

a cura di **csp fea**

STRUCTURAL

magazine di ingegneria strutturale

numero zero

MODELING



Periodico trimestrale di ingegneria strutturale - anno 1 n. 0 - Marzo 2010

NEWS EVENTI

International Diana
Users Meeting
a Brescia 17/18
giugno 2010

INTERVISTA

Le caratteristiche di
un software per
il calcolo strutturale

PONTI

Modellazione di
un viadotto in CA
a Bucarest



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

Competitività è la parola chiave di questi tempi di crisi. Competitività va declinata nel lavoro quotidiano degli ingegneri professionisti e nelle Società di Ingegneria che sono stritolate da una corsa al ribasso delle parcelle di consulenza strutturale. Come arrivarci se le nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni e il progressivo avvento degli Eurocodici mostrano un aumento sia della complessità delle fasi di analisi globale che della fase di progetto dei componenti strutturali? Noi di CSPFea, distributori in Italia di software di calcolo strutturale di fascia alta, dopo tre anni di Seminari, Corsi e Convegni organizzati in tutta Italia, ci sentiamo testimoni della risposta che viene da una nicchia di progettisti che stanno portando nel mondo dell'ingegneria una ventata di innovazione e tecnologia con un occhio attento a quanto accade in altre parti del mondo.

Tra questo (ancora) ristretto gruppo di "power users" abbiamo colto due considerazioni generali: la fase di "design" delle membrature comporta un onere di lavoro ben maggiore del passato, acuita dalla crescita esponenziale delle Combinazioni di Calcolo, dalla Gerarchia delle Resistenze, dal moltiplicarsi degli Stati Limite in zona sismica. Qualcuno con malizia sostiene che questa sia la conseguenza dello scadimento della qualità dei progetti strutturali che ha portato, ad esempio col sisma dell'Aquila, a danni inimmaginabili per un sisma di intensità prevedibile.

Tuttavia la fase dell'analisi strutturale ha visto l'introduzione sistematica di metodi nuovi. È questa la fase nella quale i "power users" hanno intravisto la possibilità di una progettazione strutturale competitiva, dove l'analisi indaga tutte le effettive risorse di resistenza di strutture nuove ed esistenti. Si potrebbe dire che il Normatore ha eretto un muro di cautele e prescrizioni per chi adotta ancora metodi tradizionali, mentre ha aperto una strada a favore di chi si avvale di metodi di analisi avanzati. Ma per fare questo serve saper utilizzare gli strumenti di calcolo con competenza.

È per questo che riteniamo interessante proporre questa nuova Rivista, Structural Modeling, uno spazio dove presentiamo e discutiamo i lavori di analisi strutturale di ingegneri strutturisti come noi, con particolare attenzione all'analisi numerica, al modo corretto di affrontarla, alle attenzioni da porre nel creare un modello virtuale di strutture che non esistono ancora oppure di altre che, invece, sono già lì, pronte a giudicare i nostri risultati del calcolo col loro reale comportamento.

In questo numero zero troverete due ponti e una diga, ma nei prossimi tratteremo anche edifici esistenti, edifici alti, beni monumentali, opere sotterranee, interazione terreno-struttura, e molto altro, studiando il lavoro dei migliori progettisti strutturali che abbiamo incontrato nella nostra quotidiana attività di distribuzione, sviluppo e supporto all'uso di software di calcolo.

Paolo Segala
segala@cspfea.net

- 3 news ed eventi**
International Diana Users Meeting a Brescia
- 3 intervista**
Le caratteristiche di un software per il calcolo strutturale. G. Camata e E. Spacone
- 3 ponti**
Modellazione di un viadotto in CA a Bucarest. R. Cervellini
- 3 ponti**
Modellazione di un ponte in CA a Verona. C. Beltrami
- 3 dighe**
Analisi del Comportamento di una diga ad arco durante la sua costruzione. G. Lilliu, G.J. Schreppers

3 recensione libri

Nel prossimo numero

- Analisi e design del Padiglione italiano all'Expo di Shanghai
- Strategie di analisi numerica 3D di scavo di tunnel in area urbana
- Analisi nonlineari di controventi in acciaio

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

14-15-16 Aprile 2010 - Politecnico di Milano: "Analisi FEM 3D per problemi geotecnici e di tunnel". Per informazioni ed iscrizioni: segreteria@cspfea.net

06 Maggio 2010 - Roma: "EDIFICI NUOVI ED ESISTENTI: APPLICARE LE ANALISI PREVISTE DALLE NUOVE NTC 2008 ED EUROCODICI". Per informazioni ed iscrizioni: segreteria@cspfea.net

19 Maggio 2010 - Napoli: "EDIFICI NUOVI ED ESISTENTI: APPLICARE LE ANALISI PREVISTE DALLE NUOVE NTC 2008 ED EUROCODICI". Per informazioni ed iscrizioni: segreteria@cspfea.net

20 Maggio 2010 - Bari: "EDIFICI NUOVI ED ESISTENTI: APPLICARE LE ANALISI PREVISTE DALLE NUOVE NTC 2008 ED EUROCODICI". Per informazioni ed iscrizioni: segreteria@cspfea.net

Eventi

17/18 Giugno 2010 - Università di Brescia: "International Diana User Meeting". Organizzato da TNO-Diana e CSPFea. Per informazioni ed iscrizioni: segreteria@cspfea.net

22/23/24 Settembre 2010 - Venezia: 34th IABSE Symposium. Per informazioni: iabse2010@iuav.it

Corsi

9-10 Aprile 2010 - Fondazione Eucentre Pavia: "Fondazione e opere di sostegno in zona sismica". Per informazioni: corsi@eucentre.it

7-8 Maggio 2010 - Fondazione Eucentre Pavia: "Strutture prefabbricate pluripiano: progettazione in zona sismica di soluzioni tradizionali ed innovative". Per informazioni: corsi@eucentre.it

10-11 e 17-18 maggio 2010 - Politecnico di Milano: "La prospezione idrogeologica per la previsione e la sistemazione delle frane". Per informazioni: annalia.barozzi@polimi.it

4-5 Giugno 2010 - Fondazione Eucentre Pavia: "Progettazione antisismica di edifici in cemento armato". Per informazioni: corsi@eucentre.it

10-11 Giugno 2010 - CISM Udine: "PROGETTAZIONE GEOTECNICA AGLI STATI LIMITE: FONDAZIONI E OPERE DI SOSTEGNO CON IL DM 14.01.2008". Per informazioni ed iscrizioni: e.cum@cism.it

Novità

DIANA 9 per l'Italia

Gerd-Jan Schreppers, CEO di TNO-DIANA b.v., Azienda di Delft (NL), ha comunicato che da Gennaio 2010 il software DIANA è distribuito in Italia da CSPFea s.c. CSPFea è orgogliosa di poter dare il proprio contributo alla diffusione di questo potente software di analisi dedicato all'ingegneria civile che è giunto, dopo circa 20 anni e un migliaio di clienti in tutto il mondo, alla Release 9. DIANA è tuttora considerato il software più sofisticato dedicato completamente alla modellazione ed analisi di problemi tridimensionali di strutture, geotecnica ed interazione suolo-struttura. Alcune specificità come i modelli Total Strain Crack e Young Hardening Concrete, per il calcestruzzo, o i modelli di Modified Mohr Coulomb, Cam-Clay e Jardine per i terreni, con potenzialità di analisi dinamiche non lineari 3D e moduli dedicati all'industria petrolifera (DIANA-Pipe), rendono DIANA un software praticamente imbattibile per analisi sofisticate in quasi tutti i settori dell'ingegneria civile.

MIDAS/GTS Release 4 ad Aprile 2010

MIDAS IT preannuncia il rilascio di MIDAS/GTS giunto alla quarta major release dall'uscita nel 2005. GTS ha rivoluzionato il mercato dei software di analisi geotecnica e geomeccanica sinora di dominio dei due eccellenti software Plaxis e Flac. GTS infatti è entrato fin dal principio proponendo analisi FEM 3D non lineari. La Release 4 segna la maturità di GTS garantita da una completa revisione del "core" grazie al "trapianto" del solutore e dei principali algoritmi presenti in DIANA.

I nuovi "Super PC" di E4 certificati per MIDAS

E4 spa e CSPFea s.c. hanno iniziato da Novembre 2009 una intensa collaborazione al fine di rilasciare nuovi prodotti hardware ad alte prestazioni, i cosiddetti "super Personal Computer", specificatamente studiati per i softwares MIDAS (GTS, FEA, Gen, Civil). Con l'avvento delle nuove Normative e l'arrivo di softwares e interfacce grafiche performanti si è assistito all'aumento della dimensione dei modelli di calcolo. Modelli di telaio con lastre e pareti gettate in opera (sistemi strutturali "flat-slab") o modelli tridimensionali di strutture interrato (tunnels) in area urbana o modelli numerici complessi di monumenti e strutture esistenti richiedono un hardware ad alte prestazioni. I super PC di E4 studiati con CSPFea sono dotati di processori Intel Xeon a 16 cores, GPU nVidia con supporto Open GL, dischi rigidi veloci SAS e i nuovi supporti di memorizzazione Solid State Disk. I test di CSPFea hanno mostrato dimezzamenti dei tempi di calcolo rispetto ai migliori PC sinora utilizzati ad un prezzo al di sotto dei 5.000 Euro. E4 è considerata il miglior "sarto" di computer in Italia, tra i suoi clienti la Squadra Corse di Ferrari e il CERN di Ginevra. Nei prossimi numeri di SM torneremo sull'argomento con test e benchmark.

BIM: Tekla e Revit integrati con MIDAS/Gen

CSPFea ed Harpaceas annunciano la disponibilità del link aggiornato tra MIDAS/Gen 2010 e i due software CAD Tekla Structure (release 16) e Autodesk Revit Structure (release 2010). Il Building Information Management è una delle strategie di MIDAS per il lavoro condiviso tra progettisti e calcolatori di strutture. Il BIM è un argomento ormai consolidato nell'ambito dell'ingegneria meccanica, dove il sinonimo CAE è ormai indice di una integrazione spinta tra la fase di disegno e quella di prototipazione virtuale. Nel mondo Civile i problemi sono diversi. Ad esempio, la dimensione geometrica dei modelli analizzati (edifici, ponti, interazioni col terreno, etc.) non suggerisce una modellazione FEM 3D ma piuttosto una schematizzazione dove l'elemento beam, i link, i vincoli cinematici, sono definiti grazie all'esperienza dello strutturista numerico. Tuttavia i più grandi uffici di ingegneria, nonché i migliori professionisti "pionieri", stanno investigando le opportunità offerte da questa integrazione.

Le caratteristiche di un software per il calcolo strutturale

Spacone e Camata esercitano la loro attività di docenza all'Università di Chieti-Pescara dopo una lunga esperienza di ricerca e docenza negli Stati Uniti, a Berkeley e Boulder.

Nel loro curriculum internazionale spiccano le esperienze nella modellazione numerica e nello sviluppo di procedure non lineari spesso utilizzate in campo sismico. Questa esperienza è messa a disposizione oggi in tanti ambiti tra i quali i Gruppi di Lavoro del programma inter-accademico Reluis di validazione delle nuove Normative.

Domanda: A vostro parere come si è modificato il ruolo del software di calcolo strutturale con l'avvento del metodo semiprobabilistico, gli Eurocodici e dell'ormai cogente NTC2008?

