

**XXVII**  
**CONGRESSO CTA**  
**BOLOGNA**  
**3/5 ottobre 2019**

ISSN n° 0010-9673 Poste Italiane SpA - Specificazione in Abbonamento Postale - D.L. 353/2003 (con. in L. 27.02.04 n° 46) Art. 1, comma 1, L.0/M/1 Prezzo a copia: € 15,00 - In caso di mancato recapito inviare al CMP di Milano-Rosario per la restituzione al mittente previo pagamento reso

GEN/FEB 2019

**CTA**  
COLLEGIO  
DEI TECNICI  
DELL'ACCIAIO

  
**UNICMI**

RIVISTA BIMESTRALE  
PER LA DIFFUSIONE  
DELLA CULTURA DELL'ACCIAIO

# COSTRUZIONI METALLICHE





# IDEA StatiCa Connection

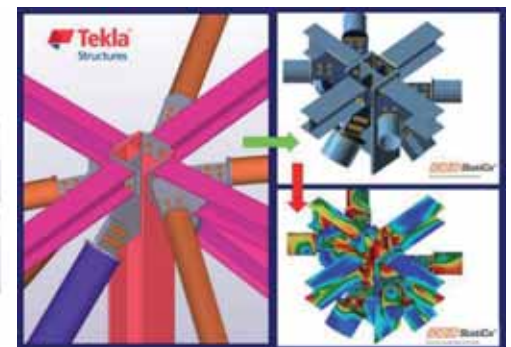
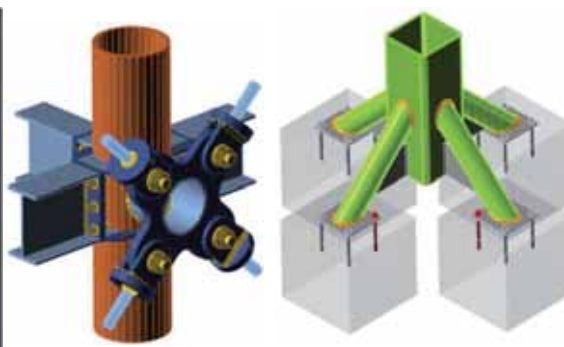
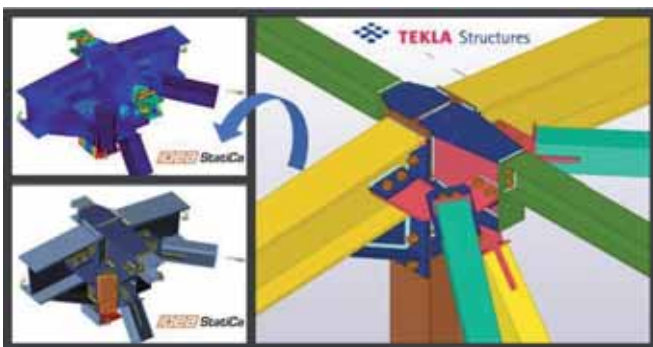
LEADER MONDIALE PER LA VERIFICA FEM DI CONNESSIONI IN ACCIAIO GENERICHE IN PIÙ DI 40 PAESI - MULTILINGUA - TECNOLOGIA BIM - ANALISI NON LINEARI

Libertà di progettare connessioni senza limiti

Norme: EN, AISC, CISC, AU

Analisi FEM con mesh automatica

	<b>Verifica globale</b> 	<b>Sforzo/deformazione</b> 	<b>Analisi della rigidezza</b> 
	<b>Member Capacity Design</b> 	<b>Analisi di buckling</b> 	<b>Design Joint Resistance</b> 

**Prova la versione completa per 14 giorni**  
 Eiseko Computer S.r.l. Viale del Lavoro 17 - 37036 S. Martino B/A (VR)  
 posta@eiseko.com 045.80.31.894 www.eiseko.com





**TRULY  
CONSTRUCTIBLE**

## Il BIM per l'Ingegneria Strutturale

Tekla Structures offre processi di modellazione 3D più veloci, dettagli più precisi, un migliore controllo delle modifiche e una produzione più rapida di disegni, oltre ai guadagni in termini di efficienza legati al flusso di lavoro.

La nuova versione supporta anche nuvole di punti, consentendo la consegna di progetti coordinati che si adattano perfettamente alle strutture esistenti

- I miglioramenti apportati ai disegni includono una produzione di disegni più rapida e una più rapida revisione e aggiunta di contenuti
- Il workflow dalla progettazione al dettaglio e alla produzione è più efficiente di prima, indipendentemente dal materiale utilizzato
- La modellazione, ancora più veloce e flessibile, di lamiere piegate e calandrate

**METODI DI LAVORO DI NUOVA GENERAZIONE MIGLIORE COMUNICAZIONE DEL PROGETTO** Scopri tutti i vantaggi di Tekla Structures su [harpaceas.it](http://harpaceas.it)



Rivenditore esclusivo per l'Italia

**HARPACEAS**  
the BIM expert





**SAP2000**

civile

**ETABS**

edifici

**SAFE**

fondazioni e solai

**CSiBridge**

ponti

**Perform3D**

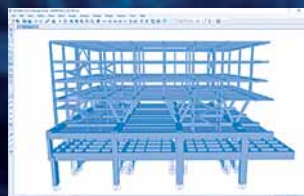
analisi prestazionale

**VIS**

verifiche c. a.

**SCS**

nodi acciaio



I programmi CSi in Italia e all'estero mettono a vostra disposizione la somma di oltre quarant'anni di ricerca e di attività professionale illustre. Scoprirete spesso di disporre degli unici programmi accettati senza riserve da amministrazioni e compagnie assicurative. Incontrerete un team entusiasta ed esperto, pronto ad assistervi con competenza, professionalità e amicizia.

**CSi Italia Srl**

Galleria San Marco 4 - 33170 Pordenone  
Tel. 0434.28465 - Fax 0434.28466  
info@csi-italia.eu - www.csi-italia.eu



Collaboriamo dove la precisione è vita.

SHOCKWAVE



Via Marchionale, 72  
46046 Medole (MN) - Italia  
Tel. +39 0376 898150  
Fax +39 0376 868335  
[info@cmmlaser.it](mailto:info@cmmlaser.it)  
[cmmlaser.it](http://cmmlaser.it)



# XXVII Giornate Italiane della Costruzione in Acciaio

## Ricerca-Progettazione-Industria: i nuovi orizzonti delle Costruzioni Metalliche

Bologna, 3-5 Ottobre 2019

Il XXVII Congresso del Collegio dei Tecnici dell'Acciaio si terrà a Bologna, a Palazzo Re Enzo, e sarà dedicato al rapporto tra le tre componenti costituenti il CTA. Il titolo di questa edizione sarà "Ricerca, Progettazione e Industria: i nuovi orizzonti delle Costruzioni Metalliche", richiamando i 70 Anni della prestigiosa Rivista Costruzioni Metalliche. Il Congresso CTA si svolgerà nelle giornate del 3 e 4 Ottobre e, a seguire, una sessione speciale a carattere formativo nella giornata del 5 Ottobre.

I tradizionali temi accettati per le presentazioni sono:

- Ricerca teorica e sperimentale
- Normative
- Realizzazione di strutture
- Ponti e viadotti
- Sostenibilità
- Resistenza al fuoco e alla corrosione
- Collegamenti
- Isolamento sismico e dissipazione
- Strutture speciali
- Profili sottili
- Sismica
- Robustezza
- Materiali
- Architettura
- Monitoraggio e vita utile
- Fatica

Il Congresso darà lo spazio per una presentazione sullo stato di avanzamento della Ricerca e sulle più recenti Realizzazioni in carpenteria metallica; saranno invitati alcuni studiosi esteri per riportare il loro contributo al miglioramento delle conoscenze per il perfezionamento delle Costruzioni Metalliche. Gli Ingegneri iscritti all'Albo avranno la possibilità di accreditare 8 CFP per le due prime giornate e altri 8 CFP per la partecipazione alla sessione speciale del 5 Ottobre, dedicata all'aggiornamento professionale e formazione con l'intervento di studiosi e progettisti di fama internazionale.

Per la presentazione delle memorie  
durante il Congresso, il termine per la sottomissione  
degli abstract è fissato per il  
28/02/2019 da inviare a [cta@ctanet.it](mailto:cta@ctanet.it)



Per informazioni, programma e iscrizioni consulta la pagina:  
[collegiotecniciacciaio.it/cta2019/](http://collegiotecniciacciaio.it/cta2019/)





**COSTRUZIONI METALLICHE - FONDATA NEL 1949****REDAZIONE****DIRETTORE RESPONSABILE:** BRUNO FINZI**EDITOR IN CAPO:** ELIDE NASTRI Università di Salerno, Italia**COMITATO DI REDAZIONE:**

NADIA BALDASSINO Università di Trento, Italia  
 CLAUDIO BERNUZZI "Politecnico" di Milano, Milano, Italia,  
 ANDREA CAMPIOLI "Politecnico" di Milano, Milano, Italia  
 PAOLO CASTALDO "Politecnico" di Torino, Torino, Italia  
 MARIO DE MIRANDA IUAV Università di Venezia  
 RAFFAELE LANDOLFO Università di Napoli "Federico II", Italia  
 EMANUELE MAIORANA Omba, Italia  
 GIOVANNI METELLI University of Brescia, Italia  
 EMIDIO NIGRO Università di Napoli "Federico II", Italia  
 VINCENZO PILLUSO Università di Salerno, Italia  
 SHAHAB RAMHORMOZIAN University of Auckland, New Zealand  
 ATSUSHI SATO Nagoya Institute of Technology, Japan  
 SERGIO SCANAVINO Istituto Italiano di Saldatura, Italia  
 LUCIA TIRCA Concordia University of Montreal, Canada

**COMITATO EDITORIALE ESECUTIVO:** GIANCARLO CORACINA, BENEDETTO CORDOVA, RICCARDO DE COL, ALBERTO VINTANI**COMITATO SCIENTIFICO:**

GIULIO BALLIO "Politecnico" di Milano, Milano, Italia,  
 MARIO D'ANIELLO Università di Napoli "Federico II", Italia  
 LUIGINO DEZI Università Politecnica delle Marche, Ancona, Italia  
 ERIC DUBOSC Ecole Nationale Supérieure d'Architecture de Paris, France  
 DAN DUBINA Polytechnic University of Timisoara, Timisoara, Romania  
 FEDERICO M. MAZZOLANI Università di Napoli "Federico II", Italia  
 ROSARIO MONTUORI Università di Salerno, Salerno, Italia  
 VITTORIO NASCÈ "Politecnico" di Torino, Italia  
 D.A. NETHERCOT Imperial College London, London, UK  
 MAURIZIO PIAZZA Università di Trento, Trento, Italia  
 COLIN ROGERS McGill University, Montreal, Canada  
 LUIS SIMOES DA SILVA University of Coimbra, Portugal  
 ENZO SIVIERO Università Telematica E-campus, Italia  
 CARLO URBANO "Politecnico" di Milano, Milano, Italia  
 RICCARDO ZANDONINI Università di Trento, Trento, Italia

**SEGRETERIA:** VALERIA PASINA**EDITORE:** GIANGIACOMO FRACCHIA EDITORE Srl  
Via C. Goldoni 1, 20129 Milano, tel. 02 49524930  
C.F./P.Iva: 07153040964 - CCIAA Milano REA n° 1939256**UFFICIO ABBONAMENTI:** CTA Collegio Tecnico dell'Acciaio,  
20129 Milano, Viale Giustiniano 10  
tel. 02 784711; costruzionimetalliche@ctanet.it  
http://www.collegiotecniciacciaio.it/costruzionimetalliche/**SPAZI PUBBLICITARI E PROMOZIONE ABBONAMENTI:**CTA Collegio Tecnico dell'Acciaio, 20129 Milano,  
Viale Giustiniano 10, tel. 02 784711; costruzionimetalliche@ctanet.it**IMPAGINAZIONE, GRAFICA E STAMPA:**GIERRE PRINT SERVICE Srl, Via Carlo Goldoni, 1  
20129 MILANO Tel. 02 49524930  
e-mail: commerciale@gierreprint.com**ABBONAMENTI PER L'ANNO 2018 (6 NUMERI):**Italia: € 60,00 - Estero: € 150,00 - Studenti: € 20,00  
Prezzo a copia: € 15,00

Garanzia di riservatezza per gli abbonati: l'Editore garantisce la massima riservatezza dei dati forniti dagli abbonati e la possibilità di richiederne gratuitamente la rettifica o la cancellazione. Le informazioni custodite nell'archivio elettronico dell'Editore verranno utilizzate al solo scopo di inviare agli abbonati eventuali proposte commerciali (legge 675/96 tutela dati personali)

La rivista non assume alcuna responsabilità delle tesi sostenute dagli Autori e delle attribuzioni relative alla partecipazione nella progettazione ed esecuzione delle opere segnalate dagli stessi Autori

La rivista è inviata ai soci del Collegio dei Tecnici dell'acciaio (C.T.A.)

Iscrizione al Tribunale di Milano in data 8 febbraio 1949,  
n. 1125 del registro.

Iscrizione ROC n. 020654 (Art.16 Legge 62 - 7/03/2001)

ISSN n. 0010-9673

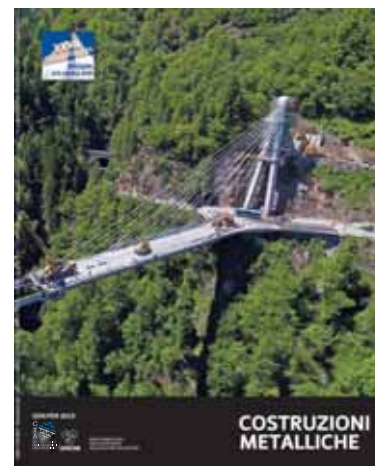
Spedizione in A.P. - D.L. 353/2003 (conv. in L.27.02.14  
N. 46) - Art. 1 comma 1 CNS PD**Questo numero della rivista è stato chiuso in redazione e stampato nel mese di marzo 2019**

È vietata e perseguibile per legge la riproduzione totale o parziale di testi, articoli, pubblicità ed immagini pubblicate su questa rivista sia in forma scritta, sia su supporti magnetici, digitali, ecc.

**COSTRUZIONI METALLICHE**

ANNO LXXI

GEN FEB 19

[www.facebook.com/CMrivista](http://www.facebook.com/CMrivista)[costruzionimetalliche@ctanet.it](mailto:costruzionimetalliche@ctanet.it)**In copertina:** Ponte strallato in Val di Pai - Sondrio.  
Progettazione: Studio De Miranda Associati - Milano  
(Foto di Filippo Barcellona)

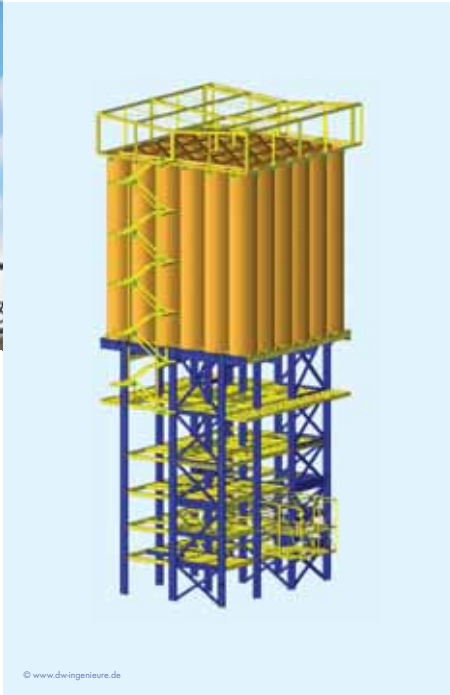
9	EDITORIALE	
	<b>MARIO DE MIRANDA</b>	Ispezione, Manutenzione, Durabilità
10	INGEGNERIA	
	<b>MARIO DE MIRANDA</b>	PONTI IN ACCIAIO: PROGETTARE PER LA DURABILITÀ
17	INGEGNERIA	
	<b>G. MAIER, V. BULJAK, G. COCCHETTI, A. CORNAGGIA, G. NOVATI</b>	VALUTAZIONE DEI MARGINI DI SICUREZZA A COLLASSO DI STRUTTURE ESISTENTI
24	INGEGNERIA	
	<b>ALBERTO CASTELLANI, CLAUDIO CHESI, CARLO CASTIGLIONI, BENEDETTO CORDOVA</b>	STRUTTURE IN ACCIAIO: FATICA OLIGOCICLICA
38	ARCHITETTURA	
	<b>CAROL MONTICELLI</b>	ACCIAIO E INTRECCI STRUTTURALI A DENSITÀ VARIABILE Bernard Tschumi Urbanistes Architects (BTuA) and Hugh Dutton Associates (HDA), Passerella pedonale sopra la stazione, La Roche-sur-Yon (Francia), 2008 - 2011
50	INGEGNERIA	
	<b>XU JIANG, YUAN YUAN, CHONG WU, CHENGWEI LUO</b>	VERIFICA A FATICA DI UN IMPALCATO IN LASTRA ORTOTROPA CON PIANO STRADALE IN UHPC
61	REALIZZAZIONI	
	<b>RAFFAELE POLUZZI, ALESSANDRO MANNI, ANDREA MONTALTI</b>	NUOVO PONTE AD ARCO SUL FIUME PANARO A BOMPORTO (MO) - ITALIA
71	INGEGNERIA	
	<b>PAOLO PANZERI, ELISA PANZERI, GIUSEPPE GIUNTA</b>	MONITORAGGIO E DIAGNOSI DI UN PONTE MONUMENTALE SUL FIUME PO - IL METODO DINAMICO
79	RICERCA	
	<b>GIOVANNI CHIUMIENTO, GIANMARIA DI LORENZO, ANTONIO FORMISANO</b>	NON-DESTRUCTIVE LEEB HARDNESS EXPERIMENTAL TESTS ON STRUCTURAL STEELS: PRELIMINARY RESULTS
87	INGEGNERIA	
	<b>SANDRO FAVERO, FEDERICO ZAGGIA, LUIGI RANZATO</b>	CONSERVAZIONE E RIQUALIFICAZIONE DEL COMPLESSO "MANIN-PILSEN", BACINO ORSEOLO, VENEZIA
98	CULTURA DELLE COSTRUZIONI METALLICHE	
	<b>A CURA DELLA REDAZIONE</b>	70 ANNI DI "COSTRUZIONI METALLICHE": I PRIMI ANNI
110	INTERVISTE	
	<b>A CURA DELLA REDAZIONE</b>	STUDIO DE MIRANDA ASSOCIATI: 50 ANNI PORTATI BENE
112	RECENSIONI	

# RFEM 5

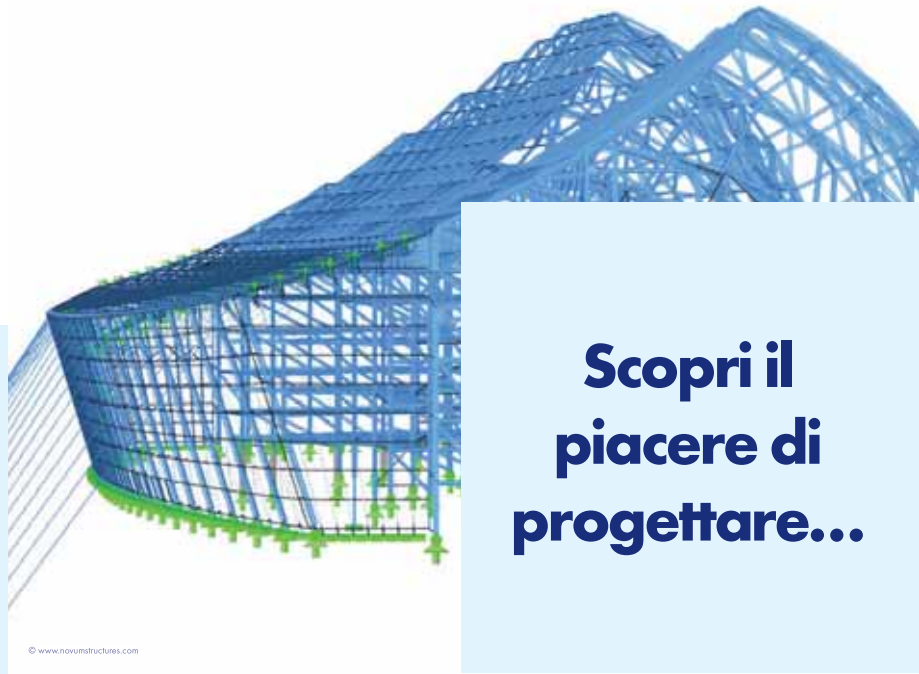
Il programma FEM definitivo



© www.wm-engineers.de



© www.dwingenre.de

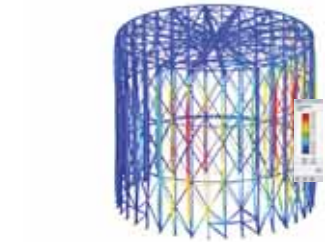


© www.novumstructures.com

Scopri il piacere di progettare...

