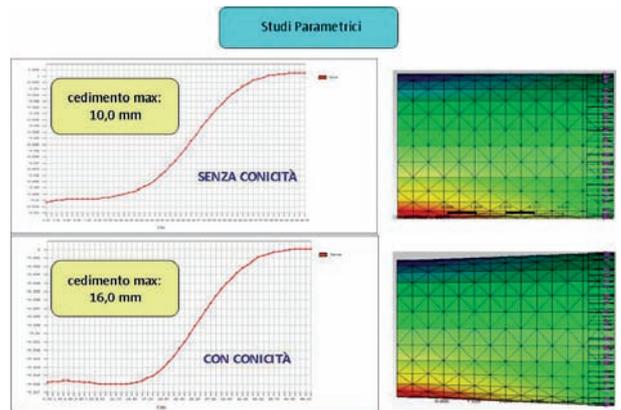


Fig. 13: Back-analysis su una sezione nota

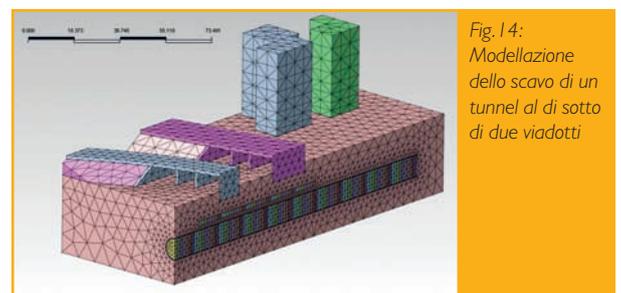


Fig. 14: Modellazione dello scavo di un tunnel al di sotto di due viadotti

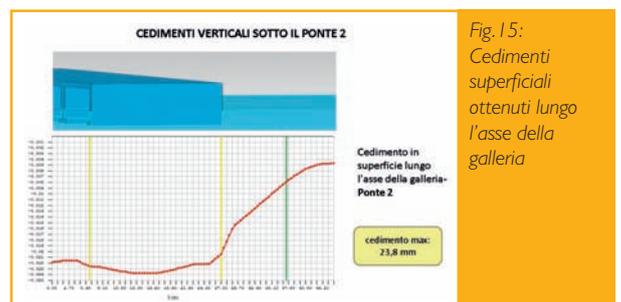


Fig. 15: Cedimenti superficiali ottenuti lungo l'asse della galleria

I risultati ottenuti con quest'analisi sono stati paragonati con quelli ottenuti da un'analisi analogica in cui è stato aggiunto un arco di consolidamento intorno al tunnel per simulare l'effetto delle iniezioni di grouting effettuate per migliorare le proprietà del terreno (Fig. 16): si può notare che nel caso di consolidamento del terreno i cedimenti ottenuti si riducono di circa il 50% (Fig. 17).

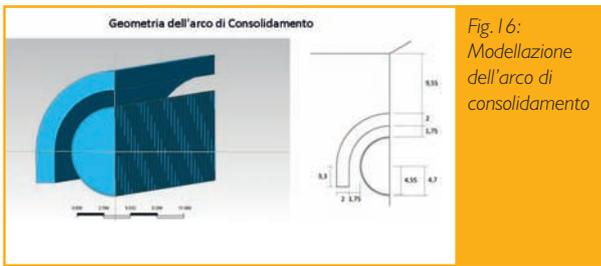


Fig. 16: Modellazione dell'arco di consolidamento

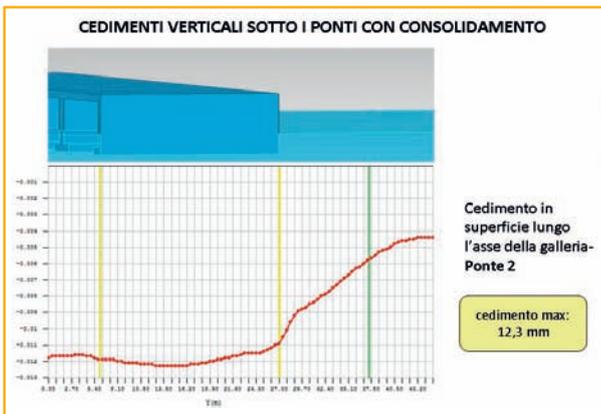


Fig. 17: Cedimenti superficiali ottenuti lungo l'asse della galleria (caso con consolidamento)

Ringraziamenti

Gli autori desiderano ringraziare: il prof. Roberto Nova per i preziosi ed istruttivi insegnamenti inerenti la meccanica delle terre ed in particolare la modellazione costitutiva.