Risposta: Vi sono almeno due fatti nuovi. Primo, le nuove NTC2008 sono norme di tipo prestazionale, questo fa la differenza, secondo negli ultimi 6 anni, l'Italia ha subito una zonazione sismica che ha toccato l'intero territorio, altra vera rivoluzione epocale. Se prima il ruolo del software era di effettuare una verifica, prevalentemente statica, alle Tensioni Ammissibili, ora il calcolo è più complesso e oneroso. Prima la verifica era, di fatto, un controllo sulle tensioni, oggi la verifica è basata su un controllo di un gran numero di Stati Limite applicati a sezioni e membrature. In questa chiave è importante avere il controllo totale sul modello di calcolo. Un banale esempio: come il software distribuisce i carichi su travi e poi su pilastri e sulla possibilità, talvolta, di intervenire per cambiare tali condizioni evitando automatismi che non colgono determinate situazioni sfavorevoli. In certi software, spinti in un eccessivo automatismo di integrazione col modello generato dal CAD, questo può diventare macchinoso e scoraggiante. Ancora, si consideri che le Società di Ingegneria lavorano sempre più all'estero dove competono con ingegneri europei, indiani, cinesi, iraniani, e devono dimostrare competenza con l'uso di Eurocodici, ACI, British o carichi dettati dalle UBC, richiesti in Paesi del Medio Oriente, Asia, Africa. Anche in questi casi, un software di calcolo strutturale automatizzato sulle procedure locali italiane non è in grado di aiutare.

Domanda: Quindi no alle "black box", ma cosa si deve sapere quando si usa un software?

Risposta: Il Prof. Carlos A. Felippa, un luminaire del calcolo automatico, docente all'Università del Colorado, usa dire "Keep it simple", mantenete il vostro modello il più semplice possibile con un giusto mix tra giudizio dell'ingegnere e prestazioni del software. Ad esempio consideriamo le costruzioni esistenti, dove le nuove Norme hanno portato significativi cambiamenti di approccio al calcolo. E' importantissimo avere un software con tipi di elementi finiti ad elevate prestazioni. Già il sapere se l'elemento shell ha o no il drilling DOF, oppure i modi incompatibili, diventa indispensabile: infatti mentre la struttura nuova la posso "adattare" al software che uso quotidianamente, l'esistente non accetta compromessi di modellazione e comporta l'uso di un software all'altezza, che non costringa ad un costante uso di escamotage che possono condurre a comportamenti numerici imprevedibili. Ad esempio tutti sanno che in un setto modellato con shell la prestazione cambia se infittisco la mesh, ma pochi sanno che cambia anche col tipo di

shell implementato nel software. E se le sollecitazioni calcolate variano del 50%, le deformazioni anche del 100%: col ruolo degli Stati Limite di Servizio, tutto ciò diventa cruciale per un progetto corretto!

Domanda: Tra le conseguenze delle nuove Norme avete citato una maggiore complessità dei calcoli. Come il software viene incontro all'ingegnere?

Risposta: Le analisi diverranno sempre più complesse già con l'analisi dinamica lineare che necessita del calcolo dei modi di vibrare. Serve un solutore che estragga i modi rapidamente ed un post processore che calcoli le combinazioni velocemente. Per il calcolo di un modello FEM di un ospedale di medie dimensioni un buon software deve impiegare 30 minuti (di cui solo 10 minuti di estrazione dei modi), mentre alcuni software impiegano più di 6-12 ore. Ma anche strutture apparentemente semplici in acciaio, o le cassette con un interrato articolato modellato a shell, o un esistente dove non sia realistica l'ipotesi di piano rigido costringono a estrarre molti modi per eccitare a sufficienza la massa complessiva. In questo caso alcuni software sono dotati della procedura di Ritz che è in grado di coinvolgere più massa a parità di modi eccitati. Certo, il piano rigido aiuta a ridurre i gradi di libertà e riduce l'onere computazionale, ma solo se tale ipotesi è realistica. Quindi il pre-processore del software mi deve permettere di attivare/disattivare con rapidità la condizione di piano rigido.

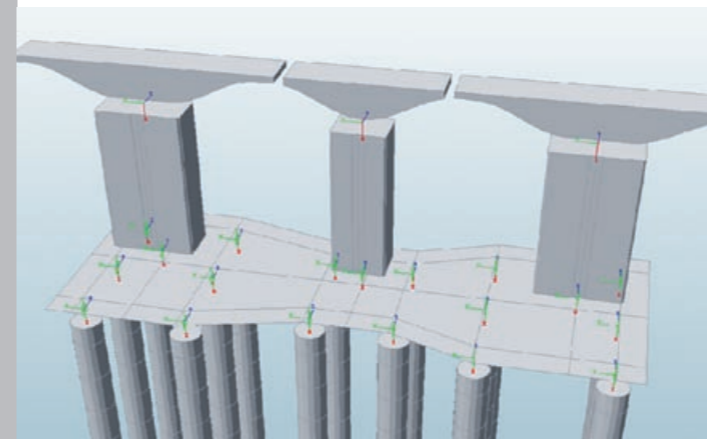
Domanda: Le NTC2008 aprono alle analisi non lineari. Tutti i software sembrano essersi adeguati, ad esempio, al pushover. E' una reale esigenza dell'ingegnere?

Risposta: Le analisi non lineari sono molto importanti, perché permettono di indagare la struttura nei suoi veri limiti. Quando abbiamo analizzato una torre medievale del Centro Italia, a Guardiagrele (CH), l'analisi Lineare aveva stabilito che la torre non era sicura né ai carichi dinamici né a quelli statici. La non lineare ha permesso di comprendere i meccanismi che permettono alla torre di essere in condizioni di sicurezza almeno per i carichi statici e una frazione di quelli sismici. Ma sono richiesti due prerequisiti: un operatore che abbia la conoscenza di un minimo set di nozioni sul calcolo non lineare ed un software che nasca "non lineare" dalle sue origini, poiché il Pushover è solo una parte del mondo del calcolo non lineare ed il software deve gestire con robustezza qualunque tipo di non linearità. L'efficienza del solutore diventa cruciale per non passare ore o giorni in attesa già solo di un primo risultato, ma l'utente deve sapere quale plasticità è stata implementata, quali cerniere plastiche, quali tipi di elementi finiti sono utilizzabili nel calcolo plastico. Le analisi non lineari, le valutazioni sulla duttilità della struttura, possono dare notevoli soddisfazioni anche in termini di prestazioni economiche sulle quantità di armature e di elementi strutturali, nelle mani di ingegneri che sappiano usarle con correttezza ed auspichiamo che anche la committenza si doti di capacità di controllo di un lavoro così avanzato del proprio progettista strutturale.

Modellazione di un viadotto in CA a Bucarest

PREMESSA

Una nuova sopraelevata, denominata Basarab Flyover Bypass (Pasajul Basarab) collegherà la Stazione Centrale di Bucarest con il viale Grozavesti, scavalcando la ferrovia con un ponte strallato lungo 302 m e largo oltre 40 m, ed il fiume Dambovit (lato Grozavesti) con un ponte ad arco di 125 m di luce. I due ponti sono collegati da una coppia di viadotti affiancati in calcestruzzo collegata alla viabilità sottostante mediante rampe di ingresso/uscita. L'opera, che ha una lunghezza complessiva di 1478.5 m, ha un costo di 115 milioni di euro oltre all'IVA, si snoda interamente nel tessuto urbano della capitale permettendo di alleggerire il traffico in uno dei nodi più critici della viabilità cittadina, letteralmente tagliata in due dalla presenza dello scalo ferroviario. I lavori furono appaltati nel 2005 alla associazione temporanea di



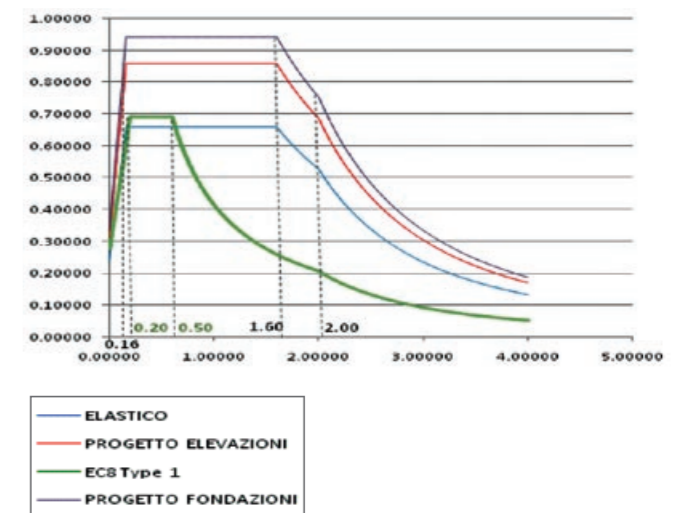
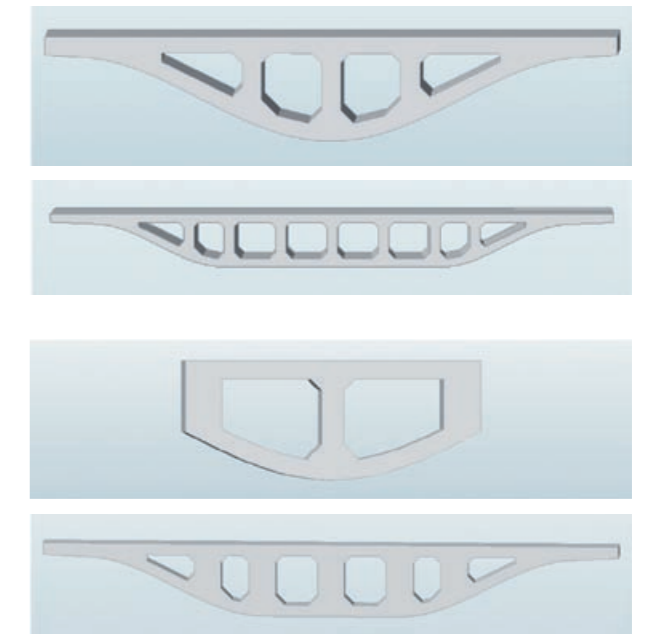
imprese fra l'italiana Astaldi Spa (Roma - direttore esecutivo ing. Emanuele Lancellotti) che con il progetto di C&T engineering Srl (Silea - Treviso) si aggiudicò il concorso internazionale per la progettazione e l'esecuzione dell'opera bandito dalla città di Bucarest nel 2005, e la spagnola FCC (Madrid - direttore esecutivo ing. José Flors Villaverde). Project Manager è l'ing. Francisco Torres Guilbert (FCC Madrid). Nel presente articolo si riporta una sintetica descrizione degli elementi progettuali caratterizzanti il viadotto Orhideelor, calcolato con il software Midas/Civil nelle varie versioni rilasciate fra il 2007 ed il 2010.

IL VIADOTTO ORHIDEELOR

Il viadotto è diviso in due tronchi, articolati fra le pile spalla PS2, PS3 e PS4 e lunghi rispettivamente 450.0 m e 343.0 m; la prima caratteristica peculiare dell'opera è che non esiste un punto fisso vero e proprio al quale ancorare la struttura.

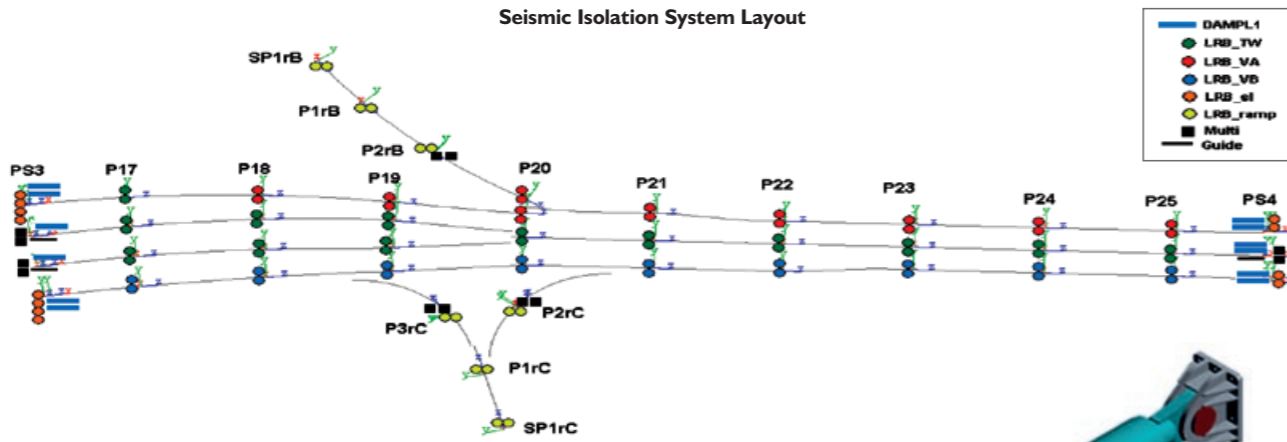
Altro fattore che condizionò in maniera determinante il progetto fu il quadro normativo incerto e talvolta contraddittorio nel cui ambito si dovette operare; il 2006 segnò infatti il passaggio dalle "vecchie" norme rumene alle "nuove" P100/2006, superate già sul nascere per quanto ispirate agli Eurocodici, in quanto l'ingresso della Romania nella Comunità Europea comportò l'adeguamento alle normative europee. Il progetto fu sviluppato adottando il carico sismico di progetto definito dalle P100/2006, caratterizzato da un'accelerazione al suolo di 0.24g e da una risposta massima di intensità pari a $S_d(T) = 1.30 \times 1.10 \times 0.24 \times 2.75g = 0.944g$ costante fra 0.16 e 1.60 s. Il grafico di figura pone a confronto l'azione di

progetto che si è dovuta adottare con quella dell'EC8. L'alleggerimento dell'impalcato, inizialmente previsto a sezione piena, non permise di ridurre le sollecitazioni in fondazione a valori compatibili con la capacità portante dei pali (il carico ultimo è definito dalla STAS 2561/4-90 che penalizza il contributo dell'attrito laterale in modo molto più pesante delle normative italiane ed Europee).