# RSTAB 8

Il programma per strutture intelaiate



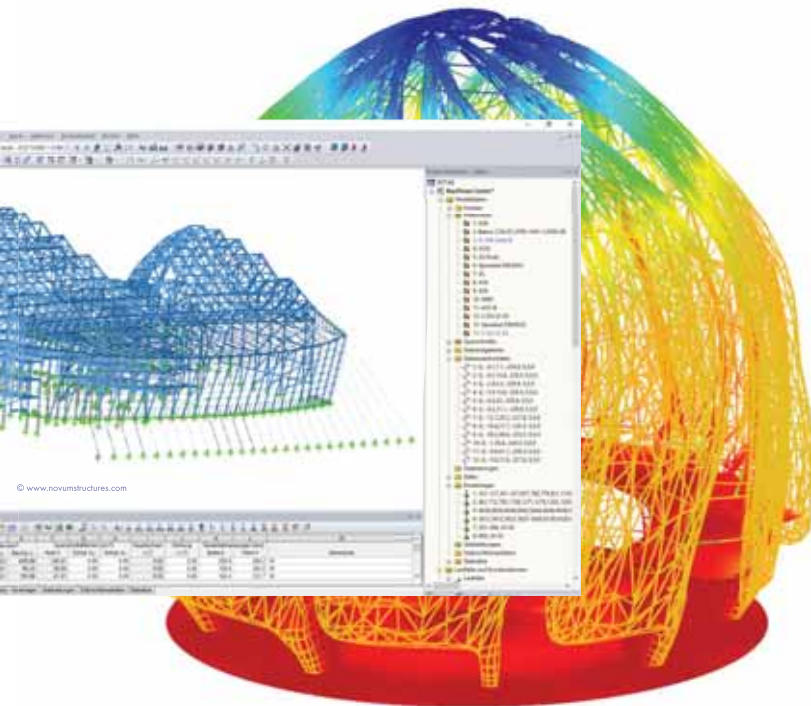
© www.tragwerkknapp.de



VIENI A TROVARCI  
AL PADIGLIONE 10  
STAND E14



© www.novumstructures.com



© www.josef-gartner.de

- Acciaio ed alluminio
- Collegamenti
- Analisi di buckling e warping torsion
- Profili in parete sottile di qualsiasi forma
- Torri di trasmissione
- Tensostrutture
- Gru e vie di corsa
- Tubazioni, silo e serbatoi
- Strutture temporanee
- Eurocodici e norme internazionali

VERSIONE TRIAL GRATUITA  
VALIDA 90 GIORNI



Software di analisi e  
progettazione strutturale

[www.dlubal.com](http://www.dlubal.com)



# Ispezione, Manutenzione, Durabilità



Prof. Ing. Mario de Miranda  
IUAV, Venezia  
de Miranda Associati, Milano

Fino ad oggi le opere che realizziamo sono state studiate e analizzate principalmente sotto il profilo del progetto, dell'analisi, e del calcolo *in primis*, e poi delle modalità costruttive. L'ingegneria insegnata nelle Università ha riguardato quasi esclusivamente questi aspetti. Negli ultimi anni e soprattutto oggi ci rendiamo conto che è urgente studiare le opere e analizzarle e progettarle anche sotto il profilo della loro capacità di **durata nel tempo**, e di gestirle con cura perché possano realmente durare a lungo.

Si sono quindi definiti i concetti di **durabilità** e **vita utile**, e vari criteri di calcolo del degrado nel tempo, così come efficaci sistemi di **protezione** delle strutture.

Mettere in pratica questi criteri nei nuovi progetti è relativamente semplice perché esiste e si va diffondendo la conoscenza e la cultura progettuale per la durabilità.

Le strutture esistenti viceversa, ed in particolare quelle costruite alcuni decenni fa e che rappresentano la maggior parte del costruito, non hanno beneficiato di questa conoscenza e cultura, e spesso sono state lasciate per decenni in balia della **disattenzione** e del conseguente degrado.

Il risultato è un **patrimonio** di infrastrutture **affaticato** e deteriorato in larga misura. È tuttavia possibile recuperare.

Il primo passo consiste nella **diffusione della conoscenza** del concetto di durata nel tempo condizionata al controllo delle opere. Controllo che si declina nelle sistematiche attività di ispezione che guidano e indirizzano le conseguenti attività di manutenzione. Le costruzioni in acciaio hanno sempre coltivato la **cultura della manutenzione** e validi esempi di strutture realizzate a fine ottocento e ancora in servizio lo dimostrano. Ed hanno mostrato come pratiche sistematiche e continuative di controlli e manutenzione risultano il **sistema più economico** per il mantenimento dei necessari livelli di sicurezza; viceversa le pratiche di abbandono, che comportano la sequenza degrado diffuso + degrado pericoloso + pesanti riparazioni, comportano alla fine elevatissimi costi per la collettività.

Ma quei buoni esempi hanno beneficiato dell'azione di Amministrazioni avvedute, tecnicamente preparate, e consapevoli della necessità di **destinare risorse** alla attività di mantenimento delle opere. La mancanza di questa consapevolezza è la principale responsabile del degrado del patrimonio di opere infrastrutturali nel nostro Paese.

Per le opere nuove e soprattutto per quelle esistenti è indispensabile garantire alle Amministrazioni-Enti Proprietari il necessario flusso di risorse che consenta loro di ottemperare al **dovere di mantenere efficiente** e sicuro il patrimonio di infrastrutture. L'obbligo di legge su vigilanza e interventi esiste da molto tempo, espresso nella Circolare del Ministero dei LL.PP. 6736\_61 del 19/7/1967, ma viene quasi sistematicamente disatteso.

La consapevolezza e la messa a disposizione di risorse derivano, come abbiamo ricordato, da una diffusione presso Amministrazioni e Soggetti decisori della **cultura tecnica del mantenimento delle opere**. Cultura tecnica che si persegue attraverso lo sviluppo di una continua ricerca e la creazione di momenti ed eventi di discussione e studio su questi temi. Questo numero della rivista Costruzioni Metalliche, ed il Convegno di Milano IMD2019 su Ispezione e Manutenzione per la Durabilità dei ponti, sono due momenti di **confronto di idee e di esperienze** che vogliamo proporre come **contributo** utile al mantenimento dei necessari livelli di sicurezza delle opere che realizziamo e che abbiamo realizzato nell'ottica del più razionale utilizzo delle risorse.

*Mario de Miranda*



# PONTI IN ACCIAIO: PROGETTARE PER LA DURABILITÀ

Prof. Ing. Mario de Miranda  
*de Miranda Associati, Milano*

## 1. INTRODUZIONE

La corrosione è l'elemento di debolezza di gran lunga più importante delle strutture metalliche e quindi dei ponti in acciaio, come testimonia la prevalenza dei costi di manutenzione e riparazione legati all'ossidazione dell'acciaio, rispetto a quelli legati ad altri fenomeni quali la resistenza, la rottura, l'instabilità o la resistenza a fatica.

Per questa ragione le strutture metalliche dei ponti vengono protette con sistemi di varia tipologia e natura.

Tuttavia, a fronte della necessità di un sistema di protezione si deve riconoscere che l'acciaio presenta rispetto ad altri materiali il formidabile vantaggio della totale ispezionabilità. Ispezionabilità e accessibilità che consentono il sistematico controllo dello stato del sistema di protezione, del grado di ossidazione dell'acciaio, della presenza o assenza di situazioni patologiche quali rotture, pieghe o cricche; e che consentono anche una riparabilità - ed una adeguabilità a mutate condizioni di traffico/carico o normative - relativamente semplice. In queste note ci si riferisce, soltanto al principale tra i vari aspetti di durabilità, ossia al controllo della corrosione, rimandando agli altri aspetti successivi interventi, e ci si prefigge in particolare un duplice obiettivo:

- Innanzitutto presentare lo Stato dell'Arte della protezione dalla corrosione dei Ponti Metallici in Italia, nell'ambito di un esame critico-costruttivo con particolare riferimento ai ponti realizzati in acciaio autoprotetto;



- Infine individuare e proporre, anche sulla base di una serie di reali ispezioni sul campo di opere significative, una serie di Raccomandazioni di Buona Pratica che possano essere un'utile guida per i progettisti, gli universitari e soprattutto per i gestori delle opere.

Questo al fine di tendere ad avere in futuro ponti in acciaio di limitata ed economica manutenzione e durata reale di

ben oltre i 100 anni di attuale riferimento, cosa che è oggi realmente possibile.

## 2. ASPETTI GENERALI DI DURABILITÀ E PRINCIPALI SITUAZIONI DI VULNERABILITÀ DEI PONTI IN ACCIAIO

### Soggetti responsabili

La durabilità del ponte in acciaio dipende innanzitutto dall'azione e responsabilità di due principali soggetti: il Progettista e l'Ente Proprietario, o Gestore.

- Infatti il ponte in acciaio consente, come accennato, la completa visibilità di ogni parte e dettaglio strutturale, e questo è di grande utilità nella valutazione dello stato della struttura, nella sua possibilità di ispezione e nella agevole disponibilità ad interventi di adeguamento ed eventuale rinforzo. Ma questo vantaggio può essere colto solo se in fase di Progetto si tiene in debito conto l'accessibilità e quindi l'ispezionabilità della struttura.

Questa opportunità, e relativa responsabilità, sono di competenza del Progettista.

Intervento tenuto dall'autore al convegno: "Ispezione e manutenzione per la durabilità dei ponti: metodi di intervento" - Milano, 28 marzo 2019



- Inoltre il ponte in acciaio, come tutte le opere dell'uomo, deve essere sistematicamente ispezionato e mantenuto. L'ispezione sistematica, i controlli e la manutenzione vengono effettuati e sono di responsabilità dall'Ente Gestore del Ponte con la cadenza necessaria ed impiegando le necessarie risorse.

#### Elementi di vulnerabilità

Nel ponte metallico non è solo la struttura portante a richiedere cura e protezione; bensì esistono differenti elementi di vulnerabilità, che comportano deterioramento in misura spesso maggiore di quanto avvenga per la struttura principale, e che si elencano qui di seguito.

#### • Giunti di dilatazione

Sono decisamente uno degli elementi più fragili nell'organismo strutturale.

Sono tipicamente deteriorati per:

- fenomeni d'urto nelle ruote degli automezzi;
- corse eccessive;
- lame degli spalaneve, non sollevate in corrispondenza dei giunti al passaggio del mezzo;
- deterioramento o assenza dei canali flessibili di drenaggio dell'acqua di carreggiata.

Il loro deterioramento causa percolazioni lungo la struttura che costituiscono per essa la più frequente causa di degrado.

#### • Apparecchi d'appoggio

Le aree spesso critiche sono:

- l'ossidazione per mancanza di rispristini in occasione di ispezioni;
- l'ingresso di polvere e sporcizia nelle superfici di scorrimento, per l'assenza di guarnizioni protettive;
- l'abnorme movimento reciproco tra la parte fissa e quella mobile in occasione di movimenti imprevisti o sottostimati delle sotto-strutture: pile e spalle;
- la fessurazione degli elastomeri negli appoggi in neoprene armato, o per sovraccarico, o per errata mescola, e/o per effetto dell'ozono e quindi dell'esposizione alle intemperie.

#### • Solette in calcestruzzo

Le solette in c.a. dei ponti a struttura composta acciaio - calcestruzzo sono l'elemento strutturale più esposto e più vulnerabile del ponte: soggette direttamente ai carichi di traffico, soggette a possibili infiltrazioni d'acqua dalle pavimentazioni, ed ai sali anti-gelo sparsi in inverno.

Gli elementi più vulnerabili sono tipicamente:

- i cordoli d'estremità;
- i fori, aperti a volte con criteri empirici, per il drenaggio dell'acqua. E molto critici sono tali fori se insufficienti o

mancanti sono i tubi di allontanamento dell'acqua;

- le zone prossime ai giunti di dilatazione.

#### • Travata e strutture in acciaio

Le più tipiche situazioni di deterioramento si riscontrano nei seguenti casi:

- invecchiamento della verniciatura, soprattutto dello strato di finitura, e carenza dei relativi ripristini e rifacimenti;
- ristagno di acqua/umidità/sporcizia nelle aree sub-orizzontali, o nelle aree ove l'assenza di *slot* o fori di drenaggio consente o favorisce la permanenza e sedimentazione di materiale;
- ossidazione di parti di strutture e di bulloni, non protetti in molti casi.

Per le lastre ortotrope valgono qualitativamente i concetti espressi per le solette.

In aggiunta un fenomeno da controllare è la fatica, ossia l'insorgere di cricche per fatica nelle zone di maggiore sollecitazione e concentrazione di sforzo.

#### • Sistemi di sospensione: stralli e cavi

Le zone più delicate sono gli ancoraggi, ed in particolare quelli inferiori.

Infatti in essi può accumularsi acqua proveniente da varie origini:

- condensa;
- ingresso dalle guaine, a volte fessurate;
- ingresso dalle giunzioni tra le varie parti del sistema di stralli: tubi forma, anti-vandalismo, ancoraggi.

La conoscenza di questo elemento di vulnerabilità è il primo passo, essenziale, per l'indirizzamento efficace delle ispezioni e del controllo dello stato del ponte.

### 3. I METODI DI PROTEZIONE DELLA STRUTTURA IN ACCIAIO

I metodi di protezione delle strutture in acciaio sono basati sostanzialmente, su due meccanismi, eventualmente integrati tra loro:

- La protezione fisica, che si ottiene creando una barriera artificiale al contatto tra acciaio e ossigeno, o acqua allo stato liquido o di vapore.

Questa barriera può essere realizzata da vari sistemi artificiali, o è creata dall'ossido superficiale nel caso di acciai cosiddetti "autoprotetti" o "patinabili" o degli acciai "inossidabili".

- La protezione catodica, creando a livello diffuso o concentrato un anodo sacrificale.

Questi due meccanismi si declinano e in parte si integrano in diversi sistemi di protezione che qui di seguito brevemente si descrive, e dei quali si tracciano i principali vantaggi e svantaggi, e per i quali si rimanda, per una descrizione più



approfondita, al Quaderno del CTA “Acciaio e Durabilità”.

#### La verniciatura

La verniciatura costituisce il metodo di protezione tradizionale. Questo sistema è realizzato con i differenti strati di primer, intermedio e finitura. Gli ultimi due forniscono protezione attraverso la barriera fisica. Il primo anche mediante l'effetto catodico, attraverso la aliquota di zinco presente nel composto. Essenziale, per una buona riuscita del sistema protettivo, ed una adesione del primer per diversi decenni, è la corretta sabbiatura che precede l'applicazione del primer.

Il grado Sa 2.5 o Sa 3, ed una brevissima attesa prima dell'applicazione del primer, sono i due elementi fondamentali per tale riuscita.

Lo spessore totale del rivestimento, variabile tipicamente da 120 a 240 micron, è proporzionale alla protezione che la verniciatura fornisce.

Il primer e lo stato intermedio possono durare diverse decine di anni se non vengono intaccati dal deterioramento eccessivo della finitura.

Ed infatti la finitura è lo strato che in condizioni di normale manutenzione viene ripristinato a cadenze di anni, il cui numero dipende dall'aggressività ambientale e dalla qualità chimica del polimero.

Le moderne finiture silossaniche, e soprattutto quelle basate sui fluororati, mantengono le caratteristiche originali per alcune decine di anni e consentono corrispondenti tempi di riverniciatura.

#### La zincatura a caldo

La zincatura a caldo integra l'effetto barriera e la protezione catodica nell'unico omogeneo rivestimento. È un metodo efficace per atmosfere non aggressive, ottimo per quelle rurali, ma richiede che la struttura del ponte sia composta da elementi di piccola dimensione tali da poter essere immersi nelle vasche di zincatura.

Comunque, nei ponti, per i quali si richiede una vita utile di 100 anni, la zincatura da sola non è, normalmente, sufficiente ad assicurare tale durata e richiede pertanto, al termine del periodo – anche di vari decenni – in cui esplica efficacemente

la sua funzione protettiva, un intervento di verniciatura.

#### Acciai inossidabili

Presentano un eccellente risultato in termini di protezione in quanto l'ossido che si forma in superficie è protettivo e durevole. Nei ponti l'elevato costo di tali acciai ne ha impedito finora la diffusione.

#### Protezione catodica

La protezione catodica diretta, ossia la predisposizione di anodi sacrificali o l'applicazione di eventuali correnti impresse, è un efficace sistema per strutture metalliche immerse nell'acqua. Non risulta particolarmente efficace o conveniente in strutture esposte all'aria.

#### Weathering Steel

L'uso di acciaio patinabile, o Weathering Steel (WS), nel quale la barriera è costituita dall'ossido che si forma in particolari condizioni, è una soluzione oggi molto utilizzata in Italia e all'estero, ed è l'oggetto principale delle successive considerazioni. Costituisce infatti un sistema economico ed efficiente in molte situazioni per realizzare ponti in acciaio durevoli e con bassi costi di manutenzione.

Richiede peraltro alcune attenzioni nella scelta dell'ambiente in cui utilizzarlo e nelle modalità d'impiego.

#### Storia e diffusione

L'acciaio patinabile non è una invenzione recente: è stato studiato ed introdotto per la prima volta sul mercato americano dalla U.S. Steel nel 1933 originariamente per applicazioni nei vagoni ferroviari per eliminare la loro verniciatura e manutenzione. Dalla fine degli anni '50 è stato studiato e migliorato in Giappone.

Dai primi anni '60 è stato utilizzato nei ponti, ed in larga scala negli USA dalla metà degli anni '60.

In Italia le prime esperienze nei ponti risalgono alla fine degli anni '70.

Dopo le prime pionieristiche applicazioni il Weathering Steel si è diffuso con continuità.

	C	Mn	P	S	Si	Cu	Ni	Cr	Fyk Mpa	Fu Mpa	Kv (J)		A %
											(-10°)	(-20°)	
Min.	0.11	0.2	0.07	-	0.30	0.25	-	0.50	355	470	41	27	20
Max.	0.12	0.5	0.15	0.03	0.50	0.55	0.65	1.25	-	630	-	-	-

Tabella 1 – Proprietà chimiche e meccaniche tipiche di wethering steel europei, secondo EN 10025-5



Oggi l'acciaio patinabile viene utilizzato in larga scala, e nella maggior parte delle applicazioni in zone rurali.

#### Caratteristiche

- In termini di composizione chimica il WS è principalmente caratterizzato dalla elevata presenza di rame, dallo 0,25% fino allo 0,55%, oltre a cromo e fosforo, tra gli elementi di lega (tabella 1).

Il rame è il principale elemento funzionale alla resistenza alla corrosione.

La adozione di un importante tenore di nichel fornisce un contributo positivo in condizioni di atmosfera con elevati contenuti di cloruri.

- In termini di comportamento fisico, il WS si comporta, tipicamente e in opportune condizioni, nel seguente modo:
  - in presenza di cicli umido-asciutto la superficie si ossida;
  - l'ossido, in condizioni opportune, risulta a struttura compatta e fortemente aderente alla superficie del materiale base, e forma una patina che risulta resistente alle successive aggressioni; questo avviene in un periodo di tempo variabile da 3 a 15 anni, proporzionalmente al grado di aggressività ambientale;
  - la perdita di materiale a causa dell'ossidazione si riduce esponenzialmente nel tempo ed in condizioni adatte risulta molto bassa. Tuttavia molti fattori influenzano il fenomeno: la persistenza dello stato umido della superficie, la presenza e concentrazione di cloruri (Cl-) e di inquinamento atmosferico (SO<sub>2</sub>). (tabella 2).
- In termini di comportamento meccanico il WS ha caratteristiche di resistenza, snervamento, duttilità e resilienza analoghe a quelle degli altri acciai al carbonio.

#### Vantaggi

I vantaggi sono a due livelli:

- Durante la esecuzione, in officina, e durante il trasporto ed il montaggio le operazioni sono più rapide e richiedono meno attenzione che nel caso di una struttura verniciata. La produzione di una struttura in WS è pertanto più economica che con altri sistemi. L'eliminazione del costo della verniciatura è in genere compensata dall'aumento del prezzo del materiale.
- Durante l'esercizio del ponte l'assenza di protezioni esterne da rinnovare rende la manutenzione più economica.

Si è peraltro notato che in un acciaio WS verniciato la verniciatura presenta una durata maggiore che in caso di acciaio normale, e si verifica quindi una efficace sinergia tra i due sistemi.

#### Accorgimenti progettuali

La condizione indispensabile per la formazione di una patina protettiva ben aderente e resistente è la presenza continua di cicli di asciutto-umido in atmosfere con basso contenuto di cloruri e non persistentemente umide o bagnate.

Queste condizioni possono essere compromesse in caso di:

- Persistenza di condizioni di umido o di bagnato sulle superfici in particolare in corrispondenza di giunti e recessi che non consentono il naturale drenaggio o asciugatura dell'acqua; questo avviene spesso in corrispondenza di giunti di dilatazione non impermeabili;
- Dilavamento frequente della superficie per effetto della pioggia in zone di elevata piovosità, e persistenza di condizioni di umidità e soprattutto persistenza di acqua su superfici sub-orizzontali esposte;
- Area prossima al mare;

Metallo	Condizioni ambientali									
	Mild						Severe			
	C1		C2		C3		C4		C5	
	r <sub>av</sub>	r <sub>lin</sub>	r <sub>av</sub>	r <sub>lin</sub>	r <sub>av</sub>	r <sub>lin</sub>	r <sub>av</sub>	r <sub>lin</sub>	r <sub>av</sub>	r <sub>lin</sub>
Acciaio al carbonio	≤ 0.5	≤ 0.1	0.5÷5	0.1÷1.5	5÷12	1.5÷6	12÷30	6÷20	30÷100	20÷90
Weathering Steel	≤ 0.1	≤ 0.1	0.1÷2.0	0.1÷1.0	2÷8	1÷5	8÷15	5÷10	15÷80	10÷80

C1 = Zone asciutte o fredde, inquinamento molto basso e minimo tempo di umidità (deserti, artico, antartico).  
 C2 = Zone temperate, basso inquinamento ( $SO_2 < 5 \mu g/m^3$ ) (aree rurali, piccole città): aree asciutte o fredde con inquinamento e tempo di umidità bassi.  
 C3 = Zone temperate, medio inquinamento ( $5 \mu g/m^3 < SO_2 < 30 \mu g/m^3$ ): aree urbane o costiere con bassi depositi di cloruri, aree subtropicali e tropicali con basso inquinamento.  
 C4 = Zone temperate ad alto inquinamento ( $30 \mu g/m^3 < SO_2 < 90 \mu g/m^3$ ) o effetto dei cloruri: aree urbane inquinate, aree industriali, costiere senza spruzzi di acqua di mare, esposizione a sali scongelanti.  
 C5 = Zone temperate e subtropicali con inquinamento molto alto ( $90 \mu g/m^3 < SO_2 < 250 \mu g/m^3$ ), e/o effetti significativi dei cloruri: aree industriali e costiere.  
 r<sub>av</sub> = tasso medio di corrosione durante i primi 10 anni ( $\mu g/m/anno$ ).  
 r<sub>lin</sub> = tasso di corrosione stazionario dopo i primi 10 anni ( $\mu g/m/anno$ ).

Tabella 2 – Tasso di corrosione in atmosfera per diverse categorie di corrosività (ISO 1224:1992)





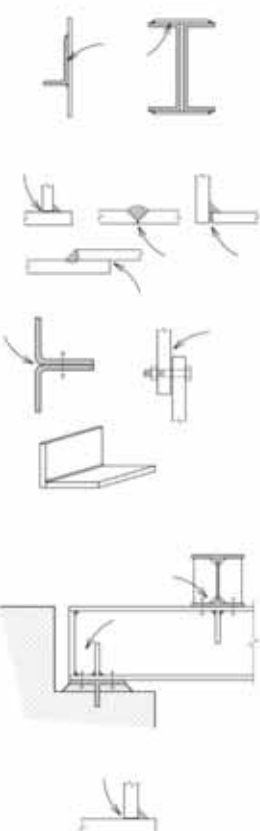

#	Tema	Dettaglio Critico	Dettaglio Ottimale
1	Evitare superfici solo giustapposte e infiltrabili		
2	Evitare interstizi		

Fig. 1a - Dettagli costruttivi e loro miglioramento in funzione della massima durabilità



- Presenza locale di micro-atmosfera salina in presenza di spargimento di sali disgelanti sul manto stradale.