Bibliografia

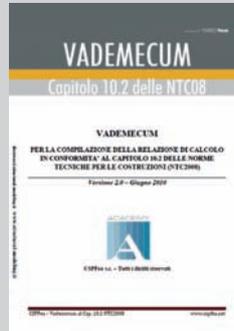
Betti D. (2007). Nuove tecnologie per realizzare gallerie urbane di grande diametro minimizzando l'impatto sulla città di Milano: contenimento dei cedimenti mediante impiego di TBM, Progetto di ricerca, Politecnico di Milano.

Cavagna B., Chiorboli, M. (2004): The use of EPB tunnelling machine in the Milan subsoil: the line 1 extension of the Milan Tube to the new Fair Complex, Conference Proc. of the International Congress on "Mechanized Tunnelling: Challenging Case Histories", Torino 2004.

Di Prisco C. (2007). Criteri di scelta nella modellazione costitutiva, Atti del XXIII Convegno Nazionale di Geotecnica, Abano Terme (PD) 16-18 Maggio 2007.

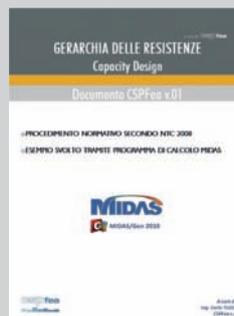
22/24 Settembre 2010 - Venezia: 34th IABSE Symposium
Per informazioni iabse2010@iuav.it

Edizioni CSPFea



“VADEMECUM per la compilazione della Relazione di Calcolo in Conformità al Capitolo 10.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2008)”
Paolo Segala, Edizioni CSPFea, 2010. € 25,00

Il Paragrafo 10.2 delle NTC2008, esamina la questione della validità dei risultati e indica due metodi per raggiungere tale obiettivo: la verifica dell'affidabilità dei risultati e la corretta presentazione degli stessi. Il Vademecum affronta i vari punti del Paragrafo 10.2 e si sofferma sui criteri e sui metodi di validazione di modelli numerici eseguiti con software FEM presentando una serie di "checklist" con i quali il progettista può impostare delle procedure di verifica e di validazione dei modelli di calcolo.



“Gerarchia delle resistenze. Capacity Design”
Carlo Tuzza, Edizioni CSPFea, 2010. € 25,00

La pubblicazione affronta il criterio della Gerarchia delle Resistenze (o, in inglese, Capacity Design), come introdotto di recente nelle NTC2008 e già presente, in forma leggermente diversa, nell'Eurocodice EC8.

Il documento è corredato di una serie di esercizi svolti con l'aiuto della procedura implementata in MIDAS/Gen 2010, conforme sia all'EC8 che alle NTC2008.

In Libreria



“Calcolo strutturale agli elementi finiti” e “Analisi modale ragionata”
Paolo Rugarli, EPC Libri, 2004 e 2005. € 65,00 cad.

Si tratta di due testi di consultazione fondamentale per coloro che vogliono apprezzare la tematica della validazione del calcolo strutturale effettuata con l'uso di programmi numerici. Sono molti gli spunti che abbiamo trovato interessanti. Nel primo si affrontano in maniera estesa i problemi legati alla modellazione numerica delle strutture in generale, mentre il secondo approfondisce la modellazione quando si affronta una analisi modale, con tutte le attenzioni che tale analisi richiede. I due testi sono stati di fondamentale supporto per l'elaborazione del Vademecum di CSPFea.



“Blast effect on buildings”
Edited by G.C.Mays and P.D.Smith, Thomas Telford, Rist. 2001. € 52,00