Per raggiungere lo scopo si dotò la struttura di un sistema di dissipazione dell'energia, il progetto del quale fu complicato da condizioni al contorno fortemente limitanti: da un lato l'assenza di un punto fisso vero e proprio, dall'altro l'impossibilità di aumentare la distanza fra gli impalcato per evitare il martellamento a causa dell'interferenza con la viabilità e le reti di servizi che resero impossibile spostare, se non di pochissimo, la posizione delle pile. Il progetto del sistema di dissipazione è stato definito con il contributo dell'ing. Renzo Medeot, consulente della ditta Maurer Sohne che ha fornito i dispositivi installati sul viadotto lungo 450.0 m e successivamente verificato con analisi time history non lineari.

Seismic Isolation System Layout

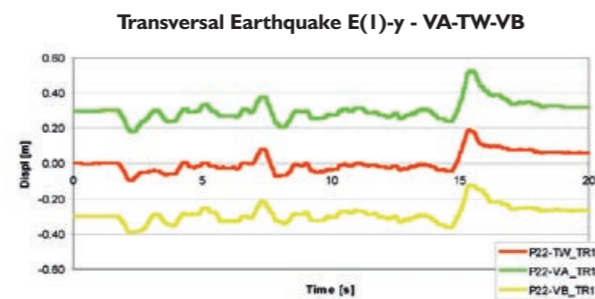
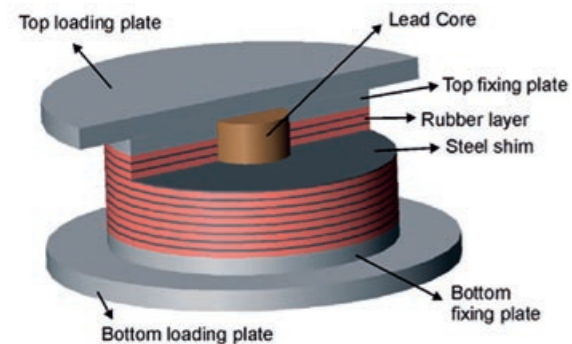
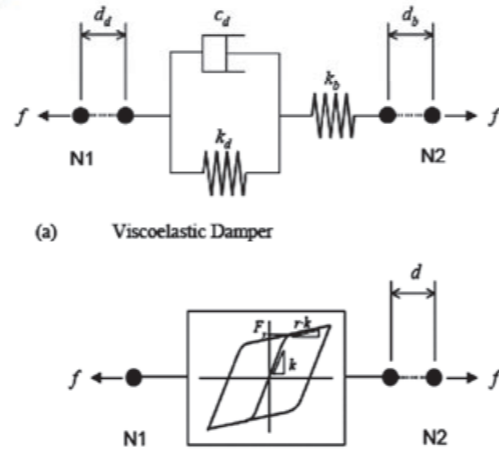


La dissipazione è ottenuta accoppiando secondo lo schema di figura dispositivi Lead Rubber Bearings con Viscous Dampers caratterizzati da un valore di α eccezionalmente basso ($\alpha = 0.02$) che assicura una risposta praticamente indipendente dalla velocità di progetto; la rigidità elastica dei LRBs assicura inoltre un comportamento fortemente ricentrante del sistema cinematico. I dispositivi sono stati schematizzati (con le relative eccentricità) in modo semplice e sicuro mediante i General Link predefiniti in Civil.

DAMPL I	
$F = K d_k + C v^\alpha$	
$K_b = 78000 \text{ KN/m}$	fluid stiffness
$K_d = 0 \text{ KN/m}$	elastic stiffness
$C_d = 1400 \text{ KN (m}^{-1}\text{s)}^{0.02}$	constant of the damper (*)
$\alpha = 0.02$	fluid constant
v	mass velocity

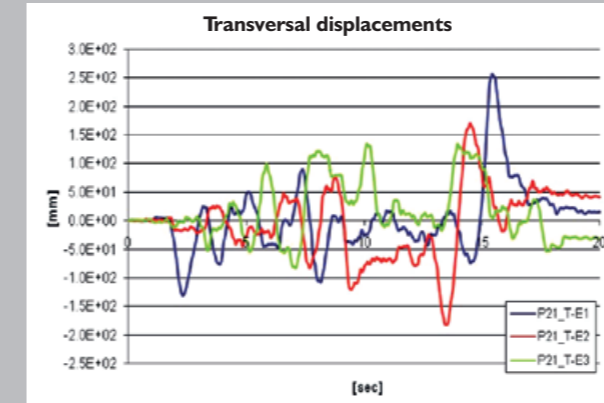
(*) depends on the supplier's technology

	MLRB	MLRB-G
LONGITUDINAL DIRECTION		
Elastic stiffness	$K_e = 270000 \text{ KN/m}$	$K_e = 280000 \text{ KN/m}$
Yield strength	$F_y = 0.01 W \text{ KN}$	$F_y = 475.0 \text{ KN}$ ($W = \text{vertical load}$)
Post yielding stiffness ratio	$r = 0.00 \%$	$r = 5.05 \times 10^{-3}$
TRANSVERSAL DIRECTION		
Elastic stiffness	$K_e = 270000 \text{ KN/m}$	$K_e = 300000 \text{ KN/m}$
Yield strength	$F_y = 475 \text{ KN KN}$	$F_y = 915 \text{ KN KN}$
Post yielding stiffness ratio	$r = 5.40 \times 10^{-3}$	$r = 5.40 \times 10^{-3}$



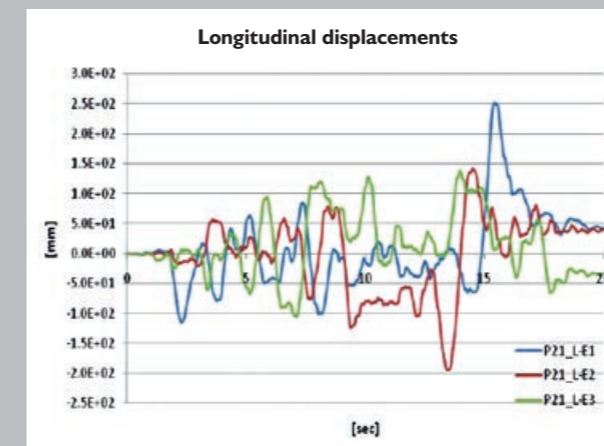
Diagrammi spostamenti trasversali relativi (hammering)

Le analisi non lineari hanno confermato che il sistema è fortemente ricentrante e che non sono necessari interventi post sisma per riposizionare l'impalcato. La possibilità di dimostrare con semplici diagrammi e con filmati delle time history il buon comportamento della struttura si è rivelato di fondamentale importanza per vincere la diffidenza della commissione di advisors rumeni (Università di Bucarest) nei confronti delle tecnologie proposte. La registrazione delle time histories degli spostamenti trasversali ha consentito di comprendere a fondo l'effetto delle fondazioni sul sincronismo degli spostamenti trasversali, fattore fondamentali per la verifica di hammering degli impalcati.

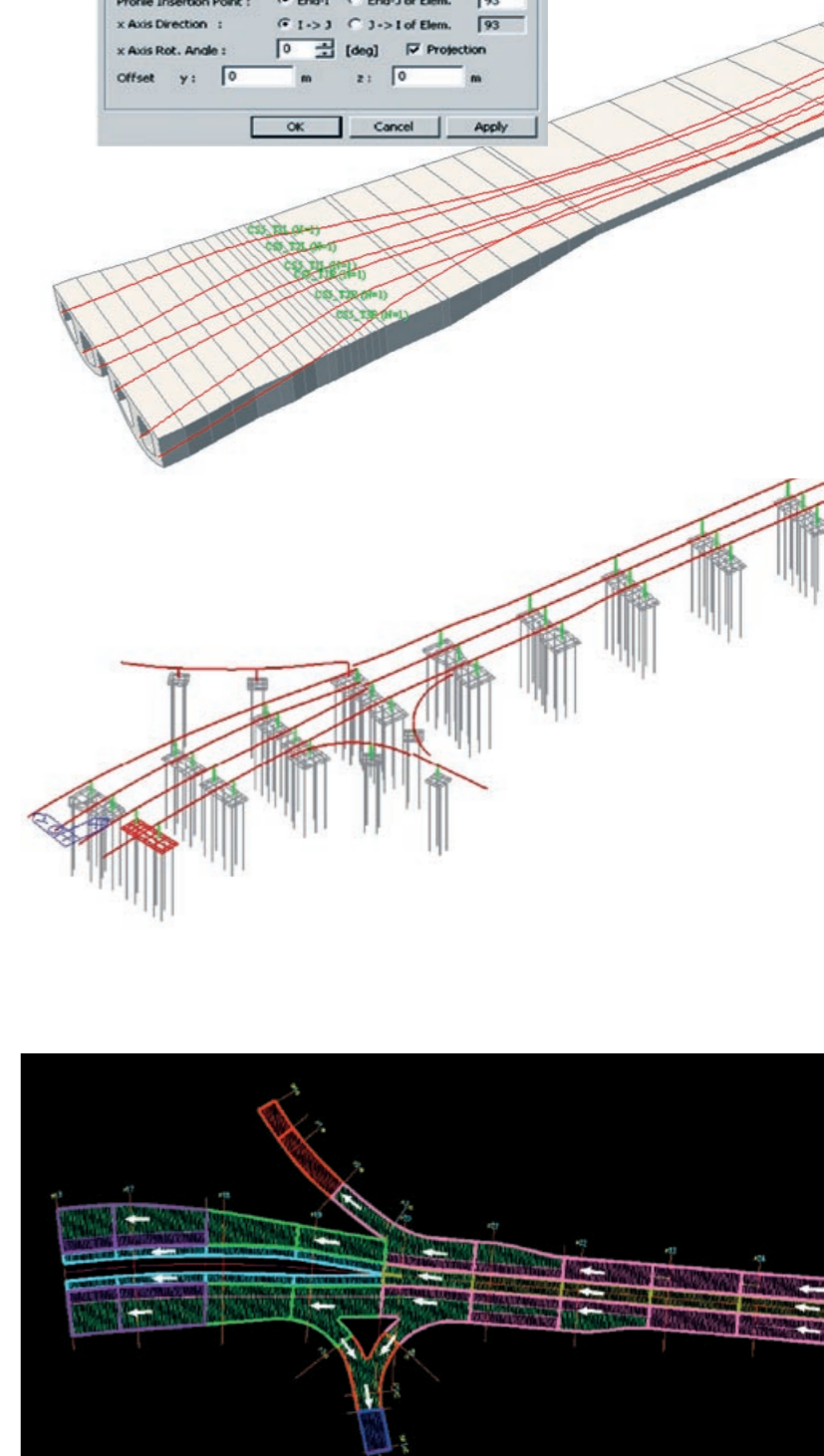
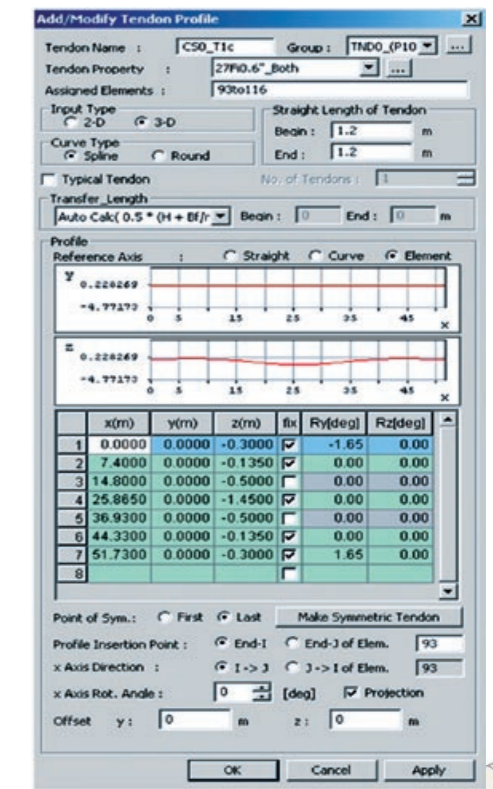