Le condizioni ambientali poco adatte all'uso del WS, ossia nelle quali la patina protettiva non è stabile, corrispondono alla presenza di concentrazioni di sale maggiori di 0,1 mdd (mg/dm<sup>2</sup>/day, di NaCl). Si considerano anche poco adatte le condizioni che inducono ad una perdita teorica media di materiale  $r \geq 6\mu\text{g}/\text{m}/\text{anno}$ .

Di conseguenza gli accorgimenti principali per una buona *performance* di un ponte in acciaio autoprotetto sono i seguenti:

- Limitazione dell'esposizione diretta in atmosfere ad alto contenuto di Cl, marine o in presenza di sali disgelanti o di forte inquinamento;
- Protezione della struttura in acciaio dal ristagno d'acqua e dal frequente dilavamento: realizzare preferibilmente ponti a via superiore, nei quali l'acciaio è protetto dalla soletta superiore e nei casi di ponti a via inferiore è necessario, e non sempre facile, evitare zone di possibile ristagno dell'acqua;
- Ventilazione delle strutture scatolari ispezionabili, o sigillature accurate di quelle di piccole dimensioni e non ispezionabili;
- Controllo delle perdite d'acqua dalle solette (tubi di drenaggio, fessure, aperture) e soprattutto dai giunti di dilatazione;
- Progettazione di dettaglio tale da evitare ristagno d'acqua, di polvere/sporco, e conseguente umidità localizzata;
- Progettazione di dettaglio che privilegi particolari semplici, con ridotte possibilità di accumulo di polvere / sporco / umidità, e sempre ispezionabili.

Esempi di dettagli favorevoli ad una elevata durabilità, validi non solo per gli acciai autoprotetti, sono illustrati nelle figure 1a e 1b. Un criterio progettuale adottato in UK per tener conto in maniera cautelativa della perdita di sezione degli acciai patinabili consiste nella riduzione degli spessori di calcolo rispetto a quelli nominali con i seguenti valori, relativi a ciascuna superficie esposta:

- 0,5 mm nelle sezioni interne dei cassoni;
- 1,0 mm per ambienti C1, C2 e C3, condizioni "mild";
- 1,5 mm per ambienti C4 e C5, condizioni "severe".

#### 4. ISPEZIONE DEI SISTEMI PROTETTIVI

Tutti i sistemi di protezione, seppur in misura differente, richiedono un periodico controllo:

- Sullo stato della protezione fisica artificiale, (verniciatura o zincatura) il cui strato superficiale subisce l'attacco degli agenti atmosferici e si degrada;
- Sullo strato e la effettiva formazione dell'ossido negli acciai patinabili;
- Sul consumo dell'anodo, o delle superfici zincanti.

Per i sistemi di verniciatura è essenziale l'esame visuale sistematico, soprattutto nel primo periodo di vita della struttura, in modo da individuare precocemente i punti deboli della protezione e ripristinarli con ritocchi di verniciatura, applicati con specifiche procedure.

È poi essenziale individuare il tempo di riverniciatura, ripristinando la finitura prima che vengano attaccati e indeboliti lo strato intermedio ed il primer.

Per le strutture in acciaio patinabile l'ispezione può avvenire in due fasi:

- Con esame visivo, verificando lo stato delle superfici e l'adesione della patina superficiale.
- Con misure di spessore degli elementi strutturali e confronto con lo spessore di progetto e con lo spessore di elementi distanti della stessa lamiera.
- Verificando l'assenza di ristagni d'acqua o di umidità, ed eliminando le cause.

Si può quindi affermare che la necessità di ispezione sussiste in assoluto per tutti i sistemi di protezione, ma si può altrettanto riconoscere che le modalità e le frequenze di tali ispezioni sono variabili e dipendono dal tipo di sistema. E si può ugualmente affermare che esistono dei tempi e delle frequenze di ispezione e di intervento ottimali in termini di costo, al di sotto dei quali vengono impiegate inutilmente risorse di ispezione e manutenzione e al di sopra dei quali i maggiori costi dei successivi interventi di ripristino superano i minori costi connessi a interventi ispettivi/manutentivi reali.

Naturalmente l'ispezione dei sistemi protettivi, così come le ispezioni alle strutture, possono e devono essere agevolate in fase di progetto: più sono agevoli e tanto più frequentemente verranno realmente effettuate.

- All'interno dei cassoni dovrebbe essere agevole entrare, e dovrebbero essere predisposti sistemi di illuminazione;
- All'interno di travate aperte dovrebbero essere predisposte passerelle interne ed accessi dalle pile;
- L'accesso all'esterno delle strutture è possibile, in generale, utilizzando dei *bay-bridge*. Tuttavia è possibile predisporre, già in fase di progetto, la presenza di piattaforme sotto-ponte molto utili per ispezioni e manutenzioni di ogni tipo. In alcuni recenti ponti stralati, all'estero ed in Italia, sono state previste, ed utilizzate già in fase di costruzione, oltre che in fase di ispezione e mantenimento.

#### 5. CONCLUSIONI

La durabilità del ponte in acciaio può essere molto elevata, certamente ben oltre 100 anni, adottando l'uso di vari sistemi di protezione; tra questi, il principale è la verniciatura i cui prodotti più moderni presentano prestazioni eccellenti e superiori al passato; l'acciaio "patinabile", molto diffuso in Italia, è anche particolarmente adatto in molti contesti.

Sono tuttavia necessarie, contestualmente, sia corrette pratiche progettuali che sistematiche azioni ispettive manutentive, supportate dalla conoscenza, tra i responsabili e gli operatori, dei possibili fenomeni di vulnerabilità e degrado, le cui caratteristiche principali sono state brevemente anticipate e sintetizzate in questo report.

#	Tema	Dettaglio Critico	Dettaglio Ottimale
3	Evitare ristagni d'acqua, umidità, sporcizia		
4	Evitare cassoni non ispezionabili, o non sigillati		
5	Evitare spigoli vivi		
6	Evitare contrasto tra materiali eterogenei		
7	Consentire la ispezionabilità e la mantenibilità		

Fig. 1b – Ulteriori dettagli costruttivi e loro miglioramento in funzione della massima durabilità



# VALUTAZIONE DEI MARGINI DI SICUREZZA A COLLASSO DI STRUTTURE ESISTENTI

## ASSESSMENT OF SAFETY MARGINS TO COLLAPSE IN EXISTING STRUCTURES

G. Maier\*, V. Buljak, G. Cocchetti, A. Cornaggia, G. Novati

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale (DICA), Politecnico di Milano

L'ingegneria strutturale si occupa sia della progettazione e costruzione di nuove opere sia della preservazione del costruito e della valutazione di sicurezza di manufatti esistenti che spesso risultano affetti da danni. Per tali scopi diagnostici, oltre ai tradizionali esperimenti su provini estratti e portati in laboratorio e alle relativamente recenti “prove non-distruttive” (e.g. con radiazioni, e/o ultrasuoni), si vanno attualmente diffondendo esperimenti in situ ben poco dannosi, seguiti da simulazioni e procedimenti computazionali atti alla quantificazione dei margini di sicurezza nei confronti di eventi disastrosi, che nella storia dell'ingegneria strutturale ora includono il recente collasso del ponte genovese. Una breve sintesi introduttiva di questa innovazione in atto è lo scopo del presente articolo.

*Structural engineering obviously pursues, besides design and building activities, also preservation and damage/safety assessment of existing structures. Besides traditional tests on specimens extracted and provided to laboratories, “nondestructive tests” (e.g. by radiation and/or ultrasounds) are at present employed. More and more employed are also very slightly damaging tests combined with computer simulations, and computations apt to quantify the safety margins with respect to collapses, which include now, in the structural engineering history, the recent disaster of Genoa bridge. A brief introductive synthesis of such innovative methodology of structural diagnosis is presented in this article.*



1b

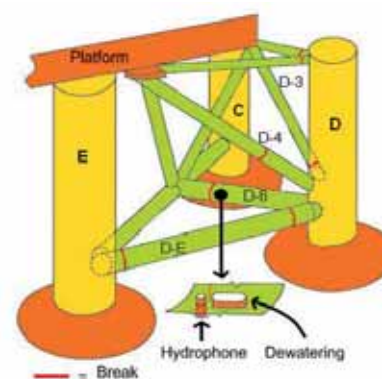


Fig. 1 – Piattaforma petrolifera Kielland nel Mare del Nord: (a) dopo il collasso; (b) inizio di frattura.

\* Corresponding author. Email: giulio.maier@polimi.it

## 1 - INTRODUZIONE

Il recente disastroso collasso del Ponte Morandi a Genova ha attratto, nella comunità degli ingegneri civili, molta attenzione alle metodologie di diagnosi strutturali. I metodi attuali, atti a valutare in strutture esistenti eventuali danni causati da tarda età e/o da impreviste o imprevedibili azioni esterne, si possono attualmente classificare in tre categorie:

- a) Prove di laboratorio su parti strutturali o provini estratti dalla costruzione in esame, con procedimenti attualmente spesso denominati *Destructive Tests* (DT) nella letteratura tecnico-scientifica.
- b) Esperimenti tradizionalmente detti *Non Destructive Tests* (NDT), attuati *in situ* su strutture mediante radiazioni, ultrasuoni *et alia*, che non comportano alcun danno.
- c) Esperimenti effettuabili *in situ* con minimi danneggiamenti locali. La breve denominazione qui adottata è *Safety Margin Assessment* (SMA), sostitutiva della già frequente *Quasi-NonDestructive Tests* (QNDT).

Laboratori per la sistematica attuazione di indagini impregnate su prove DT erano attivi nel secolo scorso in varie sedi, tra le quali in Lombardia l'ISMES, laboratorio dell'ENEL presso Bergamo, e il Laboratorio del Dipartimento di Scienza e Tecnica delle Costruzioni del Politecnico di Milano.

Negli ultimi decenni sono state elaborate e si sono diffuse le tecniche NDT con evidenti cospicui vantaggi economici rispetto alle DT. Da tempo si è costituita una Accademia Internazionale delle Prove Nondistruttive, con principale sede a Brescia.

La terza (c) delle tecnologie sopra citate è emersa da ricerche svolte negli ultimi anni. I vantaggi ottenibili con SMA (o QNDT) consistono nella possibilità di trarre, dalle prove locali, alcuni dati in base ai quali, con semplici calcolatori, si possono valutare gli attuali "margini di sicurezza a collasso" della struttura in esame. Da vari anni, questa tecnica diagnostica è stata sviluppata e applicata in vari ambienti industriali (in particolare ENI ed ENEL), ma non risulta che sia applicata a diagnosi di strutture esistenti dell'ingegneria civile, quali edifici e ponti, presumibilmente danneggiati con riduzioni dei margini di sicurezza a collasso.

Una breve descrizione sintetica della metodologia SMA è presentata nella Sezione 3 di questo articolo.

Nelle sezioni successive sono brevemente descritti alcuni metodi già sviluppati e applicati in ambiti diversi, ma non ancora nell'ingegneria strutturale civile. Informazioni dettagliate sui procedimenti matematico-computazionali impiegati in SMA sono reperibili in diffuse riviste tecnico-scientifiche internazionali. Le indicazioni bibliografiche in questo articolo sono limitate e focalizzate su articoli degli autori, in cui sono reperibili dettagliate presentazioni delle tecniche diagnostiche innovative qui sintetizzate.

## 2 - COLLASSI STORICI IN STRUTTURE METALLICHE: CENNI A QUALCHE CASO

Nella storia dell'ingegneria strutturale i disastri che hanno stimolato la ricerca scientifica sembrano riguardare strutture metalliche diverse dalle strutture dell'ingegneria civile quali i ponti. Ricordiamo qui alcuni eventi particolarmente memorabili.

Nel 1943, una delle grandi navi "Liberty" (la "Oregon") della marina americana subì una tragica frattura nello scafo, che si manifestò successivamente e analogamente in altre navi della stessa serie.

Il disastro avvenuto nel Mare del Nord nel 1980 (figura 1) ha particolarmente stimolato la ricerca scientifica. La piattaforma galleggiante norvegese Kielland per l'estrazione di idrocarburi dal fondo marino subì un collasso che causò la morte di 118 persone, in maggioranza ingegneri raccolti a bordo per un festeggiamento. Il moto ondoso non aveva raggiunto intensità eccezionali. Una descrizione dettagliata delle cause meccaniche strutturali è contenuta in un capitolo scritto da T. Moan, professore all'Università di Trondheim, nel volume citato in [1]. Un successivo tragico avvenimento nell'ambito dell'alta tecnologia riguarda lo Space Shuttle "Challenger". L'incidente ha stimolato la ricerca e autorevoli commenti, tra i quali qui citiamo una "battuta" del celebre fisico Feynman: "*on computers: garbage in, garbage out*" ("se nei calcolatori si introduce immondizia, non può che uscire immondizia").

Questo avvenimento nell'ingegneria aerospaziale e molti altri incidenti nell'ingegneria strutturale possono essere considerati forti stimoli a innovazioni nella metodologia diagnostica cui appartiene quanto qui presentato.

## 3 - BREVE SINTESI DI INNOVATIVA METODOLOGIA DIAGNOSTICA

Con le finalità introduttive esposte nel seguito, viene brevemente descritta, in sequenza di fasi, la diagnosi strutturale quasi-nondistruttiva *Safety Margin Assessment* (SMA) per la determinazione dei margini di sicurezza a collasso. Dettagli sono reperibili nelle pubblicazioni [2] [3] e in altre concernenti applicazioni considerate nel seguito.

- I) Coerente con la categoria della struttura da esaminare, si sceglie il modello costitutivo del materiale fino a rottura (elastoplastico, eventualmente anche viscoso) e, se ritenuto opportuno, anche una descrizione quantitativa dello stato tensionale supposto presente.
- II) Per l'esperimento ("test"), da effettuare *in situ* con limitatissimi danni locali, viene adottata e impiegata una strumentazione con la quale si opera sulla struttura e, inoltre, si misurano spostamenti che conseguono al "test".
- III) Il "test" effettuato viene simulato al calcolatore mediante



modellazione per elementi finiti (raramente per boundary elements) con programma di calcolo disponibile sul mercato (ad es. ABAQUS) oppure elaborato ad hoc. Ai parametri da determinare vengono preliminarmente attribuiti valori ipotetici, ma entro intervalli plausibili forniti da esperti sulla tecnologia dell'impianto.

- IV) I dati sperimentali ottenuti in fase (II) vengono "confrontati" con valori risultanti dalla simulazione (III). Tale "confronto" consiste nella generazione di una "funzione di discrepanza", cioè una funzione che quantifica la differenza tra i dati sperimentali acquisiti e i corrispondenti valori calcolati mediante la simulazione, i quali risultano essere funzioni dei parametri cercati.
- V) La minimizzazione della funzione definita in fase (IV) è un problema matematico-computazionale suscettibile di difficoltà (per es. minimi locali per mancanza di convessità). Sono disponibili algoritmi vari, anche provenienti da aree scientifiche lontane (es.: "algoritmi genetici", "Artificial Neural Networks"). Una premessa utile o necessaria per l'impiego dell'algoritmo per ottimizzazione della "funzione di discrepanza" (IV) è la formulazione, da parte di un "operatore esperto", di un intervallo di ricerca plausibile per ogni parametro incognito.
- VI) Il procedimento diagnostico sopra sintetizzato può essere reso più economico da preliminarmente "analisi di sensibilità". Si tratta di calcoli che consentono di evidenziare quali siano le quantità misurabili che manifestano una dipendenza più marcata dai parametri ricercati. Tali calcoli inducono alla rinuncia a misure sperimentali di quantità che presentano scarsa dipendenza dai parametri ricercati.
- VII) La minimizzazione (V) della funzione di discrepanza, da compiere per ogni esperimento diagnostico, può essere computazionalmente onerosa (onerosa perché richiede un calcolatore non portatile e/o lunghi tempi di calcolo). Il rimedio di notevole interesse pratico è ottenibile (specialmente nel caso di ripetute applicazioni in situ) con il seguente procedimento computazionale proposto in recenti nostri risultati di ricerca (es. [3][4]): entro una pre-definita regione dello spazio dei parametri cercati vengono scelti N "punti" (ossia "vettori"); per ciascuno si effettua al calcolatore una simulazione dell'esperimento, simulazione che produce il vettore delle corrispondenti quantità misurabili nel "test"; dell'insieme di tali vettori viene effettuata una riduzione del numero di componenti chiamata Proper Orthogonal Decomposition (POD), nella letteratura di matematica applicata già intorno alla fine del secolo scorso, e.g. [5][6]. Dopo questo lavoro preparatorio, il calcolo degli spostamenti misurabili per un vettore di parametri cercati viene effettuato non più

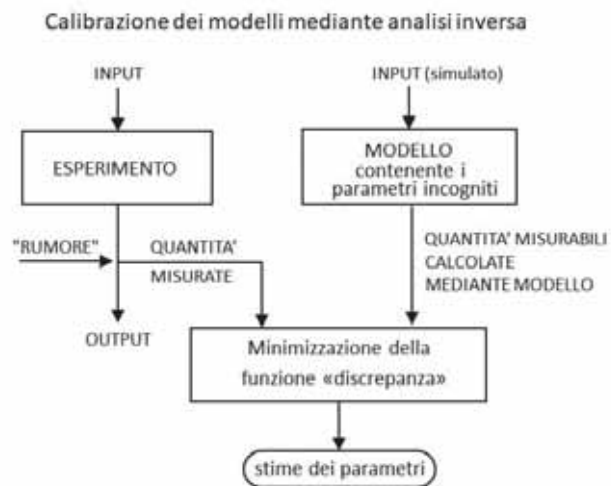


Fig. 2 – Sintetica illustrazione della metodologia di diagnosi strutturale riassunta in Sezione 3

simulando al computer l'esperimento, ma per interpolazione mediante Radial Basis Functions (RBF) dei risultati ottenuti con la preparazione, svolta a priori, una tantum. Dal procedimento qui menzionato emergono notevoli vantaggi pratici: rapida transizione dai dati sperimentali ai parametri cercati (migliaia di volte più rapida delle preliminari simulazioni per elementi finiti) e impiego *in situ* di calcolatori portatili.

- VIII) Qualora sia possibile quantificare l'incertezza dei dati sperimentali, e quindi della conseguente incertezza nei parametri cercati, risulta auspicabile l'adozione di metodi probabilistici quali i "filtri di Kalman". Un procedimento semplice, privo di complicazioni operative, consiste nella formulazione della "funzione di discrepanza" come forma quadratica associata all'inversa della matrice che quantifica l'incertezza dei dati sperimentali (matrice raramente disponibile in pratica).

Quanto precede è una breve descrizione generica della metodologia di diagnosi strutturale innovativa nell'ingegneria civile. Una sintesi grafica degli aspetti salienti è presentata in figura 2. Come osservazione conclusiva di quanto precede qui si sottolinea la confluenza nella innovativa metodologia diagnostica di tre diverse aree culturali e operative: tecnologia sperimentale, meccanica computazionale e ottimizzazione matematica.

#### 4. - DIAGNOSI STRUTTURALI DI IMPIANTI METALLICI

Una esemplificazione di danno strutturale sviluppato nel tempo è fornita in figura 3. Nell'impiantistica industriale, al passare del tempo, riduzioni dei margini di sicurezza possono essere causate da alterazioni di proprietà elastoplastiche-viscose (fino a rottura) e/o da accumulo di autotensioni particolarmente in zone superficiali.

Qui di seguito sono brevemente descritti tre risultati di ricer-



3b

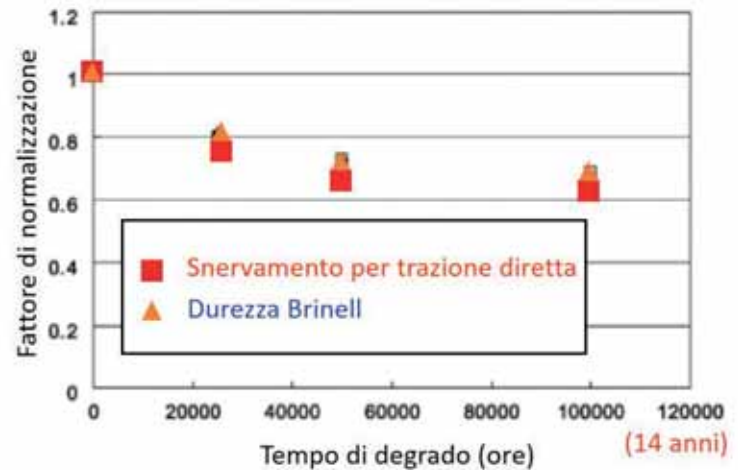


Fig. 3 – (a) Impianto termoelettrico suscettibile di riduzione dei margini di sicurezza. (b) Quantificazione di danneggiamento in componenti strutturali dell'impianto.

che svolte nell'ambito di contratti tra Politecnico di Milano e grandi industrie.

(A) Lo strumento denominato "Small Punch" (piccolo punzone), riprodotto in figura 4 con il suo *modus operandi* di figura 4b, appartiene al Laboratorio Breda di Cormano ed è impiegato per controlli ad alcuni impianti termoelettrici. I provini ricavati per lo "Small Punch test" con qualche millimetro di profondità sono soggetti alla prova di laboratorio (figura 5a) che fornisce i dati sperimentali (figura 5b) utilizzati per l'analisi inversa. I risultati principali, di maggior interesse pratico, sono modulo elastico (di Young), tensione di snervamento e modulo di incrudimento. I diagrammi di figura 5b forniscono una verifica di accuratezza della identificazione parametrica ottenuta: la curva forza-spostamento (avanzamento del punzone in funzione della forza applicata) ottenuta con simulazione usando i parametri identificati risulta coincidente con la media di corrispondenti diagrammi forniti da alcuni esperimenti sul

componente esaminato.