Il tema della robustezza strutturale è tornato alla ribalta con i drammatici eventi terroristici degli ultimi anni. Le stesse NTC2008 citano il tema e richiedono una analisi che responsabilizzi il progettista su questo argomento non banale. Questo libro introduce alla comprensione dei fenomeni che stanno alla base delle esplosioni e degli effetti che esse producono sugli edifici, mediante delle linee guida di base che con metodi semplificati permettano di affrontare verifiche locali ed, in casi semplici, quelle globali

midas Gen 2010

il software internazionale adeguato alla normativa italiana



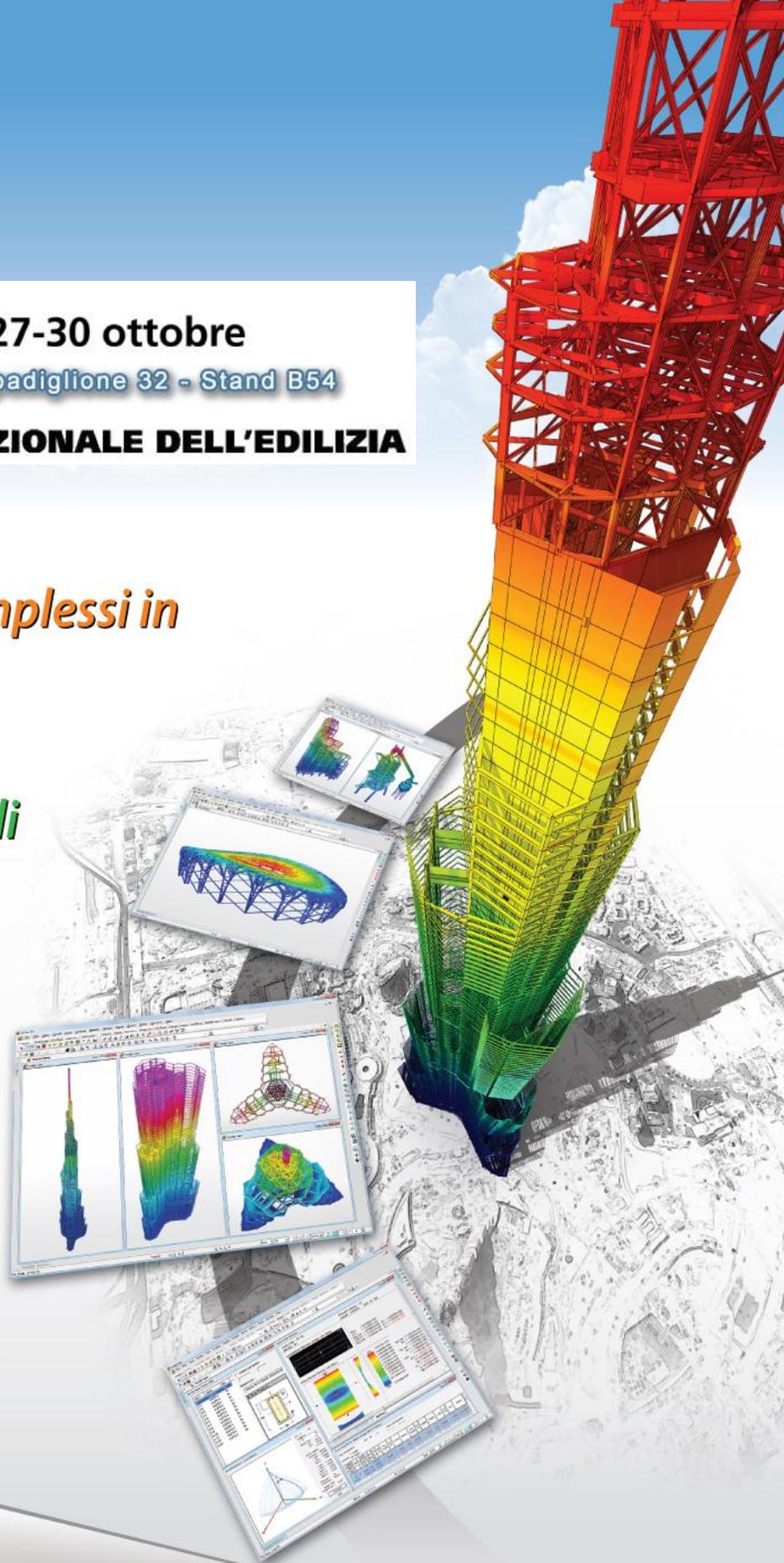
Bologna 27-30 ottobre
vieni a trovarci nel padiglione 32 - Stand B54

SALONE INTERNAZIONALE DELL'EDILIZIA

Risolvere i problemi complessi in modo semplice

Dalla Modellazione agli Elaborati Grafici sotto un unico marchio

Normative italiane, europee, internazionali



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

cspfea



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