Anche la geometria dei viadotti, caratterizzata da una marcata irregolarità (impalcato di larghezza variabile da 10.50 a oltre 17.0 m, biforcazioni, rampe di accesso/uscita che costituiscono rami discendenti di deformabilità molto differente da quella degli impalcato nei quali si innestano) ha richiesto uno studio approfondito del modello geometrico: è stato possibile schematizzare con elementi BEAM tutti gli elementi strutturali ad eccezione dei plinti (PLATE) grazie alla flessibilità d'impiego delle sezioni tapered unitamente all'impiego di rigid link che hanno permesso di rappresentare correttamente le eccentricità delle linee d'asse sia nel piano orizzontale che in quello verticale. Questo ha permesso di semplificare l'interpretazione e la gestione dei risultati delle analisi non lineari, riducendo al contempo la durata (comunque dell'ordine delle 20 ore di CPU) grazie al vantaggio computazione aiutato aspetto è di notevole vantaggio computazionale e di gestione dei risultati.

Per quanto riguarda i carichi, oltre ai pesi ed ai sovraccarichi permanenti, l'effetto dei carichi mobili sull'impalcato è stato valutato definendo i moving loads previsti dalla STAS 3221-86. La versatilità della gestione delle fasi di costruzione ha infine permesso di rispondere tempestivamente alle richieste dell'Impresa, che in relazione alle interferenze con sottoservizi non segnalati dalla municipalità è stata più volte costretta a modificare la sequenza costruttiva dei viadotti, che alla fine è risultata essere la seguente:



Diagrammi time history degli spostamenti assoluti



Modellazione di un ponte a cassone in CAP a conci coniugati a Verona

Al fine di agevolare il collegamento stradale fra le due sponde del Fiume Adige presso le località di Villa Bartolomea e Terrazzo in Provincia di Verona è stato realizzato un nuovo ponte di sette campate in calcestruzzo armato precompresso a sezione a cassone monocellulare.

L'impalcato è a travata continua ed è costituito da cinque campate centrali di luce 110-116-116-116-110 m e da due campate laterali di luce 59.2 m. La sezione risulta ad altezza variabile, secondo un profilo parabolico, di altezza massima 6.0m in asse pila e 2.6m in mezzeria. La soletta ha una larghezza totale di 15.5 m suddivisa in una carreggiata centrale più due banchine laterali.

La costruzione dell'impalcato prevede la realizzazione di sei conci di testa-pila, successivamente il getto in opera di 10+10 conci di lunghezza variabile per ciascuna delle sei "stampelle", ed infine il getto dei conci chiave e dei conci di spalla a sezione piena. Il getto dei conci è stato realizzato sia con casseri sostenuti su terreno sia con coppie di carri auto-varanti in avanzamento contrapposto rispetto alla pila. La precompressione è prevista sia a cavi interni che con cavi esterni secondo un tracciato poligonale interno al cassone, a realizzare una struttura in calcestruzzo parzialmente precompresso.

Per il calcolo del ponte è stata adottata una modellazione numerica avanzata mediante il codice ad elementi finiti MIDAS/Civil di nuova generazione che, oltre a garantire una precisa definizione della variabilità geometrica della struttura e dei carichi esterni, ha consentito di valutare tutte le fasi costruttive dell'impalcato (in questo caso più di 60) e dei concomitanti fenomeni reologici (ritiro e viscosità) tipici delle strutture in calcestruzzo armato precompresso. Il notevole numero (>340) di cavi di precompressione interni è stato gestito mediante un tracciato 3D e la valutazione delle tensioni nelle diverse fasi di costruzione.

Il programma di calcolo adottato consente di modellare tutte le fasi costruttive e tutte le condizioni di carico d'esercizio della tipologia di ponte in esame, ovvero una travata costruita a sbalzo con simmetria rispetto al testapila e successivamente connessa con conci di sutura in mezzeria ed i conci in corrispondenza degli appoggi sulle spalle.

In particolare potendo modellare le proprietà reologiche del calcestruzzo è stato possibile esaminare tutte le fasi di costruzione del ponte mediante l'attivazione/disattivazione progressiva di elementi finiti, l'attivazione/disattivazione di carichi e la loro variazione nella disposizione, l'attivazione/disattivazione ed evoluzione dei vincoli.

Il modello di calcolo del ponte risulta quindi unico e suddiviso in molteplici analisi riferite sia alle fasi intermedie di costruzione che finali così che è possibile valutare la risposta globale in termini di sollecitazioni interne, spostamenti, reazioni e componenti di sforzo locale nella sezione a cassone tramite una semplice cumulazione degli effetti.

Il modello di calcolo è stato costruito a partire della linea d'asse che individua il tracciato variabile in altimetria e planimetria del ponte e che è posta in corrispondenza del punto medio dell'estradosso della sezione, importando la polilinea 3D da Autocad.

L'impalcato è costituito da elementi finiti di tipo "beam" con proprietà geometriche d'inerzia variabile fra la sezione d'appoggio

e mezzeria, ottenute mediante un'interpolazione parabolica della quota d'intradosso e variando lo spessore della controsoletta mediante la funzione "Tapered eam" implementata nel codice di calcolo. Questo ha comportato un notevole risparmio di tempo nella modellazione.

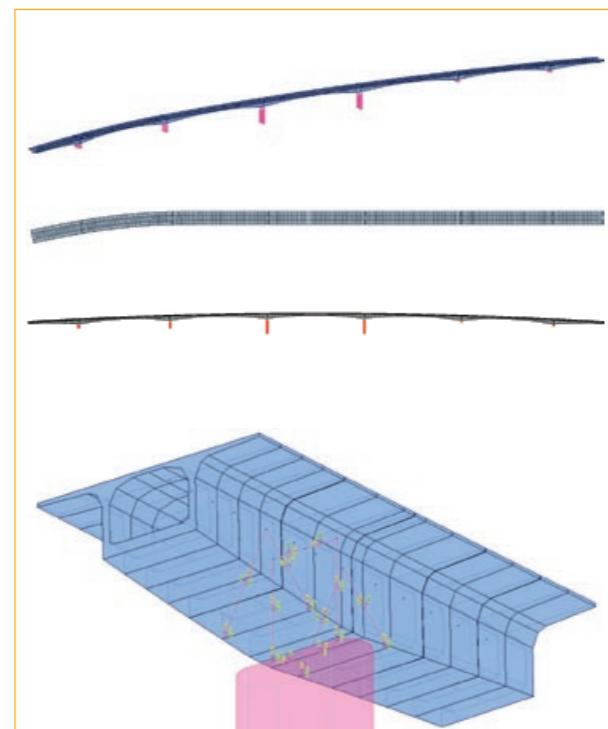
Le sezioni trasversali sono state definite nel programma di calcolo con dimensioni geometriche parametrizzate, l'area e le proprietà d'inerzia delle sezioni sono state calcolate considerando il contributo elastico-lineare omogeneizzato a calcestruzzo sia dell'armatura ordinaria longitudinale di soletta e controsoletta che dei cavi interni di precompressione. In particolare il contributo dei cavi di precompressione è preso in considerazione solo a partire della fase successiva a quella d'attivazione.

La travata d'impalcato è stata suddivisa in 285 elementi con lunghezze che coincidono con sottomultipli della dimensione dei singoli conci, così da poter modellare l'accrescimento della struttura durante le fasi di costruzione.

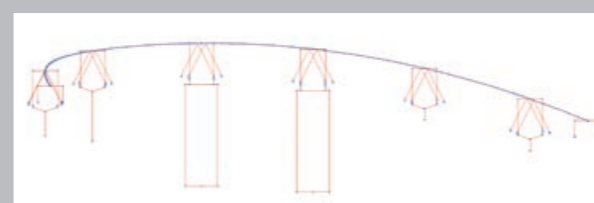
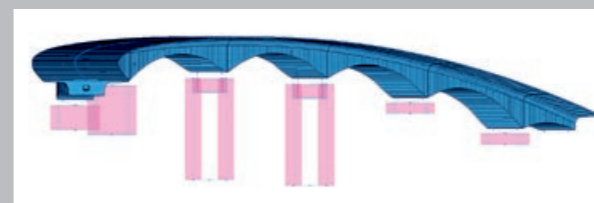
Oltre agli elementi che rappresentano l'impalcato sono state modellate 6 pile e gli elementi fittizi rigidi che modellano l'eccentricità dei 2 appoggi definitivi fra pulvino/impalcato e l'eccentricità dei 2+2 appoggi provvisori attivi in fase di costruzione in corrispondenza dell'estremità di ciascun concio di testa pila. Gli appoggi definitivi sono modellati con link rigidi con vincoli alla traslazione verticale e trasversale per modellare la tipologia multidirezionale e unidirezionale longitudinale.

Il modello ad elementi finiti è caratterizzato dalla definizione di gruppi per cui sono definiti elementi, vincoli e carichi. Tale suddivisione risulta necessaria per distinguere i contributi in ciascuna delle fasi costruttive e nella fase d'esercizio finale.

L'analisi dei fenomeni reologici del calcestruzzo è stata affrontata tenendo conto sia dell'effettivo sviluppo nel tempo della resistenza a compressione del conglomerato, che del coefficiente di viscosità e del ritiro facendo riferimento alle curve di normativa CEB-FIP implementate nel programma di calcolo. È interessante evidenziare



ponti



che il "notional size number" $h_0 = 2A_c / u$ è valutato automaticamente nel modello di calcolo per ogni singolo concio differenziato in geometria.

La funzione "Construction stage" ha consentito di valutare gli effetti evolutivi della struttura: la modellazione delle fasi di costruzione del ponte, che sono state discretizzate con una sequenza temporale conforme all'effettiva tempistica di cantiere, ha consentito di tenere in conto sia gli effetti di sviluppo sfalsato nel tempo delle "stampelle" sia della valutazione di tutte le conseguenze in termini di deformazioni, di perdita di tensione nei cavi di precompressione e dei fenomeni iperstatici che si sviluppano per effetto della variazione dei vincoli. In questo modo è stato possibile tenere conto dello sviluppo differenziato delle proprietà reologiche del calcestruzzo gettato in opera dei conci e della storia di carico annessa alle fasi di costruzione, principalmente dovuta agli effetti del peso proprio e alla precompressione.