Oltre alla ben fondata caratterizzazione meccanica del materiale, da questa ricerca è emerso un altro risultato innovativo: identificazione mediante lo stesso "test" (cioè senza ulteriori danni) di parametri che governano l'eventuale nocivo stato autotensionale vicino alla superficie del componente meccanico in esame nell'impianto. L'estrazione di provini indicata in figura 4b ovviamente annulla le tensioni eventualmente presenti sulla nuova superficie generata; gli spostamenti che ne conseguono sulla superficie circostante allo "scavo" vengono misurati utilizzando la tecnica ottica denominata *Digital Image Correlation* (DIC), oggi molto spesso utilizzata in alternativa a tecniche estensimetriche. Da tali misure l'analisi inversa, ovviamente in campo elastico lineare, conduce a parametri che governano lo stato tensionale in prossimità della superficie indagata. Dettagli su questi risultati di ricerca sono reperibili in [7] [8]. Ulteriore innovazione proposta in nostre ricerche riguarda la stocasticità dei risultati quantificata mediante "filtri di Kalman".

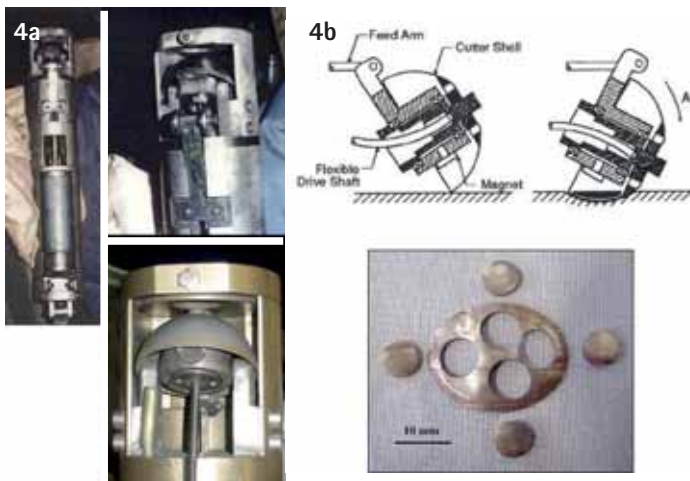


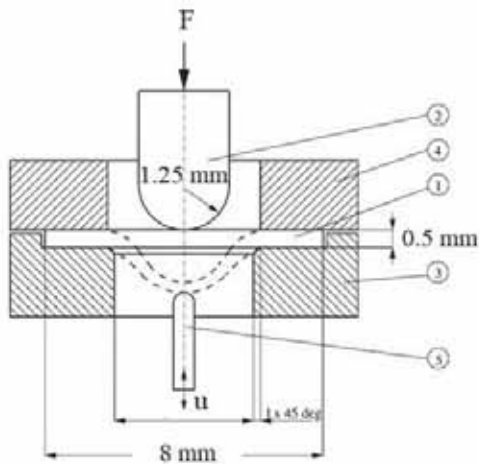
Fig. 4 – (a) Strumento detto "Small Punch" e (b) suo impiego per estrazione di provini.

(B) Il procedimento diagnostico emerso da un nostro contratto di ricerca con ENI e realizzato e brevettato con Venezia-Tecnologie, Marghera, è concisamente rappresentato in figura 6 (alcuni dettagli in [9]). Il modello per elementi finiti (c) sfrutta simmetrie possibili per materiali isotropi e utili per risparmi computazionali. Le strumentazioni di laboratorio mostrate in (a) e (b) possono essere sostituite da altre equivalenti trasportabili ed impiegabili ripetutamente in situ, spesso lungo tubazioni,

(C) Da vari anni lo strumento "indentante" di figura 7 viene impiegato per prove (*Hole Drilling*) atte a determinare tensioni (figura 7b) in prossimità di superfici di impianti metallici. Sia l'utilizzo di simulazione e analisi inversa e



5a



5b

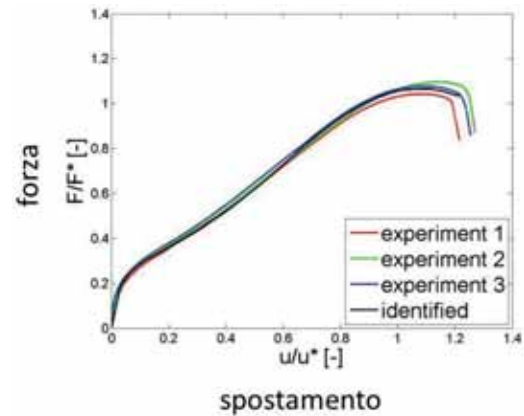


Fig. 5 – (a) Prova di laboratorio detta Small Punch Test. (b) Dati sperimentali e verifica di accuratezza dei parametri identificati.

sia l'estensione della stessa prova per quantificare anche proprietà meccaniche sono risultati di nostre recenti collaborazioni con Breda. Tali innovazioni includono esecuzione di indentazione sul fondo del foro (profondità 4 mm) e misure mediante DIC dei conseguenti spostamenti generati sulla superficie circostante.

#### 5 - METODI DIAGNOSTICI INNOVATIVI IN AMBITI STRUTTURALI NON METALLICI

La metodologia innovativa brevemente presentata nella sezione 3 ha avuto origine e viene attualmente applicata in ambiti di ingegneria strutturale non metallici o non esclusivamente metallici, con riferimento ai quali qui nel seguito si sviluppano brevi considerazioni.

(A) In Italia hanno già fatto epoca le dighe del Gleno e del Vajont. Nella storia dell'ingegneria indimenticabile è il collasso avvenuto nel 1864 di una diga vicino a Sheffield,

UK, con 254 vittime.

Speriamo che ragionevoli siano i margini di sicurezza della diga cinese sul fiume Yangtze (detta "Delle Tre Gole") che da vari anni rappresenta la massima costruzione finora realizzata sul nostro pianeta.

La figura 8 sintetizza il procedimento diagnostico, basato sull'uso di "martinetti piatti", sviluppato anni fa in collaborazione con ENEL per applicazioni a dighe in calcestruzzo affette, dopo decenni di funzionamento, dal danno chimico-fisico-strutturale denominato *Alkali Silica Reaction* [10] [11].

(B) L'incidente del Golfo del Messico (denominato *Deepwater Horizon Accident*) ha causato poche vittime ma immensi danni nel Golfo e ha motivato il progetto di ricerca multidisciplinare finora massimo nella storia dell'ingegneria: si svolge dal 2014 al 2024, coordinato dalla National Academy of Engineering (NAE) per incarico del governo degli USA. Il

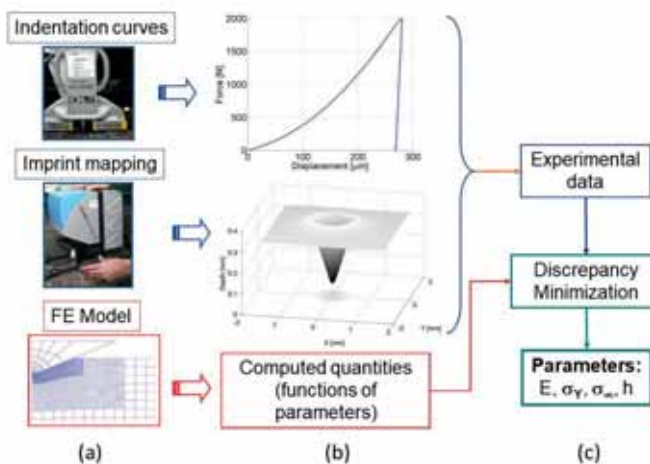


Fig. 6 – (a) Indentazione misurata; (b) misure dell'impronta; (c) simulazione e analisi inversa.

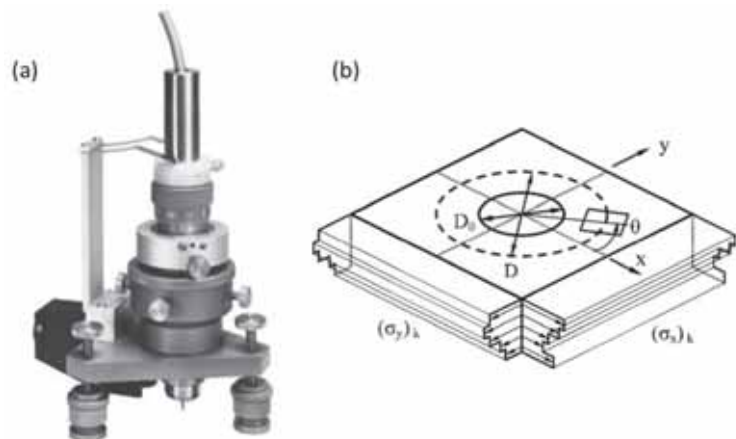


Fig. 7 – (a) Dispositivo "Hole Drilling" per (b) determinazione di autotensioni.

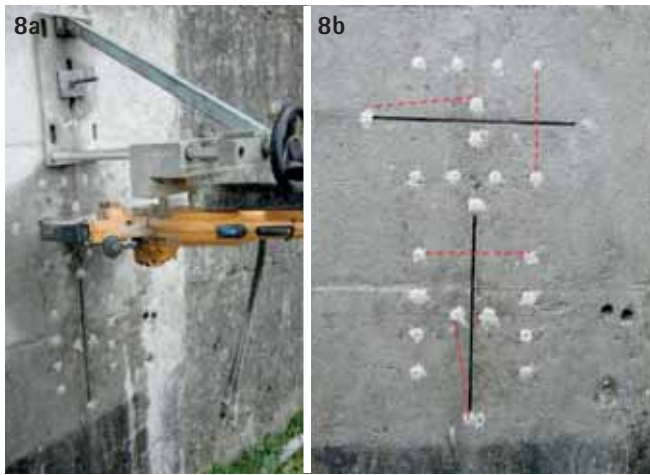


Fig. 8 – (a) Esperimento con due “tagli” su una diga. (b) Procedimento di identificazione sia dei parametri anelastici sia dello stato tensionale.

disastro è stato alimentato dal collasso di un pozzo per l'estrazione di idrocarburi (pozzi che ora possono raggiungere profondità di una decina di chilometri). Un procedimento diagnostico atto ad evitare crolli in perforazioni ed imperniato sull'analisi inversa qui descritta in quanto precede, è stato da noi proposto sia alla Accademia statunitense (NAE) a Washington sia all'ENI a San Donato. La strumentazione e la sua l'operatività innovativa vanno progettate in dettaglio con ulteriori ricerche.

Una schematica descrizione è contenuta in figura 9: il perforatore (a) viene raggiunto (b) dalla strumentazione che in fase (c) misura conseguenze sulla parete del foro indotte dall'annullamento di tensioni provocato dall'avanzamento del perforatore e in (d) effettua “indentazioni” nella parete del foro. Qualora questa tecnica di diagnosi nel profondo venisse sviluppata potrebbe essere adottata con opportuni adattamenti per indagini in profondità su dighe e forse

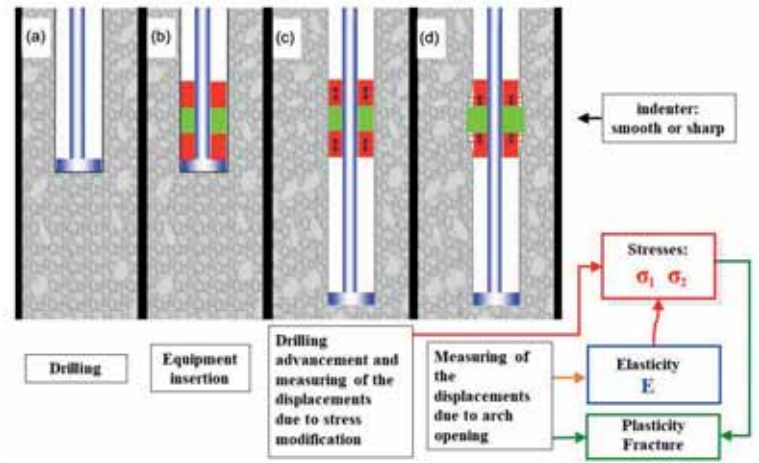


Fig. 9 – Schema del procedimento “dilatometrico” in profondità per identificare proprietà elastiche e anelastiche e stati tensionali.

anche per evitare disastri come quello del Vajont.

C) La metodologia diagnostica sintetizzata nella sezione 3 è stata impiegata anche in altri ambiti molto diversi. Qui menzioniamo i contenitori di fluidi prodotti da Tetrapak in Svezia e i manti polimerici per tensostrutture quale il Palasport di Genova (figura 10).

## 6 – CONCLUSIONI

In quanto precede è stata brevemente descritta una innovativa metodologia della quale sono auspicabili applicazioni a strutture esistenti per valutarne gli attuali margini di sicurezza a collasso, cioè il fattore di amplificazione dei carichi che, se applicato agli attesi carichi massimi, causerebbe crollo della struttura in esame.

Tale metodologia, imperniata sulla analisi strutturale inversa, si fonda su sinergica convergenza di tre aree scientifiche: tecniche sperimentali; simulazioni computazionali di esperi-

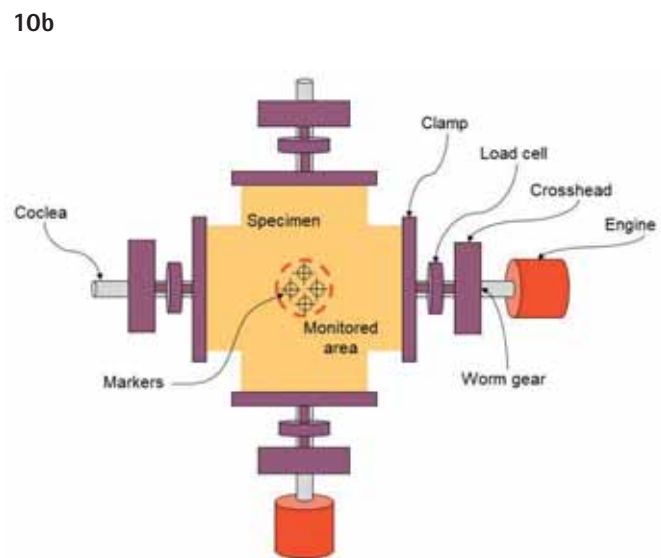


Fig. 10 – (a) Tensostruttura; (b) prova di laboratorio su membrana, con DIC e analisi inversa



menti; ottimizzazione matematica.

La bibliografia qui è limitata. Le citate pubblicazioni degli autori contengono dettagli su specifici procedimenti e applicazioni; ulteriori pertinenti notizie sono reperibili anche in altre fonti elencate nelle nostre pubblicazioni qui citate.

Quest'anno, cinquecentesimo anno dalla sua morte, viene celebrato (non solo a Milano) Leonardo da Vinci. La seguente citazione da un suo scritto appare pertinente agli sviluppi attuali qui considerati nell'ingegneria strutturale:

*"I nostri giudizi fallano: non falla mai solo la speranza".  
"Nessuna umana investigazione si può dimandare vera scienza se essa non passa per le matematiche dimostrazioni".*

Una raccomandazione simile è stata formulata nel 1957 anche dal celebre architetto Eduardo Torroja: *"Nell'arte del costruire c'è un fondamento scientifico (particolarmente matematico) senza il quale il progettista non ha successo."*

La sinergia di competenze tecnico-scientifiche diverse è at-

tualmente fonte di progresso in varie aree ingegneristiche ed è auspicabile anche nell'ingegneria strutturale, come appare in un recente trattato [12] e come auspicò Drucker, illustre meccanico strutturale e Accademico statunitense: *"Ability to design structures is in large measure based on experience and tests. However, the greater the science contents the better the design will be"*.

#### RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano i colleghi ingegneri di ENEL, ENI e Breda per le cordiali collaborazioni nelle ricerche tecnico-scientifiche che hanno prodotto i risultati brevemente riassunti qui nell'articolo.

Ringraziamenti sono rivolti anche ai Colleghi Ingegneri Bruno Finzi, Riccardo De Col e Donatella Guzzoni per l'invito a presentare questo argomento agli ingegneri dell'Ordine il 18 dicembre scorso al Politecnico di Milano.

---

#### BIBLIOGRAFIA

- [1] T. Moan. The progressive structural failure of the Alexander L. Kielland platform. G. Maier (Editor), Case Histories in Offshore Engineering, CISM Courses and Lectures n.283, Springer-Verlag, Wien, pp. 1-42, 1985.
- [2] V. Buljak, G. Cocchetti, A. Cornaggia, T. Garbowski, G. Maier, G. Novati. Materials mechanical characterizations and structural diagnoses by inverse analyses. G. Z. Voyiadjis (Editor), Handbook of Damage Mechanics: Nano to Macro Scale for Materials and Structures, Springer, New York, pp. 619-642, 2015.
- [3] G. Maier, V. Buljak, T. Garbowski, G. Cocchetti, G. Novati. Mechanical characterization of materials and diagnosis of structures by inverse analyses: some innovative procedures and applications. International Journal of Computational Methods, 11 (3), pp. 1-14, 2014.
- [4] V. Buljak. Inverse Analyses with Model Reduction: Proper Orthogonal Decomposition in Structural Mechanics. Springer, New York, 2012.
- [5] T. F. Coleman, Y. Li. An interior trust region approach for nonlinear minimization subjects to bounds. SIAM Journal on Optimization, 6, pp.418-445, 1996.
- [6] S. Haykin. Neural Networks: A Comprehensive Foundation (2nd Ed.). Prentice Hall, 1998.
- [7] V. Buljak, G. Cocchetti, A. Cornaggia, G. Maier. Parameter identification in elastoplastic material models by "small punch" tests and inverse analysis with model reduction. Meccanica, 53, pp. 3815-3829, 2018.
- [8] V. Buljak, G. Cocchetti, A. Cornaggia, G. Maier. Estimation of residual stresses by inverse analysis based on experimental data from sample removal for "small punch" tests. Engineering Structures, 136, pp. 77-86, 2017.
- [9] V. Buljak, G. Maier. Identification of residual stresses by instrumented elliptical indentation and inverse analysis. Mechanics Research Communications, 41, pp. 21-29, 2012.
- [10] T. Garbowski, G. Maier, G. Novati. Diagnosis of concrete dams by flat-jack tests and inverse analysis based on proper orthogonal decomposition. Mechanics of Materials and Structures, 6(1-4), pp. 181-202, 2011.
- [11] R. Ardito, G. Maier, G. Massalongo. Diagnostic analysis of concrete dams based on seasonal hydrostatic loading. Engineering Structures, 30, pp. 3176-3185, 2008.
- [12] Hua-Peng Chen. Structural Health Monitoring of Large Civil Engineering Structures. Wiley-Blackwell, 2018.

# STRUTTURE IN ACCIAIO: FATICA OLIGOCICLICA

## STEEL STRUCTURES: LOW-CYCLE FATIGUE

Alberto Castellani<sup>1\*</sup>, Claudio Chesi<sup>2</sup>, Carlo Castiglioni<sup>2</sup>, Benedetto Cordova<sup>3</sup>

Si illustrano i fenomeni di fatica oligociclica ai quali sono soggette le strutture in acciaio progettate come duttili in zone a media ed elevata sismicità.

*Low-cycle fatigue concerns steel structures designed as ductile in medium and high seismic areas.*

### 1. SOMMARIO

Si discute sull'Eurocodice 3, *Strutture in acciaio*, capitolo 1.9 *Fatica*, che definisce la storia di carico ed il procedimento di calcolo del numero  $N$  di cicli sopportabili. Definisce inoltre la resistenza di un singolo elemento strutturale tramite la *detail category*  $\Delta\sigma_c$ , che rappresenta la resistenza quando il numero è  $N = 2 \cdot 10^6$ . Lo EC3 identifica la *detail category*  $\Delta\sigma_c$  per un centinaio di tipi di elementi strutturali.

Il capitolo in teoria consente di portare a termine le verifiche di resistenza, per qualunque storia di carico e qualunque numero  $N$ . Quando tuttavia l'interesse è focalizzato sulla fatica oligo-ciclica, la estrapolazione dei dati di resistenza riferiti ad  $N = 2 \cdot 10^6$ , a valori di  $N$  attorno a qualche decina di cicli, presenta qualche difficoltà. Ne discutono le note 14, 15, ...20.

Se il punto debole della struttura è costituito dalla unione tra elementi strutturali, la procedura del capitolo presenta un ulteriore limite: la identificazione della unione tra i tipi elencati dallo EC3.

Una applicazione rigorosa può richiedere un'analisi di dettaglio, con modelli ad elementi finiti, e/o prove sperimentali. L'articolo presenta una serie di tali applicazioni. Se ne traggono alcune conclusioni sulla esecuzione delle unioni. Anche se presentate nell'ambito della *low cycle fatigue*, si tratta per lo più di cautele che prescindono dalla natura del carico applicato, se stazionario o ciclico.

Per quanto riguarda la ciclicità del carico, tratta l'argomento anche il capitolo Eurocodice 3: Part 1-8: *Design of joints*. È riassunto nella specifica:

$$\gamma_{M3} = 1,25 \text{ for connections under fatigue loading.}$$

Inoltre è richiesto di applicare quanto specificato nel documento Part 1-9, *Fatigue*.

Una impostazione del tutto simile è nelle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, o nella edizione precedente del 2008.

La pubblicazione di ECCS (European convention for constructional steelwork), *Fatigue design of steel and composite structures*, [8], nella sostanza non introduce ulteriori argomenti rispetto a quelli trattati nel documento Part 1-9, *Fatigue* dell'Eurocodice 3. Sopperisce tuttavia all'ermeticità del documento EC3, che è anche dovuta all'utilizzo di simboli oltremodo complessi, richiamati nei paragrafi 2 e 3 del presente scritto. Il documento ECCS riporta esempi, spiegazioni, ed ulteriori osservazioni, in particolare circa l'ambiente nel quale la struttura opera.

### 2. EUROCODICE 3: STEEL STRUCTURES

È articolato in sei parti.

Part 1: General rules and rules for buildings

<sup>1</sup> Politecnico di Milano, in pensione.

<sup>2</sup> Politecnico di Milano, Professore.

<sup>3</sup> CTA - Collegio dei Tecnici dell'Acciaio.