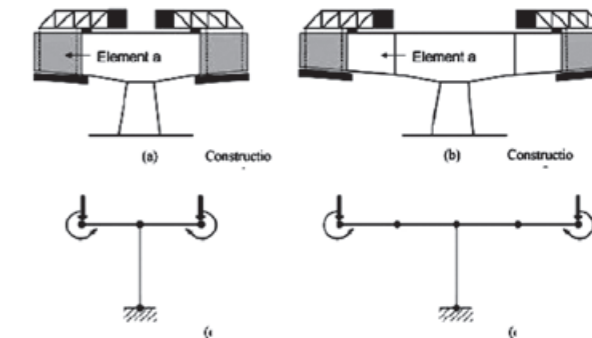
Le tempistiche associate alle fasi costruttive dei conci di stampella sono basate su un ciclo di produzione settimanale, dove tutte le operazioni connesse al getto, maturazione, precompressione ed eventuale presenza di carichi di costruzione sono attivati come descritto nella seguente tabella:

GIORNO	ELEMENTI Coppia conci j	CARICHI			
		Peso proprio	Attiv. prec.	Peso conci j+1	Carro varo conci j+1
1	X	-	-	-	-
2	O	-	-	-	-
3	O	X	X	-	-
4	O	O	O	-	-
5	O	O	O	-	-
6	O	O	O	-	-
7	O	O	O	X	X

- = assenza
X = attivazione
O = conservazione

La successione completa di attivazione/disattivazione di elementi-carichi-vincoli per il completamento della costruzione dell'impalcato è descritta da un totale di 57 fasi. Al fine di incrementare la precisione nel calcolo viscoso non lineare della struttura il programma genera automaticamente degli step intermedi.

Per la modellazione dei cavi di precompressione è stato possibile apprezzare le potenzialità del programma di calcolo per la definizione del tracciato in termini di oggetto geometrico, slegato dalla definizione degli elementi finiti di calcolo. Tale concetto

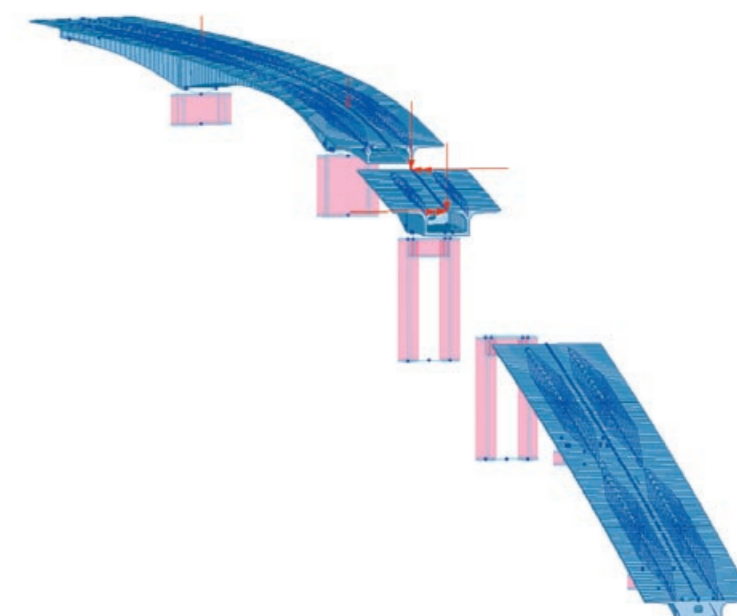


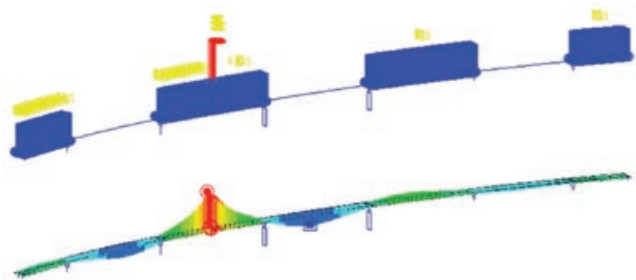
rivoluzionario nell'ambito della modellazione strutturale consente una notevole flessibilità nel generare, copiare, tralasciare ogni singolo cavo (in questo impalcato più di 340 fra cavi e barre post-tese) ed avere un controllo diretto ed immediato della collocazione spaziale del cavo all'interno della carpenteria dell'impalcato a sezione variabile. In output è stato possibile anche esportare le coordinate 3D di ogni singolo cavo e mediante una semplice traslazione del riferimento geometrico generare in Autocad la polilinea d'asse onde facilitare la redazione delle tavole di tracciato cavi.

Nel calcolo degli effetti della precompressione si è tenuto conto delle perdite istantanee dei cavi dovute ai seguenti fenomeni: *rientro degli ancoraggi*, per cui l'andamento dell'azione di precompressione è corretto nel tratto iniziale adiacente alle testate attive; *attrito cavo/guaina*, valutando lo sviluppo e variazioni di curvatura; *accorciamento elastico istantaneo del calcestruzzo*, il fenomeno è stato valutato nel caso dei cavi interni tenendo conto sia l'effetto della sequenza di precompressione nelle fasi costruttive che delle azioni esterne quali ad esempio l'azione assiale dei cavi di precompressione esterni.

Oltre agli effetti delle cadute di tensione istantanea nel calcolo si è considerato le perdite di tensione nei cavi e barre di precompressione interna dovute all'effetto di viscosità, ritiro del calcestruzzo e rilassamento dell'acciaio armonico secondo leggi di normativa.

Per quanto concerne l'analisi dei carichi mobili è stato possibile valutare l'effetto delle colonne di carico di normativa (in questo caso D.M. 1990, mediante alla possibilità di implementare qualsiasi tipologia di colonna di carico nel programma di calcolo) e delle azioni distribuite sul marciapiede. Per determinare le massime/minime sollecitazioni sull'impalcato dovute ai carichi accidentali il programma implementa le linee d'influenza analizzando tutte le permutazioni possibili sia della distribuzione trasversale che longitudinale dei carichi.





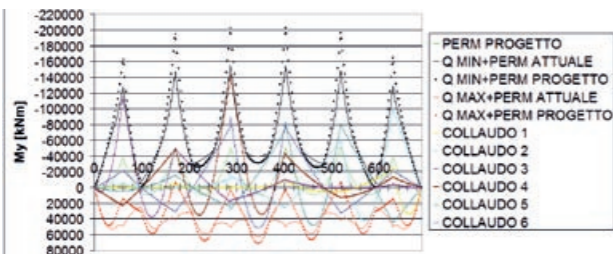
A titolo d'esempio si descrive nella figura il risultato per il momento flettente massimo in una campata da 116m.

Sia nelle fasi costruttive che di esercizio finale dell'impalcato è stato possibile condurre, tramite apposite funzioni di output del programma, l'analisi longitudinale di sforzi normali per flessione deviata e tangenziali per taglio-torsione nei punti principali della sezione a cassone. Questo risultato ingegneristico a valle dell'analisi è risultato particolarmente efficace in termini di tempistiche rispetto alla modellazione secondo tradizionali codici di calcolo che costringono alla gestione esterna di tali elaborazioni. Durante le fasi di costruzione dell'impalcato è stato possibile produrre ulteriori risultati del calcolo a valle dell'analisi, in particolare: i dati di allungamento teorico di ciascun cavo/barra di precompressione, da confrontare con effettiva deformazione rilevata in fase di tiro alla testata, e i dati di correzione altimetrica da imprimere al carro per il getto di ogni singola coppia di conci onde temperare a fine costruzione alla livelletta di progetto.

In entrambi i casi i dati numerici forniti dall'analisi, assieme ad una indispensabile lettura critica degli stessi, sono stati confortati dai dati sperimentali con un eccellente livello di confidenza. Questo risultato positivo si è stato apprezzato con riferimento alla notevole complessità della struttura e delle sue fasi evolutive i fase di realizzazione.

Infine anche per le fasi di colludo è stato possibile stimare con adeguata precisione i parametri di deformazione globale e simulare efficacemente le condizioni di carico accidentale degli automezzi coinvolti, questo grazie alla possibilità di slegare la definizione di elementi/nodi della mesh di calcolo dal posizionamento di carichi concentrati dei relativi assi di carico.

**CONFRONTO
Q+PERM PROG. VS. COLLAUDO+PERM ATTUALE
ASSE PONTE (m)**



A conclusione di questa breve esamina della modellazione strutturale sviluppata per il progetto costruttivo del Ponte Fiume Adige si vuole sottolineare che le potenzialità del programma impiegato nel calcolo non risiedono solo nelle capacità numeriche, in termini di efficienza e stabilità degli algoritmi di risoluzione, ma soprattutto nelle potenzialità di interfaccia e di gestione dei dati in termini di definizione in oggetti e gruppi così da slegare la modellazione FEM (nodi ed elementi) dalla gestione di tutte le complesse e contemporanee condizioni di carico/vincolo, permettendo una maggiore attenzione sull'esame dei risultati numerici e sulla loro interpretazione critica a valle dell'analisi. In questi termini è stato possibile riesaminare più volte i risultati di calcolo compiendo più iterazioni complete del calcolo, pur nella complessità e nella mole di dati da gestire, onde pervenire ad una soluzione strutturale più efficiente ed ottimizzata compatibilmente con i brevi tempi di progettazione.

IL PROGETTO

Lavori di costruzione di un Ponte sul Fiume Adige e raccordi alla viabilità esistente in località Carpi di Villa Bartolomea (VR) Periodo di costruzione 2005 - 2008

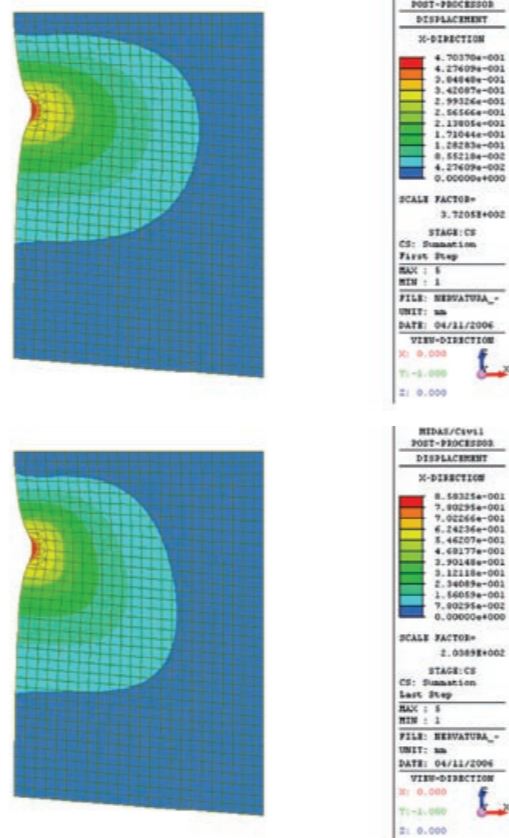
COMMITTENTE E DIREZIONE LAVORI:
Provincia di Verona, Settore Progettazione, Direzione Lavori Strade

PROGETTO COSTRUTTIVO:
Lombardi-Reico s.r.l., Milano

IMPRESA DI COSTRUZIONE:
Serenissima Costruzioni S.p.A., Verona
Procom s.r.l., Milano

APPUNTO

La rivisitazione di un particolare costruttivo del progetto esecutivo è stata occasione di un interessante applicazione del calcolo elasto-viscoso delle strutture in calcestruzzo. In particolare con riferimento alla soluzione d'impalcato a conci prefabbricati, originariamente prevista a progetto, si è potuto valutare numericamente come la presenza di testate di precompressione alloggiati nell'anima del cassone ed in corrispondenza del giunto fra due conci coniugati induca un pronunciato gradiente di sforzi ed un campo di trazioni a tergo della tesata che, a seguito dello sviluppo della viscosità, può comportare, in assenza di armatura passante, lo sviluppo di un'apertura localizzata a detrimento della durabilità dell'opera (rif. Mancini, Lehonard, Mathivat, Lacroix). A tal fine lo studio numerico ad elementi finiti, mediante un semplice modello in regime membranale di sforzo, ha consentito di esaminare e quantificare in dettaglio questi effetti locali, sia in termini tensionali che deformativi istantanei e a lungo termine, con la presa in conto degli effetti viscosi che, come noto, giocano un ruolo determinante nella verifica dello stato limite di esercizio.