\* Corresponding author. Email: castellani@finzi-ceas.it



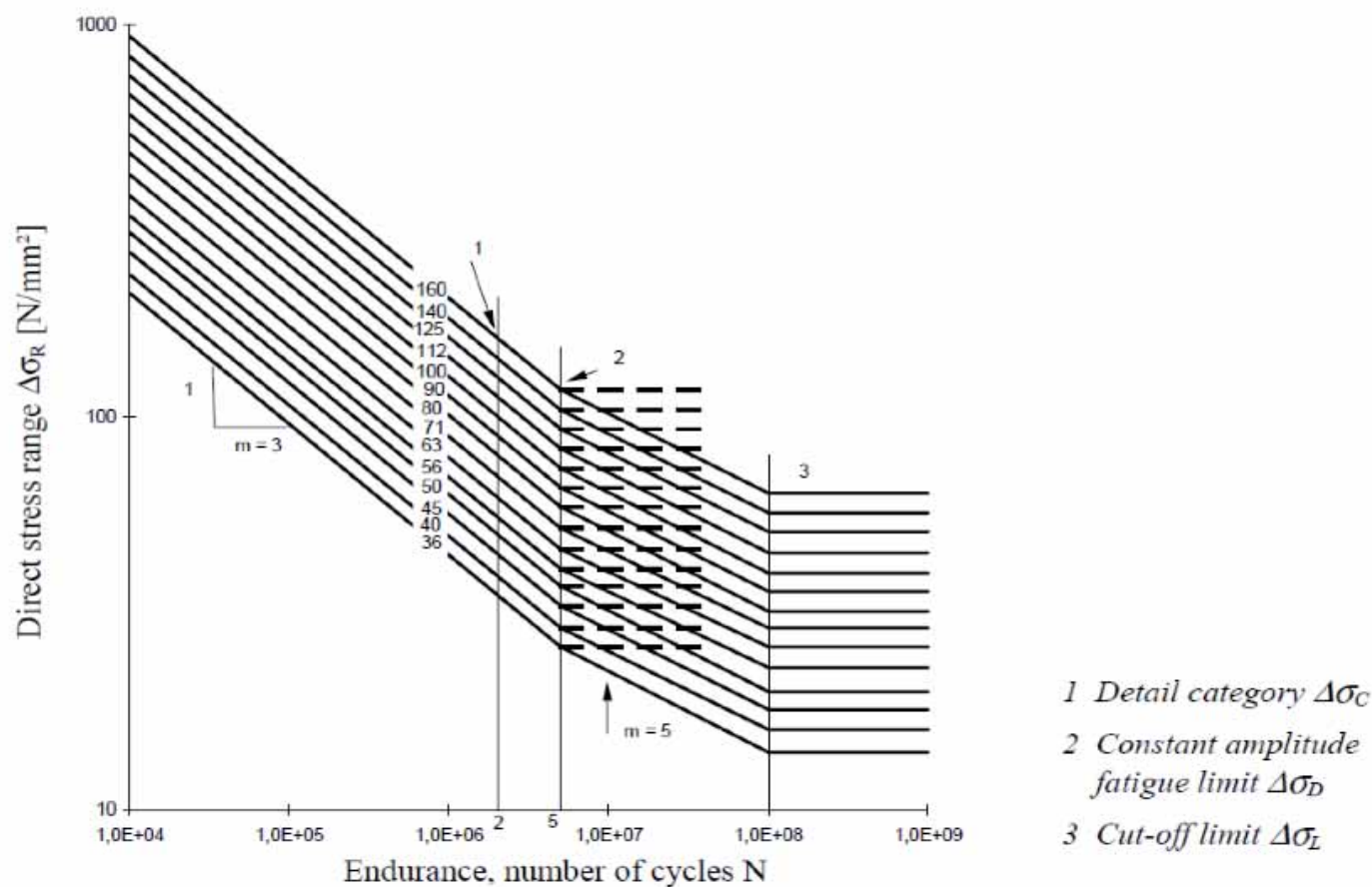


Fig. 1 - Curve di resistenza a fatica per il direct stress range

- Part 2: Steel bridges.
- Part 3: Existing buildings.
- Part 4-1: Silos.
- Part 4-2: Tanks.
- Part 4-3: Pipelines.
- Part 5: Piling.
- Part 6: Crane supporting structures.
- A sua volta la Parte 1, oltre a *1.1 General rules and rules for buildings*, è articolata nei seguenti capitoli:
  - Part 1-2: Structural fire design.
  - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting.
  - Part 1-4: General rules - Supplementary rules for stainless steels.
  - Part 1-5: Plated structural elements.
  - Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures.
  - Part 1-7: Strength and stability of planar plated structures subject to out of plane loading.
  - Part 1-8: Design of joints
  - Part 1-9: Fatigue, edizione maggio 2005.
  - Part 1-10: Material toughness and through-thickness properties
  - Part 1-11: Design of structures with tension components.

### 3. PROCEDURA PER LA VERIFICA A FATICA: INTRODUZIONE

Il documento Part 1-9, *Fatigue* consente il calcolo del numero

di cicli di sollecitazione sopportabili,  $N$ , nella generalità dei casi. La verifica è rappresentata dalla consueta disuguaglianza:

$$\text{azione agente} < \text{resistenza} \quad (1)$$

Si applica la verifica a fatica, ad esempio a:

Carichi su ponti ferroviari o stradali.

Carriponte.

Pressioni del vento.

...

Tra tutte le azioni, una categoria a sé stante sono quelle sismiche, per le quali è dedicato un intero Eurocodice, lo EC8. Nel documento, sollecitazioni e resistenze sono specificate con riferimento alla tipica storia temporale durante il moto del terreno. Per queste non è richiesta la applicazione della Part 1-9, *Fatigue*.

#### 3.1 Sollecitazione agente

I termini del calcolo sono i seguenti.

L'Eurocodice 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - definisce lo *stress range*  $\Delta\sigma$  ( $\gamma_{ff} Q_k$ ) che caratterizza il carico da applicare, in funzione del tipo di carico  $Q_k$  e del coefficiente  $\gamma_{ff}$  che definisce la dispersione dei valori di  $Q_k$ .

Il *design value of the nominal stress range* da applicare,  $\gamma_{ff} \Delta\sigma_{E,2}$ , è il prodotto dello *stress range*,  $\Delta\sigma$  ( $\gamma_{ff} Q_k$ ), per un certo

Detail category	Constructional detail	Description
160		Rolled and extruded products: 1) Plates and flats; 2) Rolled sections; 3) Seamless hollow sections, other rectangular or circular
140		Sheared or gas cut plates: 4) Machine gas cut or sheared material with subsequent dressing.
125		5) Material with machine gas cut edges having chamfers and regular drag lines or manual gas cut material, subsequently dressed to remove all edge discontinuities. Machine gas cut with cut quality according to EN 1090.
100 m = 5		6) and 7) Rolled and extruded products as in details 1), 2), 3)
For detail 1 - 3 made of weathering steel use the next lower category.		
112		8) Double covered symmetrical joint with preloaded high strength bolts.
		8) Double covered symmetrical joint with preloaded injection bolts.
		9) Double covered joint with fitted bolts.
		9) Double covered joint with non-preloaded injection bolts.
90		10) One-sided connection with preloaded high strength bolts.
		10) One-sided connection with preloaded injection bolts.
		11) Structural element with holes subject to bending and axial forces.
80		12) One-sided connection with fitted bolts.
		12) One-sided connection with non-preloaded injection bolts.

Fig. 2- Nella prima colonna è la resistenza del *detail category*, compresa tra 160 e 36 MPa. Seguono altre 10 tabelle, che consentono di individuare il diagramma applicabile ai fini della lettura della figura 1.

Detail category	Constructional detail	Description
80	t < 50 mm all t [mm]	Circuliform and Tee joints. 1) Toe failure in full penetration butt welds and all partial penetration joints.
71	50 < t < 80 all t	
63	80 < t < 100 all t	
56	100 < t < 120 all t	
56	t < 120 t < 20	
50	120 < t < 200 t < 20	
	t < 200 20 < t < 30	
45	200 < t < 300 t < 30	
	t < 300 30 < t < 50	
40	t < 300 t < 50	

Fig. 3 - Giunzioni.

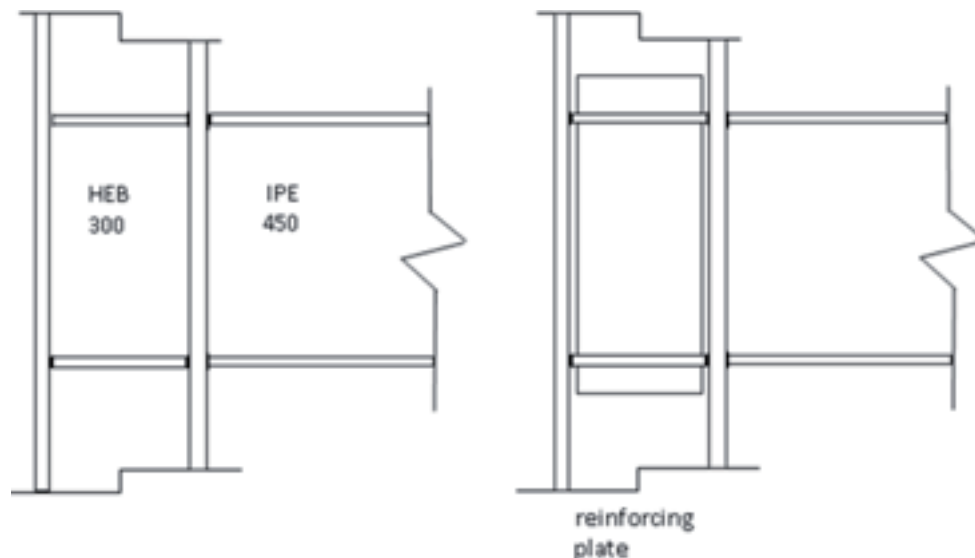


Fig. 4 - Campioni di unione travi-colonna appartenenti ad un telaio in acciaio di un edificio civile,  $f_y = 355$ ,  $f_u = 470$  MPa. Sono l'oggetto delle analisi numeriche. Nel seguito la unione di sinistra è detta *A1*, e quella di destra *A1B*.

numero di damage equivalent factors  $\lambda_1, \lambda_2, \dots$

$$\gamma_{ff} \Delta\sigma_{E.2} = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \dots \Delta\sigma (\gamma_{ff} Qk) \quad (2)$$

A titolo di esempio, per strade e ponti ferroviari, la procedura menziona 4 termini:

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \text{ con } \lambda < \lambda_{\max}$$

$\lambda_1$  fattore che tiene conto della lunghezza della strada;

$\lambda_2$  fattore che tiene conto del volume di traffico;

$\lambda_3$  fattore che tiene conto della vita utile. Quando è 100 anni è  $\lambda_3 = 1$ .

Nel caso generale è  $\lambda_3 = (T_{id}/100)^{1/m}$  ove  $m$  è la pendenza del diagramma S/N.

$\lambda_4$  fattore che tiene conto dell'influenza di più carichi sullo stesso elemento.

L'indice E.2 nel termine  $\Delta\sigma_{E.2}$ , richiama che il *nominal stress range* è valutato in corrispondenza al numero  $N$  di riferimento, pari a  $2 \cdot 10^6$  cicli.

Infine tale grandezza, *design value* del *nominal stress range*, è moltiplicata per un fattore  $k_f$ , *stress concentration factor to take account of the local stress magnification in relation to detail geometry*.

$$k_f \times \gamma_{ff} \Delta\sigma_{E.2} \quad (3)$$

Il fattore  $k_f$  è critico, come vedremo. (L'Eurocodice si limita a indicare:  *$k_f$  values may be taken from handbooks or from appropriate finite element calculations*).

### 3.2 Resistenza disponibile

La procedura di verifica è presentata dapprima assumendo come oggetto della verifica un singolo elemento strutturale, e succes-



sivamente una unione tra elementi strutturali.

La figura 1 fornisce la resistenza di riferimento a fatica,  $\Delta\sigma_R-N$  *diagram*, in funzione di  $N$ . La *detail category* indica la curva di riferimento,  $\Delta\sigma_R-N$ , da utilizzare tra i 14 diagrammi di figura 1. La *detail category*  $\Delta\sigma_c$  è scelta tra un centinaio di elementi di un elenco di *detail categories*, riportato dall'Eurocodice stesso (figura 2).  $\Delta\sigma_c$  fa riferimento a  $N = 2 \cdot 10^6$  cicli, come nelle equazioni che definiscono i carichi nelle equazioni (2) e (3).

Con riferimento all'Eurocodice 3: Design of steel structures - Part 1-8: *Design of joints* è specificato:

- 1) di introdurre un ulteriore *partial safety factor* sui carichi  $\gamma_{M3} = 1,25$  per connessioni soggette a fatica.
- 2) Le connessioni soggette a fatica devono soddisfare anche i principi espressi in EN 1993-1-9.

### 3.3 Resistenza a fatica, diagramma $\Delta\sigma_R-N$ di riferimento

Come già accennato, la figura 1 fornisce la resistenza di riferimento a fatica,  $\Delta\sigma_R-N$  *diagram*, in funzione di  $N$ . Dipende dal tipo di dettaglio strutturale, ovvero dalla *detail category*  $\Delta\sigma_c$ , compresa tra 160 e 36 MPa. La *detail category* indica la curva di resistenza di riferimento  $\Delta\sigma_R-N$ , da utilizzare tra i 14 diagrammi di figura 1.

Nella figura 1 l'asse delle ascisse inizia con  $N = 10^4$  cicli. Per considerazioni sulle sollecitazioni sismiche, e in generale per le analisi di fatica oligo-ciclica, il diagramma di figura 1 richiede la estrapolazione a valori di  $N$  attorno a qualche decina. Il problema è discusso nelle note 16, 17, 18, 19, 20.

La lettura della figura 1 richiede quindi la definizione del *detail category*  $\Delta\sigma_c$ .

### 3.4 *Detail category* (figura 2)

Nella prima colonna è riportato il valore del *category*  $\Delta\sigma_c$ . Nella seconda colonna è richiamato il dettaglio strutturale in esame. L'Eurocodice riporta 10 tabelle, delle quali in questo articolo è riportata la prima.

Per un singolo elemento strutturale, incluso tra quelli elencati nelle tabelle, la procedura si esaurisce con la definizione del carico agente, (*nominal stress range* da applicare,  $\gamma_{ff} \Delta\sigma_{E,2}$ ), la individuazione del *detail category*,  $\Delta\sigma_c$ , e quindi la applicazione della tabella in figura 1 (figura 7.1 dell'Eurocodice).

Per una struttura composita, ove la resistenza è stabilita dalla resistenza delle unioni, la procedura richiede di definire l'unione. I casi che interessano le prove illustrate nel seguito sono mostrati nella figura 3. Si deduce  $\Delta\sigma_c = 71 \text{ N/mm}^2$ .

Nel seguito sarà richiamato il rapporto tra il *detail category* dell'elemento, in prima approssimazione  $\Delta\sigma_c = 160 \text{ N/mm}^2$ , e la analoga grandezza per la connessione,  $\Delta\sigma_c = 71 \text{ N/mm}^2$ . Utilizzeremo quindi:

$$(\text{Detail category della trave}) / (\text{Detail category della connessione})$$

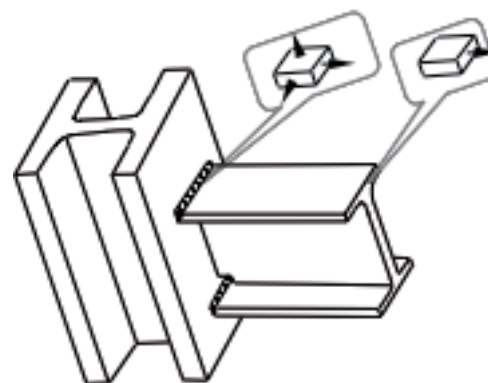


Fig. 5 - Indice di triassialità

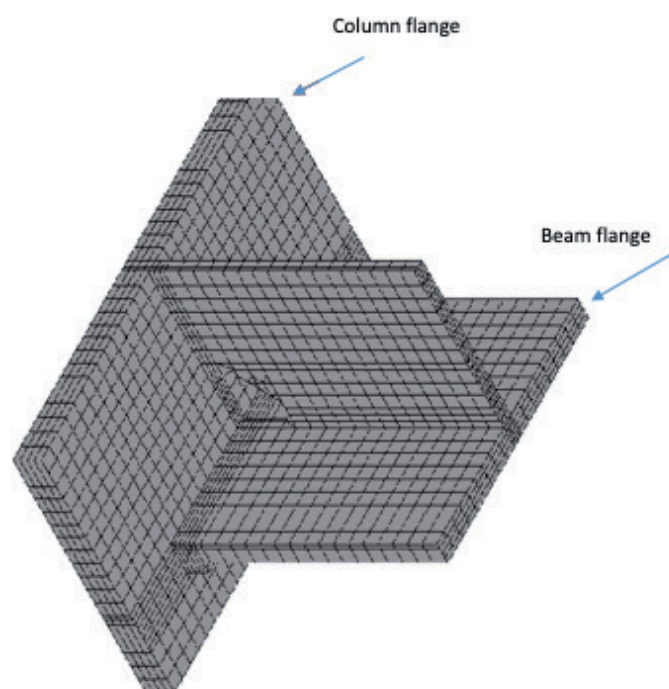


Fig. 6 - Modello ad elementi finiti

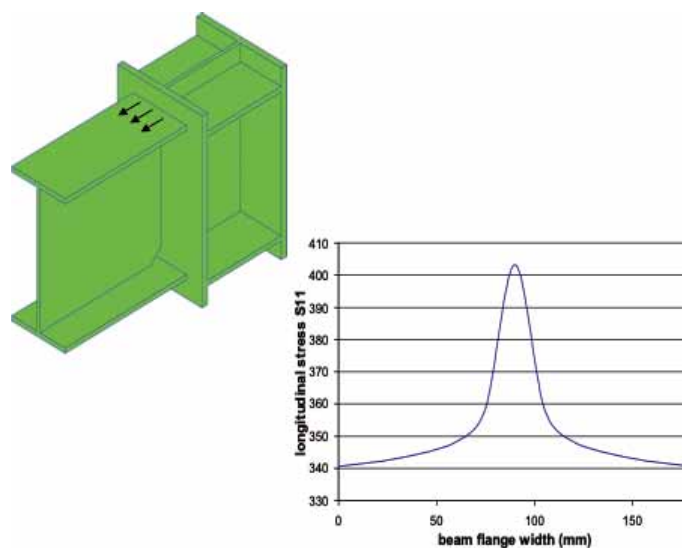


Fig. 7 - Sollecitazione S11, prevalente sulle tre componenti.  $\Delta v$  tale da produrre S11 pari a  $f_y$ .

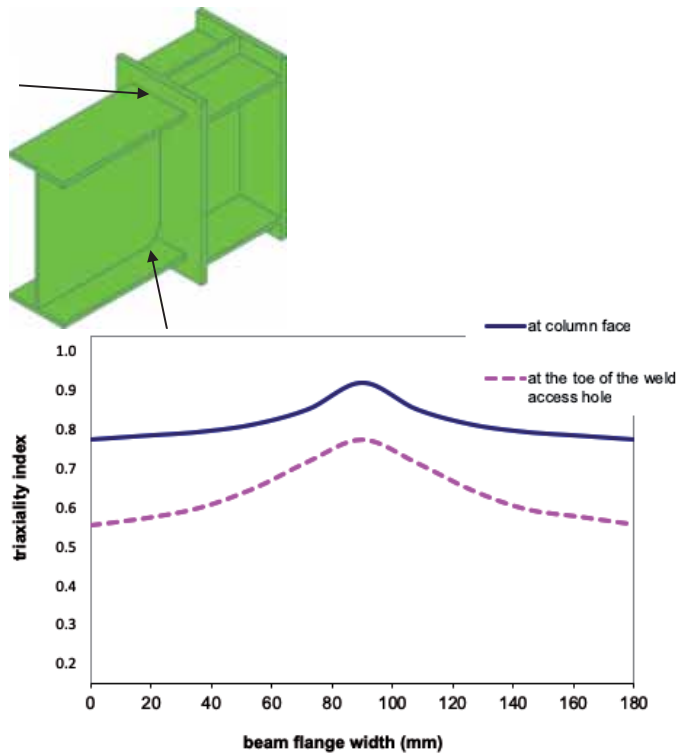


Fig. 8 - Triaxiality index. È un numero puro. In campo elastico non dipende dalla intensità dello sforzo.

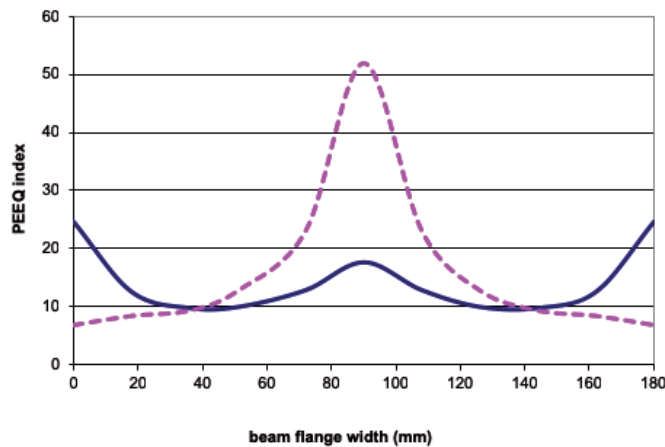


Fig. 9 - PEEQ index. Dipende dalla intensità della deformazione. È calcolato in corrispondenza ad un *Beam tip displacement*,  $v$ , pari a 100 mm (3% storey drift).

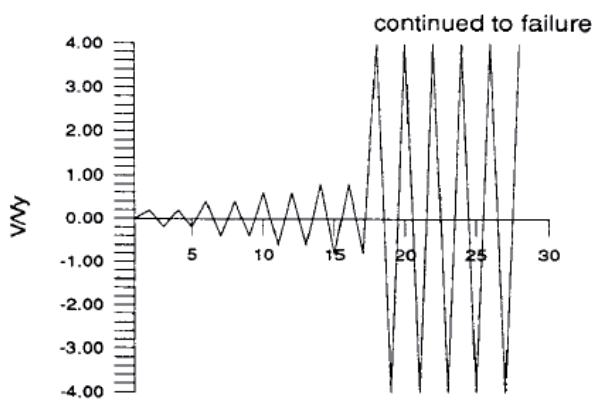


Fig. 10 - Schema della storia di carico, con  $v/v_y = 4$ . Sono state applicate anche storie di carico con  $v/v_y$  pari a 6 ed a 8.

$$= 160/71 = 2.253$$

(4)

### 3.5 Ulteriori considerazioni riportate da ECCS [9]

Le *detail category* dell'EC3 Part 1-9 sono basate su acciai al carbonio tipo S235 e S355. Vari studi hanno mostrato che possono essere applicati ad altri tipi di acciaio compresi gli acciai inossidabili.

Secondo ECCS [8] l'influenza del tipo di acciaio può essere trascurata in confronto a quella del tipo di saldatura, e delle indagini sulla saldatura. Possono essere applicati purché il *nominal stress range* sia  $< 1,5 f_y$ , (per le sollecitazioni normali), e  $< 1,5 f_y / \sqrt{3}$  per le sollecitazioni di taglio. Non sono applicabili per temperature che superano 150 °C ed atmosfere corrosive.