Analisi membranale per effetto della testata di precompressione in corrispondenza di un giunto fra conci prefabbricati, deformata elastica istantanea e viscosa a $t = \infty$.

Analisi del comportamento di una diga ad arco durante la sua costruzione.

SOMMARIO

Opere massicce possono fessurarsi ancor prima di essere caricate. La causa di fessurazione sono lo stato di sforzo differenziale causato dalla diversa deformazione termica nelle parti esterne ed interne della struttura, ed il ritiro autogeno. Predire a prevenire la fessurazione del calcestruzzo giovane è particolarmente importante in opere idrauliche quali le dighe. Nell'analisi del comportamento strutturale di dighe in calcestruzzo durante la loro costruzione, la sfida per l'analista è combinare diversi aspetti in una sola analisi e più specificatamente: simulare in maniera realistica le fasi di costruzione, il processo di maturazione del calcestruzzo, i fenomeni di viscosità e ritiro, i fenomeni di fessurazione ed i fenomeni accoppiati termo-meccanici. Questo tipo di analisi richiede sicuramente programmi di calcolo agli elementi finiti molto avanzati. In questo articolo è stato utilizzato il codice ad elementi finiti DIANA per analizzare il comportamento di una diga ad arco, caratterizzata da un evidente quadro fessurativo già al termine della costruzione. Le analisi effettuate includono: fasi di costruzione, accoppiamento termo-meccanico, maturazione del calcestruzzo. Il ritiro autogeno è stato trascurato per semplicità. Al fine di fornire una stima preliminare del comportamento strutturale, la possibilità di fessurazione è stata valutata sulla base della evoluzione nel tempo del *fattore di utilizzazione della resistenza a trazione*. I risultati indicano che la formazione di fessure in questa diga avviene al termine della costruzione, ed in concomitanza con l'arrivo dei mesi freddi. Al fine di ottenere una previsione più realistica dello stato fessurativo, si suggerisce di eseguire un'analisi non lineare ad elementi finiti più dettagliata che permetta di considerare il comportamento inelastico del materiale, il processo fessurativo del calcestruzzo e la conseguente ridistribuzione di sforzi interni nella struttura.

I INTRODUZIONE

Il processo di idratazione del cemento e' una reazione chimica ad attivazione termica ed esotermica, che può causare aumenti di temperatura di 30-50 °C. A causa della conduttività termica relativamente bassa del calcestruzzo, ed in relazione alle condizioni climatiche esterne, questo fenomeno può determinare, specialmente nel caso di strutture massicce, differenze di temperatura molto significative tra le parti esterne ed interne della struttura. Come conseguenza, queste ultime sviluppano le loro proprietà meccaniche (rigidezza e resistenza) più velocemente. Quando la reazione chimica sta per esaurirsi, questi gradienti termici e le corrispondenti deformazioni termiche possono far aumentare gli sforzi di trazione nelle parti esterne della struttura al punto da provocare fessure, come schematizzato in Figura 1. Anche la riduzione in volume che accompagna il fenomeno di idratazione del cemento può provocare la fessurazione del calcestruzzo (ritiro autogeno).

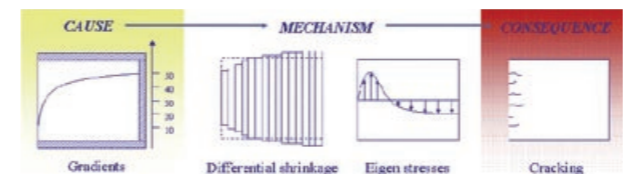


Figura 1. Schema del processo di fessurazione in un calcestruzzo giovane.

I formulatori del Tema A del 10° Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams [1] hanno riconosciuto questo fenomeno come la causa principale delle fessure riscontrate al termine della costruzione di una diga ad arco in Italia. Dagli anni 80, TNO DIANA (originariamente dipartimento di meccanica computazionale al TNO Building and Construction Research) ha intensivamente lavorato sulla modellazione del comportamento del calcestruzzo giovane [2,3]. Alcune delle funzionalità che sono state sviluppate in DIANA [4] per l'analisi del comportamento del calcestruzzo giovane sono state applicate in questo articolo per analizzare la diga di cui sopra.

2 MODELLAZIONE

2.1 Modello agli Elementi Finiti

Il modello agli elementi finiti della diga oggetto di studio è illustrato in Figura 2. Il corpo della diga è modellato con esaedri ad otto nodi e piramidi a sei nodi. La mesh originale, fornita dai formulatori del tema, è stata modificata dagli autori al fine di simulare il più realisticamente possibile le sequenze di getto. Ogni getto, di altezza approssimativa di 1 m, è stato modellato con un singolo strato di elementi. Il numero totale dei getti è 115, con inizio della costruzione il 23 Marzo, e termine il 23 Ottobre. La Figura 2 mostra la mesh ed il calendario dei getti.

Un'altra differenza rispetto alla mesh originale fornita dai formulatori è nei giunti verticali, che sono stati considerati piani. Le condizioni al contorno includono condizioni di simmetria nella sezione di mezzeria e nodi con traslazioni bloccate nelle tre direzioni all'interfaccia tra diga e fondazione.

Lo scambio di calore per convezione viene modellato a mezzo di elementi di boundary, mentre lo scambio di calore per radiazione viene trascurato. Nella sezione di mezzeria ed alla base della diga sono state assunte condizioni adiabatiche. Nelle analisi si è trascurata la presenza di cassetture. Questa ipotesi può essere considerata verosimile dal momento che le casseforme utilizzate per i getti erano di metallo, e dotate quindi di un elevato coefficiente di conduzione termica. Diversamente, la presenza delle casseforme poteva essere modellata introducendo un coefficiente di conduzione termica per gli elementi boundary che varia in funzione del tempo.

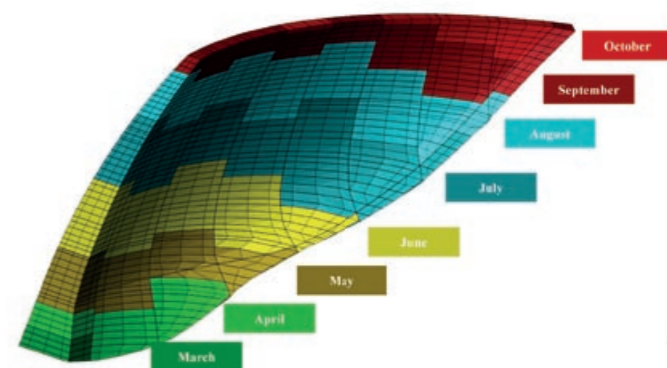


Figura 2. Modello agli elementi finiti della diga: i diversi colori indicano le differenti fasi di getto.

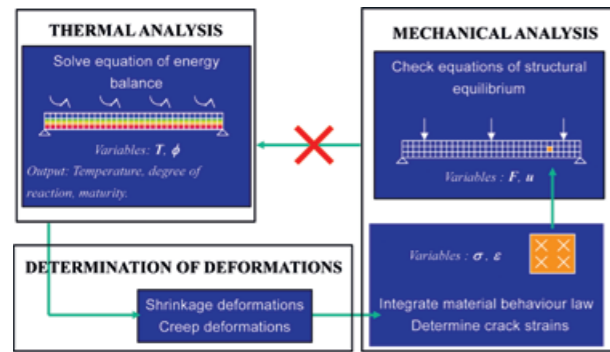


Figura 3. Analisi del calcestruzzo giovane: workflow

2.2 Procedura di analisi

L'approccio seguito in DIANA per l'analisi del calcestruzzo giovane è schematizzato in Figura 3.

L'analisi termo-meccanica è parzialmente accoppiata, e consiste in una analisi termica seguita da una analisi strutturale. Nell'analisi termica gli elementi strutturali vengono automaticamente convertiti in *elementi flow*. Le temperature determinate nell'analisi termica vengono automaticamente convertite in carico termico per l'analisi strutturale seguente. Le proprietà dei materiali possono essere definite in funzione del *grado di maturazione* del materiale, definito come *età equivalente*. Nell'ambito di questo studio, l'età equivalente è stata determinata utilizzando l'equazione di Arrhenius:

$$t_{eq} = \int_0^t \exp \left[c_A \cdot \left(\frac{1}{273 + T_{ref}} - \frac{1}{273 + T(\tau)} \right) \right] d\tau$$

dove c_A è la costante di Arrhenius ($c_A = 5000$ K) e T_{ref} è la temperatura ambiente di laboratorio ($T_{ref} = 20$ °C). In prima istanza, per semplicità, è stato considerato, il solo ritiro termico. Successivamente, sono stati introdotti gli effetti di viscosità e rilassamento, assumendo per il materiale un comportamento viscoelastico che segue la legge *double power*:

$$J(t, \tau) = \frac{1}{E(\tau)} \cdot [1 + \alpha \cdot \tau^{-d} \cdot (t - \tau)^d]$$

dove $\alpha = 1$, $d = q = 0.3$. Poiché alcun dato sperimentale da prove di viscosità era a disposizione degli autori per la taratura dei parametri della legge *double power*, sono stati adottati in questo caso gli stessi parametri utilizzati in analisi precedenti condotte da TNO DIANA. Risulta comunque necessario rilevare che, essendo il tipo di calcestruzzo utilizzato nella diga diverso dai comuni calcestruzzi utilizzati per altri tipi di strutture, sarebbe opportuno condurre almeno uno studio parametrico per comprendere l'influenza degli effetti viscoelastici sul comportamento meccanico di questo materiale. Tuttavia, l'opinione degli autori è che, nonostante l'incertezza sulla validità dei parametri scelti per modellare il comportamento viscoelastico, i risultati ottenuti possano fornire una chiara indicazione sulla necessità o meno di tenere in conto tali effetti.

Infine, per una valutazione del potenziale stato fessurativo del calcestruzzo, viene definito un parametro chiamato *fattore di utilizzazione della resistenza a trazione*:

$$FTU = \frac{\sigma_1}{f_t(t)}$$

dove σ_1 è la massima tensione principale, e $f_t(t)$ è la resistenza a trazione, funzione dell'età equivalente.

2.3 Dati proprietà dei materiali

I dati forniti dai formulatori includono: temperature esterne, sviluppo del calore di idratazione, sviluppo del modulo di Young, sviluppo della resistenza a trazione e compressione. Al posto del

calore di idratazione, gli autori hanno utilizzato la curva adiabatica, che può essere facilmente determinata integrando l'equazione:

$$q_v = \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T_{adiab}}{\partial t}$$

I dati di input sono riassunti in Figura 4 ed in Tabella 1.

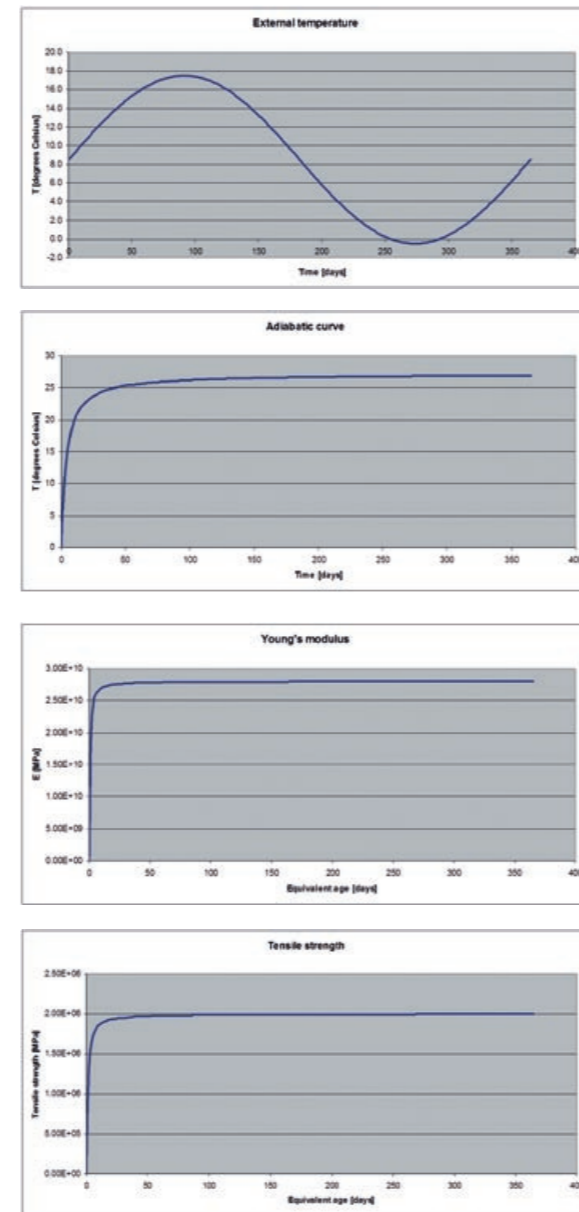


Figura 4: Proprietà termo-meccaniche.

Weight density	25000 [N/m³]
Specific heat	879 [J/kg °C] 2197500 [J/m³ °C]
Conductivity	2.5 [W/m °C] 216000 [J/m °C day]
Hydration heat [kcal/kg _{cement}]	$q(t) = \frac{t}{0.0653 + 0.0175 \cdot t}$
Heat transfer coefficient	16 [W/m² °C] 1382400 [J/m² °C day]
Young's modulus [MPa]	$E(t) = 25000 \cdot \exp \left[- \left(\frac{0.47}{t} \right)^{1.08} \right]$
Tensile strength [MPa]	$f_t = 2.55 \cdot 10^{-15} \cdot E(t)^2$
Poisson coefficient	0.15
Coefficient of thermal expansion [1/°C]	10 ⁻⁵
External temperature [°C]	$T = 8.5 + 9 \cdot \sin \left(\frac{2\pi \cdot t}{365} \right)$

Tabella 1: Proprietà termiche e meccaniche del materiale.

3 RISULTATI

I risultati delle analisi sono mostrati in Figura 5.

La Figura 5 e la Figura 6 mostrano la distribuzione della temperatura nella diga e la sua evoluzione nel tempo. I risultati mostrano che la temperatura aumenta inizialmente, per poi decrescere fino a raggiungere la temperatura esterna. Le temperature nelle parti interne della diga raggiungono sempre valori di temperatura di circa 10-15 °C più elevati rispetto alla superficie esterna; inoltre la temperatura esterna viene sempre raggiunta con un certo ritardo rispetto alle parti esterne. Bisogna osservare che la temperatura in superficie aumenta soltanto di pochi gradi centigradi (fino a 5 °C), e la massima temperatura raggiunta è di 21-22 °C durante la stagione calda. Di conseguenza, l'età equivalente in superficie è inferiore all'età effettiva (misurata a partire dal getto), ad eccezione di pochi giorni in Giugno-Luglio. A questo riguardo, il fatto che la presenza di casseforme è stata trascurata potrebbe di fatto introdurre delle condizioni troppo conservative.

La Figura 7 mostra la distribuzione delle massime tensioni principali nella diga e la loro evoluzione nel tempo, ed il confronto tra i risultati ottenuti con e senza il comportamento viscoelastico del materiale. I risultati mostrano che le tensioni principali raggiungono valori di picco durante la stagione fredda.

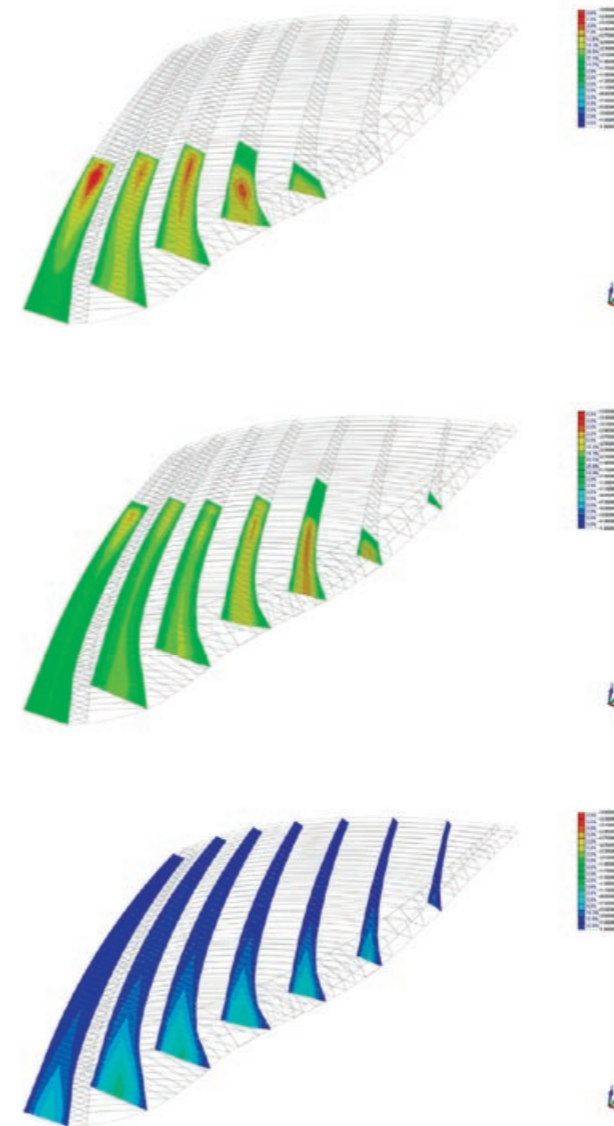


Figura 5: Distribuzione delle temperature nel corpo della diga, in corrispondenza di diverse fasi di costruzione

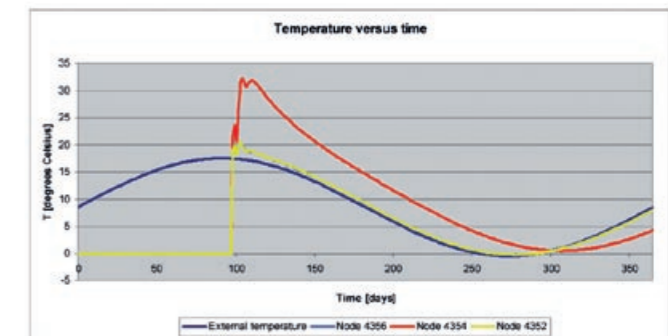
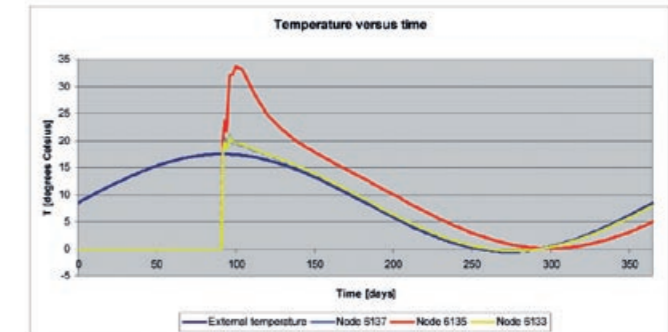
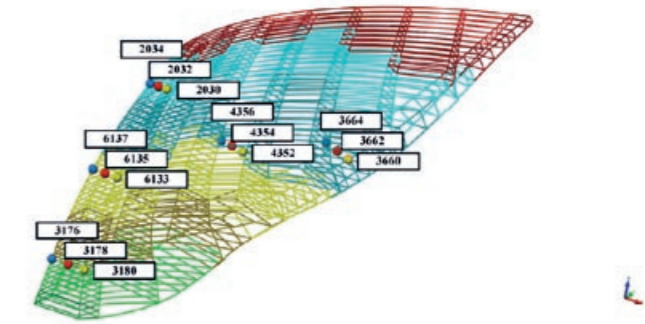


Figura 6: Evoluzione nel tempo della temperatura, in diversi punti della diga

Risulta evidente inoltre che escludere gli effetti viscoelastici, necessariamente presenti, conduce ad una stima più conservativa degli sforzi. Gli sforzi principali in Figura 7 sono stati calcolati dopo aver mediato le componenti del tensore degli sforzi ai nodi.

La Figura 8 e la Figura 9 mostrano i profili del fattore di utilizzazione della resistenza a trazione. In rosso sono le parti dove la massima tensione principale supera la resistenza a trazione. I risultati indicano che una certa fessurazione, sebbene confinata, si verifica già durante i mesi estivi per poi evolvere velocemente in autunno ed inverno (vedi Figura 8).

Quando si considera il comportamento viscoelastico, non soltanto la fessurazione è ritardata perché inizia solo nei mesi autunnali, ma interessa anche una parte molto più limitata della diga.

Infine, la Figura 10 mostra l'orientamento delle massime tensioni principali negli elementi più esterni, a valle, a diverse altezze. I vettori indicano il valore massimo tra tutti i nodi in un elemento. La direzione della tensione principale varia al variare delle stagioni (estate, autunno ed inverno). Infatti, durante i mesi invernali, le massime tensioni principali risultano inclinate in quasi tutto il corpo della diga, a sola eccezione della parte centrale, dove sono praticamente orizzontali. Questo potrebbe giustificare la presenza delle fessure osservate in prossimità delle spalle della diga. Durante l'estate, i massimi sforzi principali risultano sostanzialmente verticali in molti punti della diga. Tuttavia è solo verso la fine di Settembre che le fessure incominciano a formarsi anche nella parte centrale della diga, mentre in questo stesso periodo dell'anno le tensioni principali appaiono già ruotate. Ciò non aiuta a giustificare la presenza di fessure orizzontali nel corpo della diga.

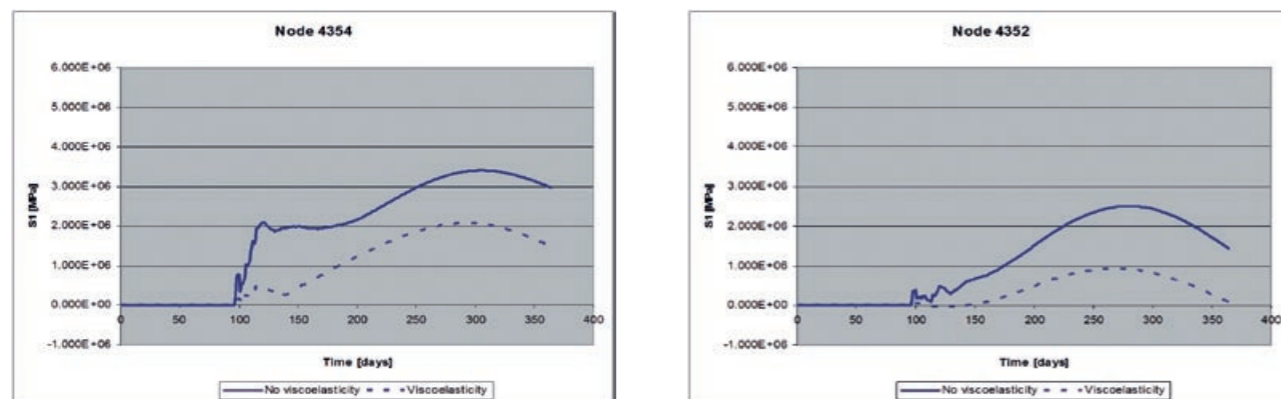


Figure 7: Evoluzione temporale delle massime tensioni principali in assegnate posizioni nella diga. Le componenti di sforzo sono mediate ai nodi.

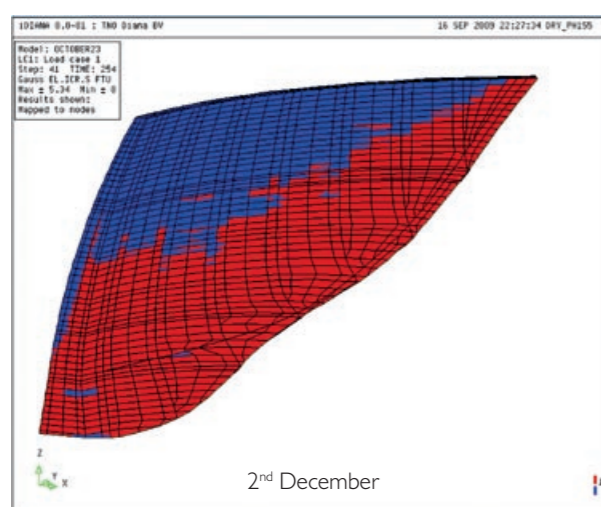


Figura 8: Profilo del fattore di utilizzazione della resistenza a trazione in corrispondenza di diverse fasi di costruzione (il comportamento viscoelastico viene trascurato). Il colore rosso indica che la massima tensione principale ha superato la resistenza a trazione.