### 4. FATICA OLIGO-CICLICA CON $N \leq 10^4$

Il diagramma classico di Wöhler contempla l'intero campo dei numeri  $N$  di carico, da  $N = 1$  a  $N = \infty$  (figura 23). Il capitolo di EC3 non tratta invece i casi di *low-cycle fatigue*. Per quanto riguarda le azioni sismiche, la ripetitività delle sollecitazioni, qualche decina di cicli, è messa in conto nell'EC8 stesso. EC3 riporta come estrapolare la curva di fatica per  $N_R$  inferiori. La relazione è:

$$(\Delta\sigma_R)^m N_R = (\Delta\sigma_c)^m 2 \times 10^6 \quad \text{con } m = 3. \quad (5)$$

(Assumendo  $\Delta\sigma_c = 160$ , e  $N_R = 10^4$ , si ottiene dalla formula  $\Delta\sigma_R = 935$  MPa, in accordo con la figura 1).

Nelle note 16, 17, 18, 19, 20 è discusso come estendere il diagramma di figura 1 a numeri  $N$  confacenti a sollecitazioni oligocicliche, cioè  $N$  pari a poche decine di cicli.

Quando è possibile eseguire una prova sperimentale, la procedura consente di identificare la curva di Wöhler applicabile (figura 1), misurandone il comportamento mediante una particolare storia di carico. Le prove sperimentali sono comunque onerose, e richiedono la realizzazione di campioni in *full scale*.

### 5. GIUNTO TRAVE COLONNA. APPLICAZIONE NUMERICO SPERIMENTALE

L'elenco di figura 2 si riferisce principalmente a singoli elementi strutturali. Tra le strutture composte da più elementi strutturali, la struttura elementare è il giunto trave-colonna, con collegamento realizzato mediante saldatura o bullonatura, o con unione saldata e bullonata.

Si fa riferimento al documento [1]. Si tratta di una ricerca numerico-sperimentale svolta al Politecnico di Milano in collaborazione con l'Università di Liegi ed il centro di Ricerca della Comunità Europea di Ispra, su unioni travi-colonna appartenenti ad un telaio in acciaio. È stato attivato dalle osservazioni raccolte a seguito del terremoto di Northridge del 1994 ([2],



[3]). All'epoca, 1997-1998, non erano ancora disponibili i testi EC3 ed EC8. I documenti del Politecnico di Milano sono ora rivisitati per esaminare la congruenza con EC3, in particolare Part 1-9, ed EC8.

La ricerca si articola in più attività:

1. calcolo mediante modelli ad elementi finiti, dello *stress concentration factor*  $k_f$  to take account of the local stress magnification in relation to detail geometry not included in the reference  $\Delta\sigma_R$ - $N$  curve;
2. Prove sperimentali per la definizione del diagramma  $\Delta\sigma_R$ - $N$  di campioni trave-pilastro;
3. Identificazione del diagramma di Wöhler resistente per singoli campioni provati;
4. Suggestimenti pratici dedotti dalle prove.

Le prove sperimentali sono state condotte nel campo del *low cycle fatigue*.

Sono stati realizzati 32 campioni, dei quali 16, appartenenti a tre tipi diversi, sono stati provati a Milano, e 16, appartenenti ad altri tre tipi diversi, sono stati provati a Liegi. [1], [3]. In aggiunta sono stati realizzati dei campioni di dimensioni ridotte, per verificare se le procedure di saldatura racchiudevano criticità. In totale sono stati sperimentati 40 campioni di saldatura. Infine un telaio di una campata e due piani è stato sottoposto a prove cicliche ai Laboratori di Ispra [4], [5].

### 5.1 Trattazione numerica

*Sforzi equivalenti in un punto, o in una sezione, in funzione delle componenti dello stato di sforzo.*

Nella scienza delle costruzioni sono utilizzati correntemente due indici,  $\sigma_{hydr}$  e  $\sigma_{mis}$  per caratterizzare lo stato di sforzo in un punto.

*Sforzo idrostatico:*

$$\sigma_{hydr} = (\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}) / 3$$

*Indice di Von Mises:*

$$\sigma_{mis} = \sqrt{\frac{3}{2} \sigma_{ij} \sigma_{ij}}$$

(Sommatore rispetto ad i e j con  $i \neq j$ )

Per caratterizzare lo stato di sforzo in una struttura, e valutare lo *stress concentration factor*  $k_f$ , sono utili gli indici di triassialità TI, e l'indice di deformazione PEEQ, calcolati in una sezione.

*Indice di triassialità:*

$$TI = \sigma_{hydr} / \sigma_{mis}$$

*Deformazione deviatorica plastica:*  $PEEQ = (2/3 \varepsilon_{ij} \varepsilon_{ij})^{0.5}$   
(Sommatore rispetto ad i e j con  $i \neq j$ )

Questi indici sono stati calcolati sulla sezione di unione, nei punti indicati nel seguito. Come indica la figura 5, che si riferisce all'indice di triassialità, i due indici variano da sezione a sezione. Circa la definizione di  $k_f$  in funzione dei due indici TI e PEEQ,

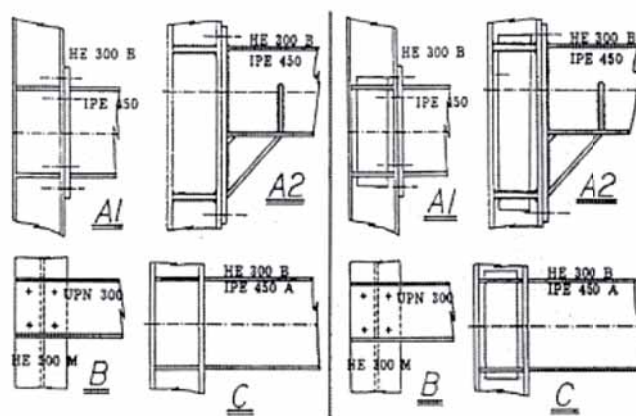


Fig. 11 - Giunti trave colonna. A destra provvisti di piastra di rinforzo, a sinistra privi



Fig. 12 - Saldature provate con simile storia di carico nel tempo.

l'Eurocodice si limita a indicare:

*$k_f$  values may be taken from handbooks or from appropriate finite element calculations.*

### 5.2 Modello ad elementi finiti

Questo calcolo è solo informativo. Usualmente il calcolo delle sollecitazioni è effettuato mediante una analisi elastica lineare (sezione 3.2 - Linear elastic analysis)

(i) *Linear analysis of elements based on the theory of elasticity may be used for both the serviceability and ultimate limit states.*

ii) *linear stress-strain relationships and*  
iii) *mean value of the modulus of elasticity.*

Nei diagrammi di figura 7, 8 e 9, la ascissa varia tra 0 e 180, ed indica la posizione del punto in esame lungo l'ala della trave, che è larga 180 mm. I tre diagrammi mostrano un picco in corrispondenza a 90 mm, ovvero in corrispondenza all'asse dell'anima della trave e della colonna.

Lo *stress concentration factor*  $k_f$ , dipende dal rapporto tra il picco lungo la sezione di unione, rispetto al valore alla ascissa corrente.

## 6. PROVE SPERIMENTALI

I risultati delle prove sperimentali sono illustrati nelle figure seguenti.

In figura 10 è riportato lo schema della storia di carico adottata nelle prove sperimentali. Nelle figure 11 e 12 sono rappresentate le tipologie dei giunti trave-colonna provati e delle saldature adottate e nella figura 13b lo schema di prova. Il criterio di *failure* della connessione è illustrato in figura 13a. Nelle figure

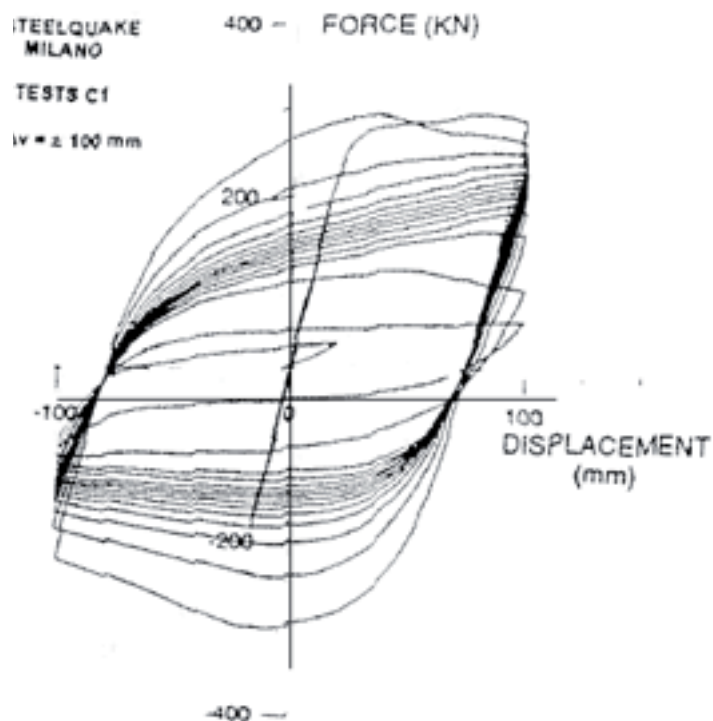


Figura 13a – Cicli carico/spostamento. Convenzionalmente, nelle prove la *failure* è stabilita coincidere con una perdita di resistenza del campione pari al 50 % della resistenza iniziale registrata allo stesso spostamento.

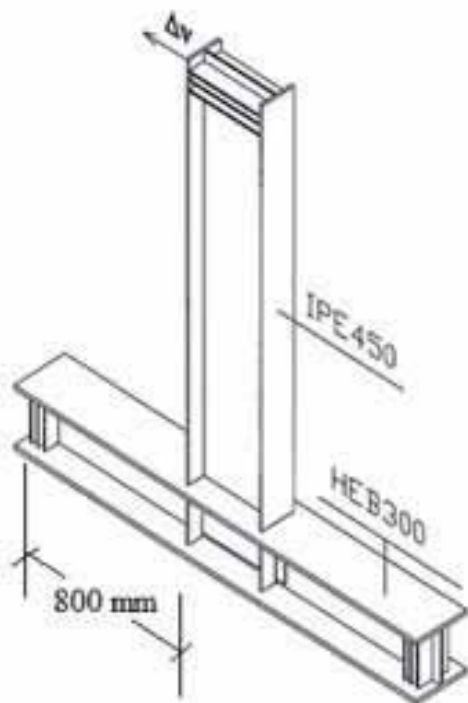


Fig. 13b – Schema di prova. Campione di tipo C. La colonna è disposta in orizzontale.

14-19 infine alcune rotture registrate.

### 6.1 Classificazione dei risultati (Tabella 1)

Nei termini della meccanica della frattura, o della metallurgia, i collassi catalogati sono classificabili come duttili, perché sono accompagnati da larghe deformazioni locali, oltre il limite ela-

Failure mode of the specimens

Test	$\Delta v/v_y$	Failure Mode	Failure Mode
C1-A30	2.8	Sudden	SF2
C1-C30	2.8	Sudden	SF2
C1-B50	4.2	Sudden	SF1
C1-C50A	4.6	Sudden	SF2
C1-C50B	4.0	Progressive	M
C1-D50	4.1	Sudden	Lamellar tearing
C1-B75	6.6	Mixed	M
C1-B100	8.8	Progressive	P
C2-B30	2.7	Sudden	SF1
C2-B50	4.4	Sudden	SF1
C2-B75	6.5	Sudden	SF1
C2-C75	6.7	Mixed	M
C2-B100	9.7	Progressive	P
C2-B125	9.9	Progressive	P
C3-B30	2.7	Sudden	SF1
C3-B50-A	4.3	Sudden	SF1
C3-B50-B	4.4	Sudden	SF1
C3-B75	6.5	Mixed	M
C3-B100	9.4	Progressive	P
C3-B125	11.0	Progressive	P
C3-C125	10.5	Progressive	P

Tabella 1 - Modalità di collasso dei campioni

stico. Sono stati registrati due modi di collasso:

- Modo *sudden* (simbolo SF), raggiunto con valori  $2,7 < v_u/v_y < 6,5$ . Nella tabella 1 sono elencati con i simboli SF1 o SF2. Il primo ha inizio nel centro della saldatura tra l'ala della trave e la colonna. È stato rimarcato nella maggior parte dei campioni. Il secondo è stato osservato solo in alcuni campioni ed ha origine da cricche nello spessore. Il modo sudden non è accompagnato da segnali premonitori in termini di rigidezza, resistenza, o assorbimento di energia.
- Modo *progressive*, associato a larghi valori di  $v_u/v_y$ , fino a 11.

### 7. CLASSIFICAZIONE DEL *DETAIL CATEGORY* RESISTENTE $\Delta\sigma_c$ DI ELEMENTI TRAVE-PILASTRO PROVATI

Le prove intendono definire lo *stress range* resistente  $\Delta\sigma_c$ , operando nel campo della fatica oligociclica, come è discusso nelle note 16, 17, 18, 19, 20. Le note riprendono i risultati delle prove [1] e [3], e le inseriscono nel diagramma di Wöhler più appropriato al campo di valori N in esame.

Il *detail category* che se ne deduce,  $\Delta\sigma_c$ , è illustrato nelle figure 20, 21 e 22. La verifica indicata nella eq. (1) può quindi essere condotta a termine.

Le prove raggiungono  $\Delta v/v_y$  compreso tra 2,8 e 11. A titolo di esempio, le prove in corrispondenza a  $\Delta v/v_y = 4$  comportano il raggiungimento di uno sforzo fittizio  $\Delta\sigma^*$  pari a circa  $4 f_y$ .

Il campione A1 3-57 corrisponde a  $N = 20$ ,  $\Delta v/v_y = 4$ ,  $\Delta\sigma_c = 40$ .

Il campione A2 3-52.8 corrisponde a  $N = 10$ ,  $\Delta v/v_y = 6$ ,  $\Delta\sigma_c < 36$ .

Il campione C2 B 100 corrisponde a  $N = 12$ ,  $\Delta\sigma_c = 63 \text{ N/mm}^2$ .

Le tabelle riportate da EC3 per il *category*  $\Delta\sigma_c$  che si riferiscono ad elementi singoli, di trave o di colonna, riportano valori del *category*  $\Delta\sigma_c$  attorno a  $160 \text{ N/mm}^2$  (in corrispondenza a  $N = 2 \cdot 10^6$ ). Le stesse tabelle, per il giunto in esame riportano  $\Delta\sigma_c = 71 \text{ MPa}$ , come già richiamato. Le prove illustrate, che si riferi-





Fig. 14 - Aspetto di un campione di tipo C, al termine della prova. La prova è "a rottura", quindi la rottura non è indice di un difetto, ma è l'esito finale della prova. Eventuali difetti riducono il numero  $N$  di cicli sopportati. Se il difetto è nella saldatura, la prova viene eseguita ugualmente e se ne tiene conto nella misura di  $k_f$ , e, in ultima analisi, nella identificazione dello  $\Delta\sigma_c$ .



Fig. 15 - saldatura vista dall'interno. Collasso improvviso (sudden). La estensione delle rotture, visibile nella figura e nelle fig. 14 e 19, è dovuta al fatto che la prova porta a compimento il singolo ciclo iniziato.

scono a giunti trave colonna, riportano valori ancora inferiori, rispettivamente 40, 36 e 63  $N/mm^2$ . La differenza può essere spiegata mediante il diagramma  $\Delta\sigma_R - NR$  nel campo dei valori  $NR < 20$  cicli. La formula (4), estrapolata a tali valori, non è infatti affidabile e non è disponibile una estrapolazione univocamente riconosciuta. Nelle note 16, 17, 18, 19, 20 è discusso come estendere il diagramma di figura 1 a numeri  $N$  confacenti a sollecitazioni oligo-cicliche, confrontandosi in questo con le Università di Lisbona e di Atene.

## 8. PROCEDURA ASME 5

La procedura ASME si basa su diagrammi che riportano in ascisse



Fig. 16: prova su campioni di saldatura. Ingrandimento della saldatura, prima della prova.

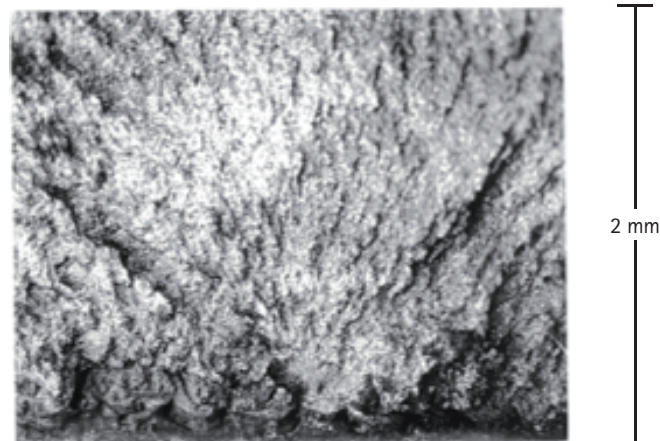


Fig. 17 - Ingrandimento della figura 16. Origine della cricca. L'intaglio a V è un difetto di dimensioni microscopiche, che tuttavia può provocare una concentrazione di sforzi.

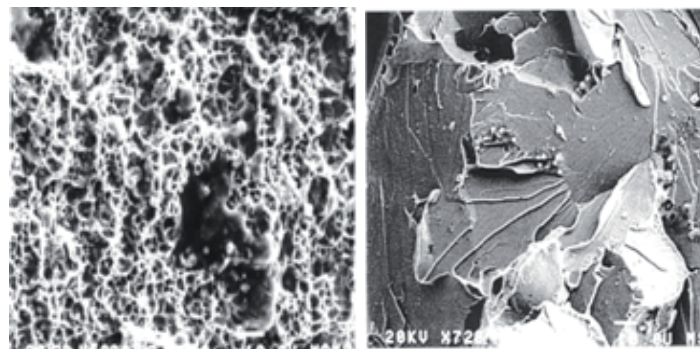


Fig. 18 - Foto di repertorio. A sinistra, aspetto "dimpled", dal punto di vista metallogurgico indice di una struttura duttile. A destra, aspetto *cleavage*, indice di struttura fragile.

numeri di cicli compresi tra 10 e  $10^6$ , mentre il campo di valori EC3 è limitato inferiormente a  $N = 10^4$ . Sono riportati diagrammi che si riferiscono ad acciai differenti, mentre EC3 riporta diagrammi senza distinguere il tipo di materiale. Non è invece considerata una dipendenza dal *detail category*, come in EC3. Il calcolo del  $\Delta\sigma$  agente è valutato mediante un modello elastico lineare con il diagramma sforzi deformazioni di figura 24.

### 8.1 ASME Appendix 5 *Design based on fatigue analysis*, Article 5-1

Per interpolare tra i dati, lo stesso documento ASME riporta la formula:



Fig. 19 - Campione tipo A1. È una tipica connessione nelle costruzioni Europee, con saldatura in officina e bullonatura in cantiere. Aspetto al termine della prova. Il danneggiamento ha inizio con lo snerbamento nell'ala della trave o lo snerbamento nell'anima della colonna.

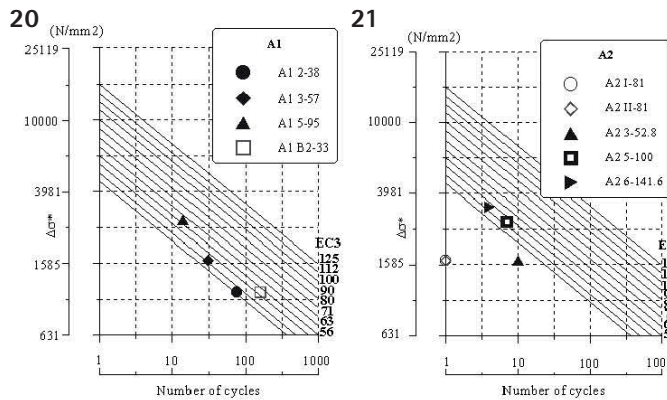


Fig. 20 - Curva di Wöhler per campione tipo A1. Fig. 21 - Curva di Wöhler per campione tipo A2

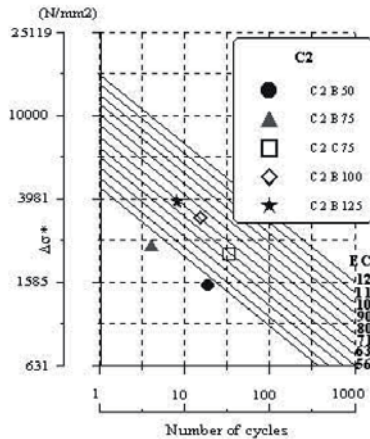


Fig. 22 - Curva di Wöhler per campione tipo C2

$$N/N_i = \left( \frac{N_i}{N_j} \right)^c$$

ove l'esponente  $c$  è uguale a:  $c = \log(S_i/S) / \log(S_i/S_j)$ , con  $N_i$  ed  $N_j$  due ascisse consecutive del diagramma, e  $S_i$  ed  $S_j$  le due ordinate corrispondenti.

Per analizzare la procedura nel campo *low cycle fatigue*, leggiamo il diagramma in corrispondenza ad  $N = 50$ , ( $2,5 \cdot 10^5$ ), e ad

$N = 10$ , ( $6 \cdot 10^5$ ). Il rapporto tra le due ordinate è pari a 0,41 nel diagramma 5.110.2.1. Sono validi per acciai al Nichel Cromo (figura 25).

$$2,5 \cdot 10^5 / 6 \cdot 10^5 \text{ Reduction factor} = 0,41$$

I due valori  $2,5 \cdot 10^5$  e  $6 \cdot 10^5$  hanno le dimensioni di uno sforzo, ma non rappresentano uno sforzo reale perché il limite elastico è superato. È considerata reale la deformazione corrispondente. Sotto ipotesi conservative, il diagramma mostra il rapporto tra la sollecitazione ammissibile corrispondente a  $N = 10$  ed a  $N = 50$  cicli.

Dal diagramma della figura 26, per materiali con tensione ultima  $< 80$  ksi è:

in corrispondenza a  $N = 10^6$  cicli,  $S_a = 12,5$  ksi, pari a  $S_a = 8,78$  kN/cm<sup>2</sup>

in corrispondenza a  $N = 5 \cdot 10^5$  cicli,  $S_a = 13,5$  ksi, pari a  $S_a = 9,49$  kN/cm<sup>2</sup>

Il diagramma appare coerente con EC3 Part 1-9 in tale campo di valori (figura 1).

La procedura ASME non è appieno coerente con la interpretazione dello EC3 Part 1-9, fornita in questa nota, e nelle note 16, 17, 18, 19, 20. Non mette in conto uno *stress concentration factor*  $k_f$ . Per commentare tale nota, consideriamo una struttura piana, soggetta ad un campo di sforzi  $\sigma$ . In presenza di una cricca (figura 27) di dimensioni comunque limitate, si crea una concentrazione di sforzi. Il fattore  $k_f$  che misura la concentrazione dello sforzo soddisfa la relazione:

$$\sigma_{max} = \sigma (1 + 2a/b)$$

Correntemente in una giunzione si può realizzare una concentrazione di sforzi, sia per motivi geometrici, sia per la presenza di cricche, di dimensioni comunque limitate, o per la stessa storia di carico.

## 9. SUGGERIMENTI CHE SE NE TRAGGONO IN FASE REALIZZATIVA

Le tabelle riportate da EC3 per il *detail category*  $\Delta\sigma_c$  si riferiscono ad elementi singoli, di trave o di colonna, e riportano valori del *detail category*  $\Delta\sigma_c$  attorno a 160 N/mm<sup>2</sup>, (in corrispondenza a  $N = 2 \cdot 10^6$ , come già richiamato). Le prove illustrate, che si riferiscono a giunti trave colonna, riportano valori sensibilmente inferiori.

Per quanto riguarda EC8, una regola fondamentale prevede che le giunzioni debbano avere una resistenza superiore a quella degli elementi che collegano. Ad esempio, la figura 11 mostra una serie di giunti trave-pilastro volti a incrementare la resistenza della sezione di unione, rispetto a quella della unione A1.



Precisamente, un valore raccomandato (EC8 parte 1, section 6.5.5) è:

$$R_d \geq 1,37 R_{fy} \quad (6)$$

ove

$R_d$  è la resistenza della connessione in accordo con EC3;

$R_{fy}$  è la resistenza plastica degli elementi connessi basata sul valore dello sforzo di snervamento di progetto  $f_{yd}$  del materiale.

La eq.(6) tiene conto degli eventuali overstrenght factors. La eq. (6) è valida indipendentemente dal grado di sismicità.

Precedentemente è stato richiamato il rapporto tra il *detail category* dell'elemento, in prima approssimazione  $\Delta\sigma_c = 160 \text{ N/mm}^2$ , e la analoga grandezza per la connessione,  $\Delta\sigma_c = 71 \text{ N/mm}^2$ . Il rapporto è quindi (eq. 4, riproposta come 4bis):

$$160/71 = 2,253. \quad (4 \text{ bis})$$

La resistenza diminuisce ulteriormente se ci riferiamo ai valori  $\Delta\sigma_c$  ricavati dalle prove (figure 20-22).

In prima istanza, la eq. (6) e la eq. (4) non sono coerenti tra loro, ovvero la maggior resistenza richiesta alla connessione in fase di progetto, eq. (6), non compensa la perdita di resistenza in campo ciclico stabilita dalla eq. (4).

Ragionando in termini di cerniere plastiche, in virtù della sovra-resistenza stabilita nella eq. (6), le ali della trave o l'anima della colonna si plasticizzano. La connessione risulterebbe soggetta ad una azione pari a  $R_{fy} \leq 1/1,37 R_d$ . Quindi in teoria la connessione rimarrebbe in campo elastico per tutta la durata della sollecitazione ciclica, ad esempio del sisma.

Richiamiamo peraltro lo spirito dello EC3 Part 1-8 Joints. Il giunto è rappresentato nella figura 1.1. *Parts of a beam or column joint configuration* (figura 28).

Il giunto comprende parte delle ali della trave, e parte dell'anima della colonna o dell'eventuale pannello d'anima. Le prove interessano quindi gli elementi 1, 2, e 3 della figura 28. Con riferimento ai campioni A1, le prove [1] concludono:

“La unione A1, che è tipica della pratica Europea, prevede saldatura in officina e unione bullonata in opera. Ha mostrato un ottimo comportamento, con snervamento nell'ala della trave o snervamento nella zona di pannello della colonna (campione A1B)”.

La plasticizzazione delle ali della trave, o dell'anima della colonna (o dell'eventuale pannello d'anima) sono parte del funzionamento resistente della connessione. La plasticizzazione non può quindi essere invocata per attestare che stabilisca un limite alla azione trasmessa alla connessione.

In conclusione, è confermato che la eq. (6) e la eq. (4) non sono coerenti tra loro, ovvero la maggior resistenza richiesta

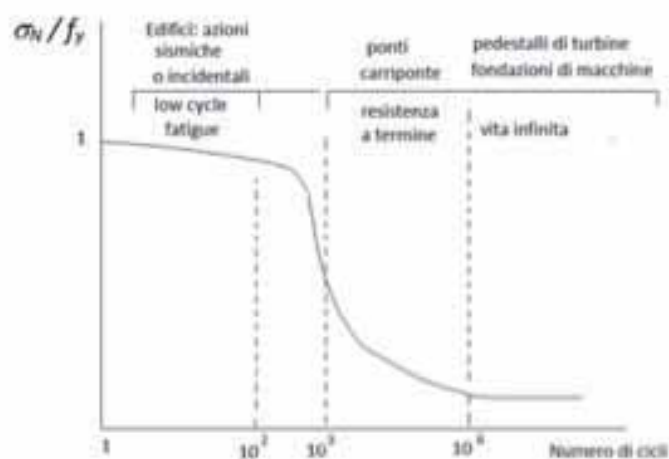


Fig. 23 - Diagramma di Wöhler.

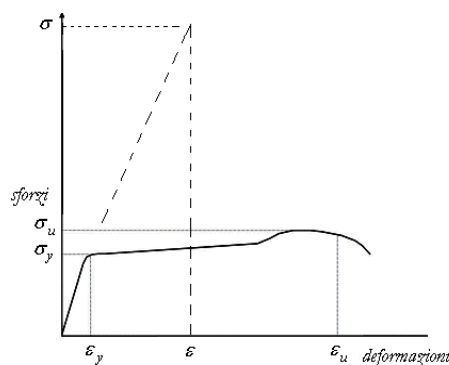


Fig. 24 - Diagramma sforzi deformazioni

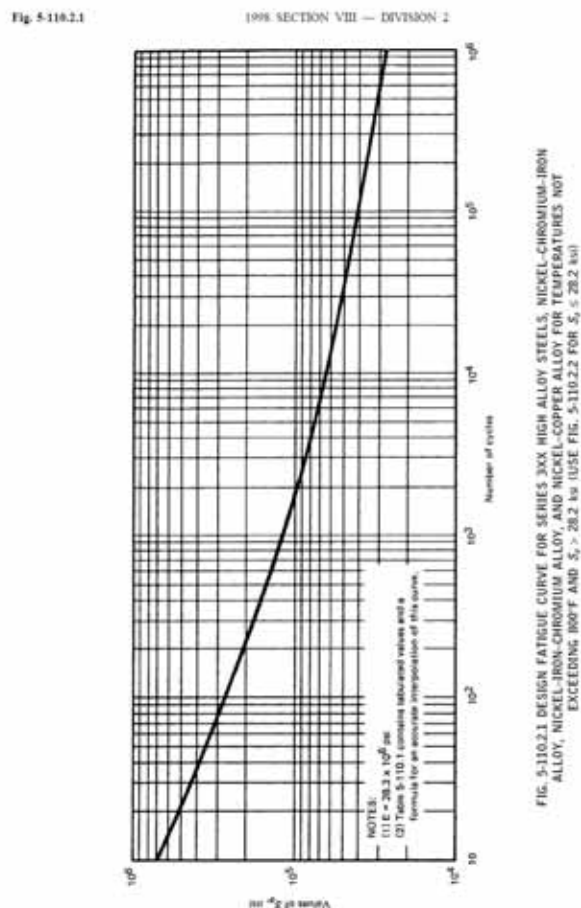


Fig. 25 - Figura ASME 5.110.2.1

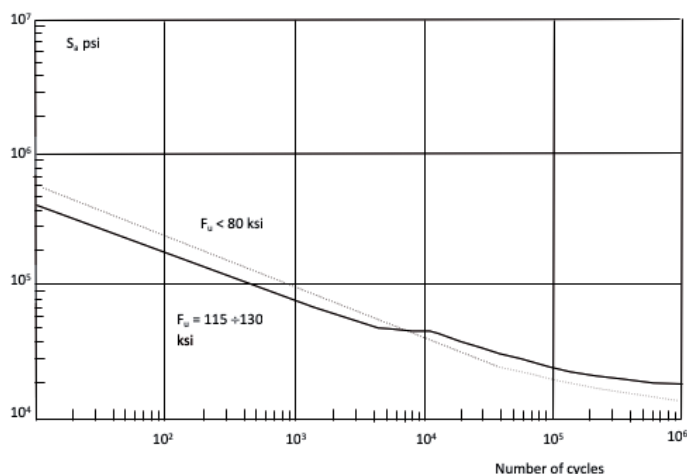


Fig. 26 - Per confronto, sforzo ammissibile secondo ASME in funzione del numero di cicli, valido per acciai al carbonio

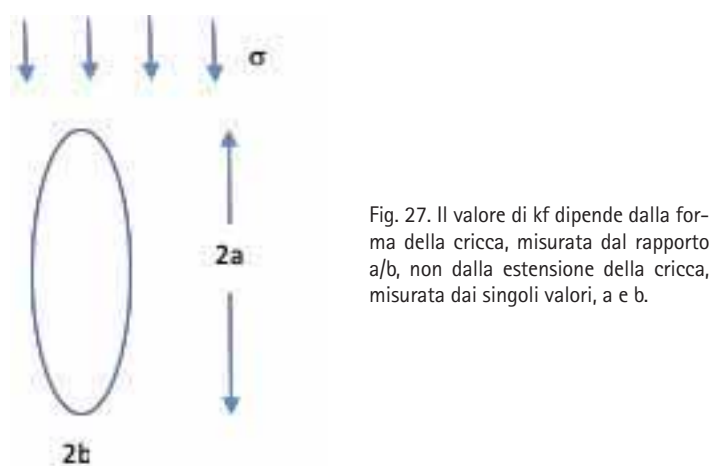


Fig. 27. Il valore di  $k_f$  dipende dalla forma della cricca, misurata dal rapporto  $a/b$ , non dalla estensione della cricca, misurata dai singoli valori,  $a$  e  $b$ .

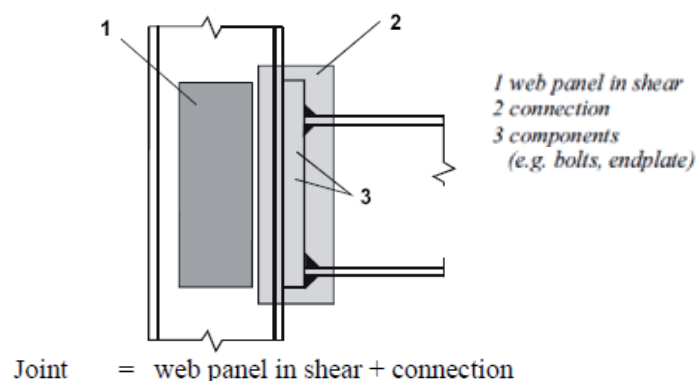


Fig. 28 - Parti di un giunto trave colonna, fig. 1.1 di EC3 Part 1-8 Joints

alla connessione in fase di progetto, eq. (6), non compensa la perdita di resistenza in campo ciclico stabilita dalla eq. (4).

Altre considerazioni di carattere strutturale suggeriscono di realizzare in officina la unione tra la colonna ed un moncone di trave. In cantiere si assemblano le travi, con giunti bullonati o anche saldati.

Quest'ultima unione è bensì realizzata in cantiere, ma in una posizione più favorevole in termini di stato di sforzo, come suggeriscono le figure 29 e 30.

## 10. SALDATURA TRA ALI DELLA TRAVE ED ALI DELLA COLONNA ED USO DELLA BACKING BAR

Per realizzare la saldatura tra le ali della trave e la colonna (che si tratti di un moncone saldato in officina o dell'intera trave saldata in opera, come spesso avviene negli USA), la pratica più comune è quella di realizzare una saldatura a completa penetrazione a mezzo V con piastrina metallica di sostegno a rovescio (*backing bar*).

Se la backing bar non viene rimossa, in esercizio le linee principali dello sforzo vengono deviate (figura 31), e ciò favorisce la rottura per fatica. Inoltre la backing bar nasconde eventuali difetti di vertice della saldatura, che anch'essi favoriscono le rotture per fatica.

Si può migliorare il dettaglio realizzando backing bar in ceramica, oppure rimuovendo la backing bar metallica appena eseguita la saldatura e prima che l'unione sia sottoposta ai carichi di esercizio, o infine ricorrendo a saldature a K anziché a mezzo V, e realizzare la saldatura in più passate (figura 32).

Le norme americane AISC 358 "Prequalified Connections for Seismic Applications" [24] suggeriscono di rimuovere la backing bar, molare la saldatura e completarla con un cordone d'angolo.

## 11. ALCUNE CONCLUSIONI

Le principali conclusioni che ancora oggi ricaviamo dal programma di ricerca [1] sono:

1. La maggior resistenza richiesta alla connessione in fase di progetto, eq. (6), non compensa la perdita di resistenza in campo ciclico stabilita dalla eq. (4). Soluzioni tipo figure 29 e 30, ove possibile, sono auspicabili.
  2. Il comportamento delle unioni è in genere duttile, in quanto  $\Delta v/v_y > 2$ . Sono segnalate tuttavia rotture improvvise, senza segnali premonitori (tabella 1). Ciò giustifica ulteriori studi in argomento.
  3. In tempi relativamente recenti è stata incrementata l'attenzione ad identificare eventuali difetti nelle saldature, anche a livello microscopico, e a porvi rimedio. Lo IIS è l'Istituto al quale fare riferimento, in Italia. Preziose raccomandazioni sono in [7, 8, ...13].
  4. Nella edizione ultima dell'Eurocodice 3 Part 1-9, (maggio 2005), non è acquisita una procedura per definire lo *stress concentration factor*  $k_f$ . (L'EC3 si limita a dire: *values may be taken from handbooks or from appropriate finite element calculations*). La meccanica della frattura è una disciplina molto estesa. Occorrerebbe precisare, mediante una serie di tabelle, i possibili valori di  $k_f$ .
- La figura 11 mostra una serie di giunti trave pilastro volti a incrementare la resistenza della sezione di unione, rispetto a quella della unione A1. Il paragrafo precedente mostra altre precauzioni volte a migliorare la resistenza dell'unione. Anche

se presentate nell'ambito della *low cycle fatigue*, si tratta di cautele che prescindono dalla natura del carico applicato, se stazionario o ciclico.

In tempi relativamente recenti è stata rimarcata la loro importanza a fronte di eventi sismici, [2, 3]. Lo European Research Program on the Cyclic Behaviour of Welded Beam-to-Column Connections, menzionato negli scritti [1, 3, 5], è stato attivato appunto dalle osservazioni raccolte a seguito del terremoto di Northridge del 1994.

Anche negli Stati Uniti il terremoto di Northridge spinse ad una grossa campagna di studi teorici e sperimentali sulle connessioni sismiche soggette a fatica oligociclica. L'impostazione fu quella di non imporre una sovreresistenza alle connessioni che, come detto precedentemente, non è la garanzia che fenomeni di fatica non infragiliscano comunque la connessione, ma quella di creare connessioni duttili, sedi anche di parziali plasticizzazioni, in grado di sostenere almeno l'80% del momento plastico della trave con una rotazione di interpiano di 20 mrad (per gli Intermediate Moment Frames, IMF) o di 40 mrad (per gli Special Moment Frames, SMF), come prescritto dalle norme AISC 341 [23]. Anche l'Eurocodice 8, similmente alle AISC 341, dà la possibilità, in alternativa ad avere connessioni sovreresistenti, di progettare connessioni in grado di mantenere almeno l'80% della propria capacità flessionale con una rotazione di 25 mrad o di 35 mrad per, rispettivamente, strutture in DCM o DCH. Il problema è che questa duttilità delle connessioni con la connessa resistenza può essere dimostrata solo sperimentalmente. L'AISC svolse una intensa attività di test su varie tipologie di connessioni, giungendo alla definizione di alcune connessioni prequalificate che rispettano la richiesta di duttilità espressa dalle AISC 341, e tali connessioni sono illustrate nella norma AISC 358 [24].

In Europa non fu fatto nulla per diversi anni. Ultimamente è stato condotto un progetto europeo di ricerca, EQUALJOINTS [25], rivolto alla individuazione di nodi sismicamente prequalificati mediante sperimentazione e procedure numeriche.

Nel progetto europeo che si è recentemente concluso, è stata sviluppata una procedura europea di qualificazione sismica per nodi trave-colonna sia a completo che a parziale ripristino di resistenza in conformità ai requisiti richiesti dall'Eurocodice 8 parte 1.

### 11.1 Documento ECCS

Importante la pubblicazione di ECCS [8], di oltre 300 pagine. Nella sostanza non introduce ulteriori argomenti rispetto a quelli trattati nel documento Part 1-9, *Fatigue* dell'Eurocodice 3. Sopperisce tuttavia all'ermeticità del documento EC3, che è anche dovuta al ricorso a simboli essenziali ma oltremodo complessi, richiamati nei paragrafi 2 e 3 del presente scritto. Il documento



Fig. 29 – Giunto trave-colonna con moncone di trave saldato – particolare

ECCS riporta esempi, spiegazioni, ed ulteriori osservazioni, in particolare circa l'ambiente nel quale la struttura opera. Un ambiente corrosivo, o semplicemente umido, può ridurre drasticamente la vita di componenti metallici, perché incrementa la velocità di propagazione delle cricche. Specifiche protezioni superficiali o protezioni catodiche sono prescritte per le piattaforme offshore, o in impianti chimici e raffinerie.

Nelle costruzioni civili, la temperatura non ha influenza sulla propagazione delle cricche. Deve invece essere presa in conto nelle turbine a gas, o nei motori d'aeroplano, ove sono previste alte temperature. Sono tuttavia argomenti in genere estranei alle costruzioni civili.

Una temperatura molto bassa riduce la dimensione critica dei difetti, e può creare rotture fragili. Questo argomento può interessare le costruzioni civili, per le quali peraltro è richiesta una *toughness* minima di 27 Joule.





Fig. 30 - Giunto trave-colonna con moncone di trave saldato - Assieme. La difficoltà della soluzione è principalmente dovuta al trasporto.

### 11.2 Norma UNI EN 1090-2

La norma UNI EN 1090-2 "Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture in acciaio" stabilisce regole di buona pratica realizzativa indipendentemente dal tipo di struttura. Include strutture soggette a fatica o a *low-cycle fatigue*, come i carichi sismici. Definisce 4 differenti classi di esecuzione, EXC1, EXC2, EXC3, EXC4, dalle meno alle più

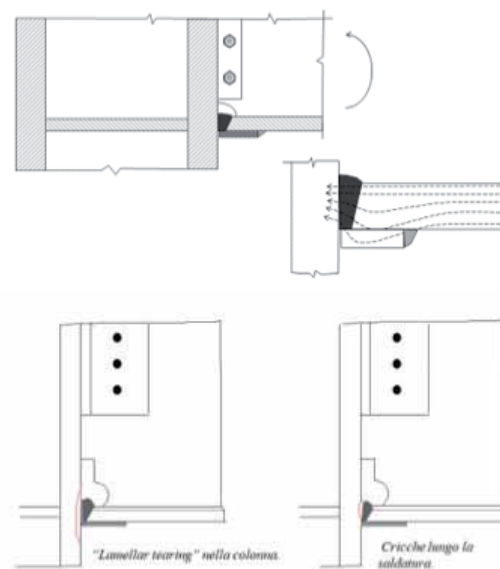


Fig. 31 - Uso della backing bar.

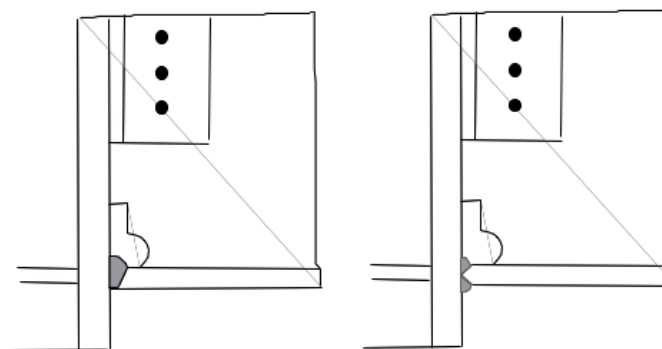


Fig. 32 - Preparazione della saldatura flangia trave - colonna: a K o a mezzo V.

stringenti. Tali regole si applicano alla intera struttura o anche a parti di esse. È importante seguire con discernimento queste regole, evitando di scegliere di default la classe più sicura, ovvero più stringente, ma generalmente più onerosa in termini di esecuzione. Come già richiamato, la esecuzione delle saldature e la loro ispezione sono tra le competenze di primaria importanza. Lo IIS è l'Istituto di riferimento in Italia per tali attività.