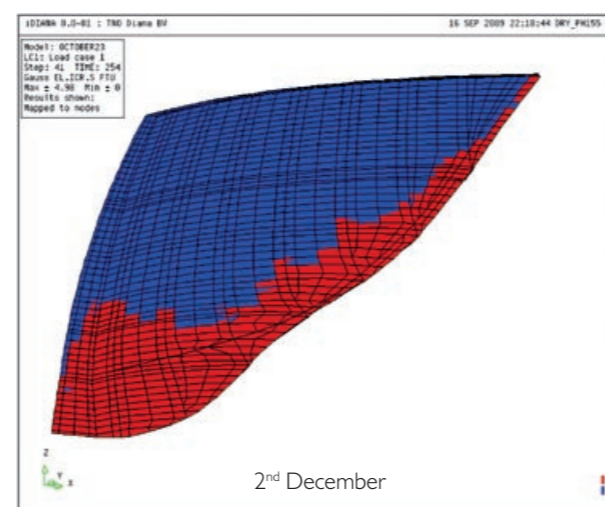


Figura 9: Profilo del fattore di utilizzazione della resistenza a trazione in corrispondenza di diverse fasi di costruzione (il comportamento viscoelastico viene considerato). Il colore rosso indica che la massima tensione principale ha superato la resistenza a trazione.

4 CONCLUSIONI

In questo articolo sono state analizzate le fasi di costruzione di una diga ad arco, utilizzando il programma di calcolo agli elementi finiti DIANA. È stata condotta una analisi termo-meccanica parzialmente accoppiata in cui le condizioni al contorno considerate scaturiscono dal calore di idratazione (sorgente di calore) e dalla temperatura esterna. La maturazione del calcestruzzo è tenuta in conto per mezzo dell'età equivalente, che è calcolata utilizzando la formula di Arrhenius. Per semplicità, solo il ritiro termico è stato considerato, e per il materiale è stato ipotizzato un comportamento lineare elastico. La stessa analisi è stata ripetuta assumendo un comportamento viscoelastico. Il fenomeno fessurativo viene predetto utilizzando il concetto di *fattore di utilizzazione della resistenza a trazione*. I risultati mostrano che gli sforzi principali crescono durante l'autunno e l'inverno, raggiungendo i valori più elevati della resistenza a trazione già durante il mese di Agosto. Ciò accade in una porzione piuttosto estesa della diga.

D'altra parte, se si considera il comportamento viscoelastico del materiale, la resistenza a trazione viene superata solo durante i mesi invernali, all'incirca due mesi dopo che la diga è stata completata, ed interessa soltanto una porzione molto limitata della stessa. La direzione delle massime tensioni principali indica che, benché sia possibile predire le fessure inclinate in prossimità delle spalle, non è altrettanto immediato giustificare la presenza di fessure orizzontali nella parte centrale della diga. L'opinione degli autori è che l'evoluzione del quadro fessurativo possa essere meglio seguito includendo nelle analisi ad elementi finiti un modello fessurativo per il calcestruzzo. Questo consentirebbe di condurre un'analisi più dettagliata dello stato di sforzo nel periodo di transizione tra i mesi caldi e quelli freddi. Di certo, il fatto che la diga sia stata costruita piuttosto velocemente costituisce una delle ragioni della prematura fessurazione. Infine, un'analisi che tenga conto della presenza delle cassature e dei tempi reali di scasseratura potrebbe concorrere ad ottenere risultati ancora più accurati, sulla base dei quali ottimizzare la procedura e la sequenza di costruzione.

BIBLIOGRAFIA

- 1 M. Meghella e A. Frigerio, 2009. Initial strain and stress development in a thin arch dam considering realistic construction sequence. 10th Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, September 16-18, 2009, Paris, France. International Commission of Large Dams (ICOLD).
- 2 P.A.J. van den Bogert, R. de Borst e P. Nauta, 1987. Simulation of the mechanical behaviour of young concrete. IABSE report, 54: 339-347.
- 3 R. de Borst e A.H. van den Boogard, 1994. Finite element modelling of deformation and cracking in early age concrete. Journal of Engineering Mechanics, American Society of Civil Engineers, 120(12):2519-2534.
- 4 DIANA User's Manual, Release 9.3.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano il Comitato ICOLD per gli Aspetti di Calcolo, Analisi e Progettazione di Dighe, ed in particolare il presidente Alain Carrère per aver autorizzato la traduzione in italiano dell'articolo originale, intitolato *Analysis of the Early Age Behaviour of an Arch Dam*, e pubblicato negli atti del 10° Benchmark Workshop on Numerical Analysis, Parigi, 16-18 Settembre 2009.

Edizioni CSPFea



“Design Examples using midas Gen o Eurocode 3”

Dae Keun Lee, 2009. € 20,00

Una guida completa all'approccio alla progettazione secondo l'Eurocodice 3 per le strutture in acciaio. Il libro affronta le principali caratteristiche dell'EC3 affiancandole alle funzionalità presenti in MIDAS/Gen 2010. Sono proposti gli algoritmi di design, alcuni esempi di “benchmark”, ed un tutorial di una struttura completa in acciaio.



“Auto-mesh & Slab/Wall Design Guide”

Ing. Mirco Sanguin, 2010. € 20,00

Auto-mesh & Slab/Wall Design Guide è un tutorial in lingua italiana che spiega come si deve progettare e verificare una piastra in c.a. secondo l'E.C.2. A partire dai metodi di analisi per ottenere le sollecitazioni ultime di calcolo secondo il metodo di Wood-Armer, generalizzato per qualsiasi direzione dell'armatura. Tramite alcuni esempi di piastre irregolari vengono illustrate e spiegate tutte le verifiche S.L.U e S.L.E.

In Libreria



“Finite element design of concrete structure”

G.A. Rombach, Thomas Telford Ed., 2004. € 78,50

Una trattazione esaustiva delle problematiche che nascono quando si effettua una modellazione numerica di strutture intelaiate (nodi rigidi, sezioni a cassone, sezioni variabili “tapered”, modellazione di molle “winkler”, modellazione di aperture, shear walls, piani rigidi, etc.). Sono trattati in maniera eccellente gli schemi a beam di impalcati di ponte, le pareti modellate con plate-element, le solette con tutte le problematiche di travi fuori dal piano, schemi “flat-slab”, pareti di partizione, momenti di Wood-Armer. Il capitolo finale è dedicato alle strutture “shell” come i silos. Non è comune trovare una trattazione così completa e chiara.



“Structural analysis of historical constructions II”

E. Oñate, P.B. Lourenço, et al., CIMNE-Barcelona Ed., 1998. € 48,00

Sebbene datato, resta ancora uno dei rari testi nell'approccio alla modellazione numerica di strutture storiche, con interventi illustri di Giorgio Croci, Giorgio Macchi, Climent Molins, Claudio Modena. Troviamo ancora attuale il Capitolo di P.B. Lourenço intitolato “Problematrice sperimentali e numeriche nella modellazione del comportamento meccanico della muratura”.

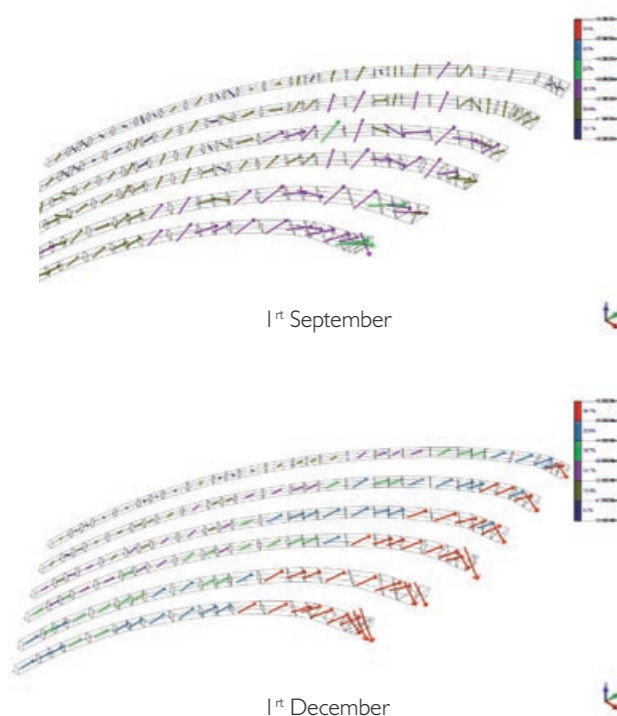
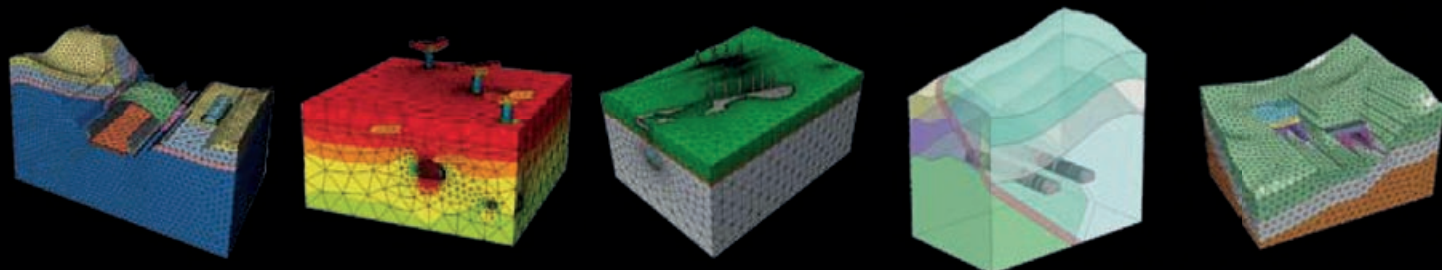


Figura 10: Vettori rappresentanti la massima tensione principale negli elementi più esterni, a valle della diga, ad altezze diverse. I vettori rappresentano il valore massimo di tensione σ_1 tra tutti i nodi in un elemento.

14-15-16 Aprile 2010

Politecnico di Milano "Analisi FEM 3D per problemi geotecnici e di tunnel".
Corso di MIDAS/GTS v. 3.0.0 e anteprima v. 4.0.0.



MIDAS/GTS è il software geotecnico nativo per analisi 3D ormai affermato a livello mondiale.

Nasce dalla collaborazione tra MIDAS, la maggior software house al mondo per l'ingegneria civile, con i suoi 140 dipendenti, e TNO-DIANA, produttrice del sofisticato DIANA, sviluppato nei laboratori di ricerca del Politecnico di Delft in Olanda e sinonimo internazionale di qualità e credibilità.

Normative Italiane

GTS è un prodotto spiccatamente orientato al professionista. Il software è supportato da ampia manualistica e tutorials.

I Manuali Teorico e Online permettono un vasto accesso alle informazioni. I benchmark permettono la validazione con i migliori software di ricerca e sono disponibili per essere acclusi alle Relazioni di Calcolo concordemente al Testo Unico.

Trial scaricabile dal sito www.cspfea.net

10 Motivi per passare a MIDAS/GTS

1. Soluzione geotecnica totale.
2. Analisi simultanea terreno-struttura.
3. Modellazione 3D rapida ed intuitiva.
4. Automesher potente e robusto.
5. Vasta libreria di modelli di materiali.
6. Eccellenti performance di analisi.
7. Impressionante visualizzazione dei risultati.
8. Pratiche funzioni di output.
9. Tecnologia leader mondiale.
10. Esteso supporto all'utente.