### RIFERIMENTI

- [1] A. Plumier, M. R. Agatino, A. Castellani, C.A. Castiglioni, C. Chesi, *Resistance of steel connections to low-cycle fatigue* 11th European Conference on Earthquake Engineering © 1998 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 982 3.
- [2] Yang TS, Popov EP. Behaviour of pre-Northridge moment resisting connections. Tech. rept. UCB/EERC/95/08. University of California, Berkeley, 1995.
- [3] Castellani, A., Castiglioni, C., Chesi, C., Plumier, A., A European Research Program on the Cyclic Behaviour of Welded

- Beam-to-Column Connections. *The Northridge Earthquake Engineering Conference, Proceedings*. Los Angeles. 1997.
- [4] Taucer, F., Negro, P., Colombo, A. 1999. Cyclic testing of the steel frame. Final Report. Special Publication N. I.98.160. Elsa Laboratory. Joint Research Centre. Ispra – Italy.
- [5] Lozza, S., Peano, A., Pellegrini, R., Castellani, A., Castiglioni, C., Chesi, C., Colombo, A., Negro, P., Taucer, F., Plumier, A., Carydis, P. 1998. Improved assessment of steel buildings performance during earthquakes – Steelquake. *Report*. Contract ENV4-CT96-0278.
- [6] M. A. Maleque and M. S. Salit, Material Selection and Design, SpringerBriefs in Materials, DOI: 10.1007/978-981-450060-38-2\_2. The Authors 2013. *Cap. 2° Mechanical failure of materials*.
- [7] IIS. *Integrità strutturale delle costruzioni saldate*. Progettazione delle giunzioni. Istituto Italiano per la saldatura, 2016.
- [8] *Fatigue design of steel and composite structures*, 2011 Published by ECCS- European convention for constructional steelwork.
- [9] UNI EN 1289:2003 Non-destructive testing of welds - *Penetrant testing of welds* - Acceptance levels. Controllo non distruttivo delle saldature - Controllo delle saldature mediante liquidi penetranti - Livelli di accettabilità
- [10] UNI EN 1290:2003 Non-destructive testing of welds - *Magnetic particle testing of welds* Controllo non distruttivo delle saldature - Controllo magnetoscopico con particelle magnetiche delle saldature
- [11] UNI EN 1291:2003 Non-destructive testing of welds - *Magnetic particle testing of welds* - Acceptance levels. Controllo non distruttivo delle saldature - Controllo magnetoscopico con particelle magnetiche delle saldature - Livelli di accettabilità
- [12] UNI EN 1435:2004 Non-destructive testing of welds - *Radiographic testing of welded joints* Controllo non distruttivo delle saldature - Controllo radiografico dei giunti saldati
- [13] UNI EN 12062:2004 Non-destructive examination of welds - agente *General rules for metallic materials*. Controllo non distruttivo delle saldature - Regole generali per i materiali metallici
- [14] Giulio Ballio, Carlo Castiglioni, *A unified approach for the design of steel structures under low and high cycle fatigue*. Journal of the Constructional steel research, ISSN 0143-974X Vol 34 n° 1 1995.
- [15] G. Ballio, L. Calado, C. Castiglioni, *Low cycle behaviour of structural steel members and connections*. Fatigue Fract. Engn. Mat. Struct. Vol 20., no 8, pag. 1129-1146, 1997.
- [16] Carlo A. Castiglioni; Harris P. Mouzakis; Panayotis Gr. Carydis, *Constant and Variable Amplitude Cyclic Behavior of Welded Steel Beam to-Column Connections*. Journal of Earthquake Engineering, 11: 6, 876 – 902. To link to this Article: DOI: 10.1080/13632460601188027. URL: <http://dx.doi.org/10.1080/13632460601188027>
- [17] C. Bernuzzi, L. Calado, C. Castiglioni *Ductility and load capacity prediction of steel beam-to column connections under cyclic load reversal loading*. Journal of Earthquake Engineering Vol. 1, n°2, April 1997.
- [18] L. Calado, C. Castiglioni, C. Bernuzzi, *Cyclic behaviour of structural steel elements methods for re-elaboration of test data*. Encontro Nacional construação metálica e mista, Porto, 20 e 21 novembre 1997.
- [19] J. Ferreira, L. Calado, C. Castiglioni, M. R. Agatino *Low cycle fatigue strength assessment of cruciform welded joints*, Journal of the Constructional steel research, 47.1998, 223 224.
- [20] C. Bernuzzi, L. Calado, C. Castiglioni, *Low-Cycle Fatigue of Structural Steel Components: A Method for Re-Analysis of Test Data and a Design Approach on Ductility ISET*, Journal of Earthquake Technology Paper n° 401, Vol 37, N° 4, December 2000, pp 47-63.
- [21] AISC ANSI/AISC 360-05 An American National Standard Specification for Structural Steel Buildings. Appendix 3: *Design for Fatigue*.
- [22] ASME VIII: Construction of Pressure Vessels American Society of Mechanical Engineers New York, New York Asme Boiler and Pressure Vessel Code. Appendix 26: *Pressure Vessel and Heat Exchanger Expansion Joints*. Section 26-3 Design.
- [23] AISC 341-10 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
- [24] AISC 358-10 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.
- [25] R. Landolfo, “PROGETTAZIONE SISMICA DELLE STRUTTURE DI ACCIAIO: nuovi orientamenti della ricerca e sviluppo del quadro normativo”, *Costruzioni Metalliche* n. 4/2017.

# ACCIAIO E INTRECCI STRUTTURALI A DENSITÀ VARIABILE

Bernard Tschumi Urbanistes Architects (BTuA) and Hugh Dutton Associates (HDA),  
Passerella pedonale sopra la stazione, La Roche-sur-Yon (Francia), 2008 - 2011

## STEEL AND WEAVING STRUCTURES WITH A VARIABLE DENSITY

Bernard Tschumi Urbanistes Architects (BTuA) and Hugh Dutton Associates (HDA),  
Pedestrian bridge Railway station, La Roche-sur-Yon (France), 2008 – 2011

Dr. arch. Carol Monticelli\*

*Architetto, Dipartimento di Architettura, Ambiente Costruito e Ingegneria delle Costruzioni ABC,  
Architecture, Built Environment and Construction Engineering del Politecnico di Milano*



Fig. 1 - Vista completa del ponte con i collegamenti verticali e inclinati. (©Christian Richter/ HDA)

---

\* Corresponding author. Email: carol.monticelli@polimi.it



La stretta collaborazione tra competenze architettoniche e ingegneristiche ha generato il progetto per il ponte pedonale di La-Roche-sur-Yon quale superamento della barriera della linea ferroviaria, vettore utilitario di movimento, allo stesso tempo, simbolo di connessione per le relazioni urbane in chiave contemporanea. BTuA e HDA, attraverso un complesso processo di modellazione e simulazione per la massima ottimizzazione strutturale e materiale, hanno progettato un grande intreccio di profili d'acciaio a maglia diagonale, quale rievocazione e rivisitazione del vecchio ponte, con anelli strutturali a densità variabile per esternare l'andamento delle forze interne alla struttura. La localizzazione ha determinato una grande complessità rendendo necessarie analisi strutturali statiche e dinamiche anche per progettare le fasi di montaggio e analisi del comfort in fase d'uso.

*The close collaboration between architectural and engineering skills has generated the La-Roche-sur-Yon pedestrian bridge project as an overcoming of the barrier of the railway line, a utilitarian movement vector and, at the same time, a symbol of connection for urban relations in a contemporary way. BTuA and HDA, through a complex modelling and simulation process for maximizing the structural and material optimization, have designed a large weaving of diagonal mesh steel profiles, such as re-enactment and revisiting of the old bridge, with variable density structural rings to externalize the progress of the internal forces of the structure. The localization has determined a great complexity making static and dynamic structural analyses also for designing the assembly and comfort analysis phases during use necessary.*

L'ESTENSIONE DELLA TRATTA del treno TGV fino a La-Roche-sur-Yon in Francia e alle città limitrofe, al confine con l'oceano Atlantico, identifica non solo un momento importante in termini di modernizzazione del sistema ferroviario europeo e francese, ma anche un'occasione per avviare miglioramenti civici. La città ha voluto rinnovare la stazione e il vecchio ponte pedonale risalente al 1890 (figura 4), che non era abbastanza alto per il passaggio dei treni ad alta velocità. Il nuovo ponte pedonale, collegando la città storica fondata da Napoleone, detta il Pentagono, con la zona contemporanea e le sue infrastrutture moderne (stadio, scuola, quartieri residenziali...), oltrepassa i binari ferroviari dell'alta velocità, creando una connessione urbana importante per la città. La Roche-Sur-Yon è il luogo di nascita di Robert Le Ricolais, ingegnere, architetto, poeta e pittore, noto per la sua ricerca teorica sulle strutture reticolari e *tensegrity* condotte durante gli anni Cinquanta. Questa eredità, intellettuale e storica, ha ispirato il design del ponte pedonale. E il risultato architettonico è una composizione geometrica armoniosa che esprime le forze interne alla struttura. L'intenzione di BTuA e HDA era di dimostrare l'integrazione tra un sistema strutturale originario e un concetto architettonico sviluppato dalla ricerca di un'identità di quartiere a scala urbana fino all'espressione minuta del dettaglio costruttivo. Sulla base del concetto che non c'è architettura senza movimento, il ponte pedonale non vuole essere solo un oggetto statico, ma vuol rappresentare un vettore dinamico sia nel suo uso sia nella sua percezione urbana (figura 2). I progettisti hanno cercato di esprimere questa caratteristica dinamica, attraverso il sistema strutturale e con materiali di finitura (figura 5): intrecci metallici, superfici di policarbonato intersecate alla struttura proteggono i pedoni dalle condizioni meteorologiche e il sistema di illuminazione che segue

l'andamento della struttura; il colore rosso brillante è esso stesso una scelta mirata ad enfatizzare il significato urbano del ponte come vettore pedonale (figura 22).

Il ponte pedonale si configura come un tubo di acciaio composto di una maglia diagonale, composto di due campate: la prima campata A, lato stazione, è lunga 31,8 m, mentre la seconda campata B è lunga 35,2 m. Tre scale e tre ascensori sono parte dell'opera. Solo le prime due scale (una sul lato della stazione ferroviaria, l'altra sulla banchina centrale) partecipano alla stabilità strutturale della struttura. La terza scala (situata sul lato della parte nuova della città) e gli ascensori sono indipendenti dalla passerella dal punto di vista strutturale (figure 1, 3). Le tre scale sono composte di due profilati in IPE 750 chiusi da una lamiera di chiusura esterna. I tre ascensori sono composti di una struttura tubolare a sezione quadrata. A livello della scala centrale e dell'ascensore, è stato necessario praticare un foro della rete strutturale su entrambi i lati (figura 10). L'apertura così creata è stata rinforzata con un profilo



Fig. 2 - Vista del ponte tubolare a mesh metallica, concepito come connettore urbano e vettore dinamico nella sua configurazione. (©Christian Richter/ HDA)



Fig. 3 – Vista dei sistemi di accesso al ponte, in particolare la scala allineata con la stesa giacitura del ponte quale varco per la parte storica della città. (©Philturp)

di sezione HEA 240, per garantire la continuità delle forze interne. Il ponte è considerato come un fascio continuo su tre supporti, costituiti da coppie di pilastri verticali, bi-articolati dalla testa alle fondazioni, con un sistema di controvento che garantisce la stabilità laterale complessiva del ponte (figura 9). Nella direzione longitudinale, la stabilità è assicurata dalla scala accanto alla stazione, che funziona come una doppia trave inclinata. La scala all'altra estremità è stata concepita con un vincolo tipo carrello alla base, senza quindi impedire il movimento longitudinale che creerebbe un'iperstaticità in questa direzione. Non vi è quindi alcun aumento delle tensioni sotto l'effetto delle variazioni termiche, grazie al lato orientale libero di espandersi nella sua lunghezza. Questa seconda scala supporta solo i carichi verticali alla fine del ponte. La terza scala, nel mezzo della prima campata, funziona come una doppia trave inclinata, fornendo una rigidità laterale all'intera struttura.



Fig. 4 – Il vecchio ponte reticolare in ferro progettato e realizzato da Robert Le Ricolais. (©HDA)

Nei punti di supporto gli stress interni sono principalmente forze di taglio verticale che diventano principalmente forze flettenti orizzontali a metà della campata. La transizione tra i punti di supporto è assicurata dalla presenza di anelli verticali che ricreano collegamenti per il trasporto delle forze di taglio.

#### L'OTTIMIZZAZIONE DELLA FORMA STRUTTURALE

Il tubo della passerella, che ha un diametro esterno di 4,50 m, è costituito da anelli verticali distanziati variabilmente lungo la lunghezza della struttura (figure 2, 11). Tre anelli principali di supporto sono costituiti da profili saldati con sezione a H ( $h = 240$  mm,  $b = 240$  mm). Gli altri intermedi hanno sezioni di dimensioni più piccole con sezione a T ( $h = 180$  mm,  $b = 140$  mm).

La continuità strutturale tra i diaframmi è assicurata da un insieme di diagonaloni con diverse sezioni, creando un tutt'uno di croci e intrecci. Sono stati utilizzati cinque tipi di sezioni per gli elementi diagonaloni: a) H ( $h = 152$  mm,  $b = 160$  mm, spessore = 10 mm); b) T di tipo 1 ( $h = 130$  mm,  $b = 120$  mm, spessore = 15 mm); c) T di tipo 2 ( $h = 100$  mm,  $b = 100$  mm, spessore = 12 mm) per le diagonaloni principalmente soggette a forze di compressione; d) tondo pieno tipo 1 ( $d = 40$  mm); e) tondo pieno tipo 2 ( $d = 20$  mm) per diagonaloni principalmente soggette a forze di trazione (figure 8, 10, 20, 21).

Le diagonaloni in compressione sono curvate con un raggio variabile, ma non sono attorcigliate; le diagonaloni in trazione sono diritte. In corrispondenza del supporto centrale, nella parte inferiore del cilindro, la densità delle sezioni (diaframmi e diagonaloni) diventa così importante che è stata utilizzata una piastra traforata. In effetti, le







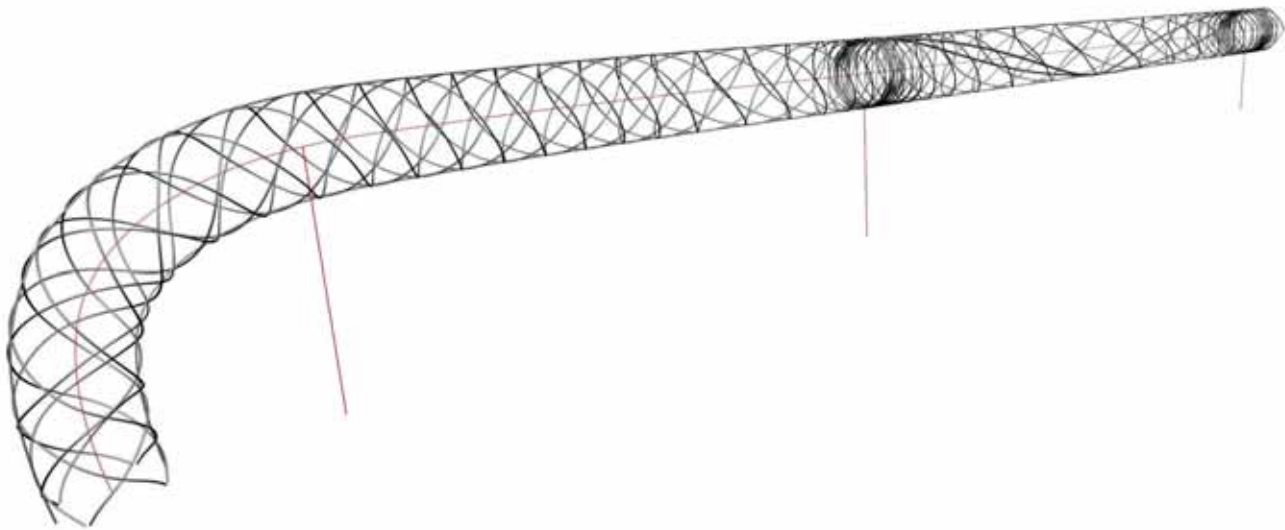


Fig. 7 – Studi di ottimizzazione della struttura fin dalla fase di concept, attraverso la simulazione del comportamento di una trave fatta da linee a spirale appoggiata su tre punti, con la densità variabile delle linee laddove il carico è maggiore. (©HDA)

rale è assicurata da un sistema di griglie di metallo espanso stirate come parapetto, la protezione superiore dagli agenti atmosferici da una copertura in policarbonato trasparente (figure 10, 22).

#### LA MODELLAZIONE STRUTTURALE E I CARICHI SIMULATI

Il lavoro è stato completamente modellato con calcolo agli elementi finiti con modellazione 3D tramite il software di calcolo Strauss7 (figure 11, 13). Il modello ha permesso la validazione della struttura, delle sezioni, la verifica delle instabilità locali e dei raggruppamenti degli anelli applicando i metodi dell'Eurocodice 3. Il team di HDA ha sviluppato un software di post-elaborazione "Beam Calculator" dei risultati forniti dal software di calcolo Strauss7 che consente l'applicazione del primo metodo dell'Eurocodice 3-1-1 su tutte le sezioni e combinazioni di carichi selezionati in un dato modello. In primo luogo, i calcoli non lineari, con l'applicazione del primo metodo dell'Eurocodice 3, hanno permesso di integrare e verificare il funzionamento degli elementi molto sottili (i diaframmi del ponte) solo in trazione e l'eventuale rigidità interna alla mesh metallica quando sottoposti a compressione.

Nel corso degli studi di modellazione, è stato necessario andare oltre nella raffinatezza dei calcoli per la verifica completa delle diagonali molto sottili (con sezione di 20 mm). Per questo, il secondo metodo proposto dall'Eurocodice 3, applicando le imperfezioni iniziali, è

stato utilizzato per stimare il rischio di deformazioni visibili su elementi molto sottili.

Sono state fatte delle ipotesi di carico. La definizione delle combinazioni di carico agli Stati Limite Ultimi (SLU) e agli Stati Limite di Servizio (SLE) è derivata dall'Eurocodice 0 (Base strutturale del calcolo) e dall'Allegato A2 (Applicazione ai ponti). Tutte le ipotesi di carico si basano sull'applicazione dell'Eurocodice 1 (Azioni sulle strutture). Un carico di folla di  $5 \text{ kN/m}^2$  è stato applicato al ponte considerando le sollecitazioni asimmetriche tra le due campate della struttura. Alla copertura in plexiglass è stato applicato un carico di neve massimo di  $0,6 \text{ kN/m}^2$ . Dal metodo indicato nell'Eurocodice 1-4 (Azioni del vento), si sarebbe potuta definire una distribuzione di pressione del vento esterna applicata in modo normale alla superficie di un cilindro. Pertanto, la massima pressione applicata è stata prevista di  $0,75 \text{ kN/m}^2$  nella parte sopravvento e il minimo negativo di  $-1,10 \text{ kN/m}^2$  nella parte sottovento. Sono state prese in considerazione anche le azioni aerodinamiche risultanti dal passaggio di un treno, anche se non erano preponderanti per le dimensioni della struttura. Ciò ha implicato la considerazione di una pressione o una depressione locale nella parte inferiore del cilindro ( $\pm 0,30 \text{ kN/m}^2$ ). Seguendo le raccomandazioni dell'ufficio tecnico di controllo, sono stati aggiunti altri carichi laterali del vento. Due carichi trasversali di  $1,50 \text{ kN/m}^2$  e  $2 \text{ kN/m}^2$ , proiettati su metà

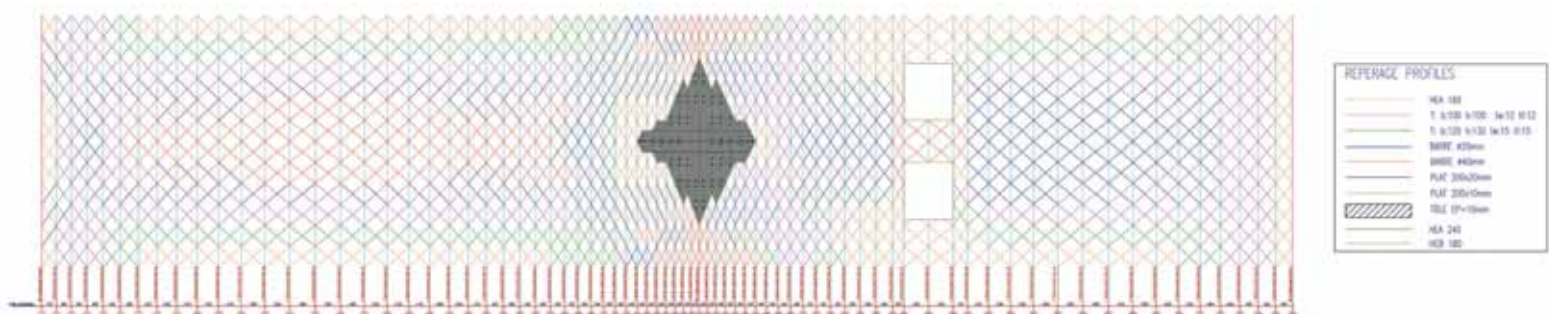


Fig. 8 – Pianta della struttura del ponte aperta e sviluppata in piano con indicazione dei diversi profili tramite diversi colori. (©HDA)

della superficie del cilindro, sono stati considerati in combinazioni accidentali di carico con gli SLU. Il secondo, considerato estremo, non era combinato con gli altri carichi del vento (simulando il passaggio di un treno ad esempio). La pressione del vento nella direzione longitudinale, correlata agli effetti di attrito, considerando una rilevante ruvidità della struttura (per effetto della mesh metallica), è stata studiata, ma non ha generato un caso di carico tale da dimensionare nuovamente per la struttura. Il risultato di questi sforzi, non trascurabile sulla lunghezza del tubo, è ripreso e bilanciato dalla presenza della scala di collegamento con il piano strada, tale da garantire la stabilità dal ponte in questa direzione.

### IL COMPORTAMENTO DINAMICO E LA VALUTAZIONE DEL COMFORT

Gli studi sul comportamento dinamico sono stati condotti sulla base della Guida di Sétra “Ponti pedonali - Valutazione del comportamento pedonale da parte dei pedoni”. Per garantire un buon livello di comfort, è stato necessario controllare le vibrazioni della struttura e garantire accelerazioni che non disturbino gli utenti (figura 12). Le vibrazioni sono date da un effetto di risonanza in base alla frequenza di marcia dei pedoni, al numero di persone sul pianerottolo, alla frequenza naturale della struttura e alla corrispondente forma modale. Nello studio del comfort durante l’uso del

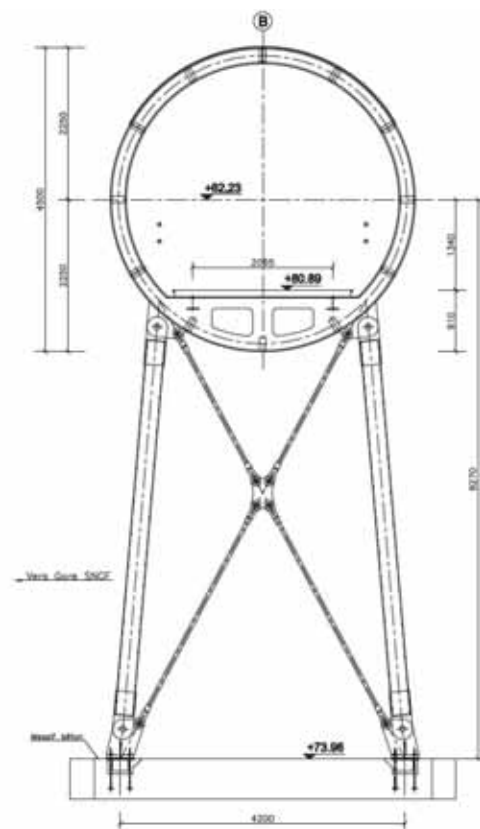


Fig. 9 – Sezione verticale trasversale della passerella ad anelli circolare e degli appoggi con il sistema di controvento. (©HDA)

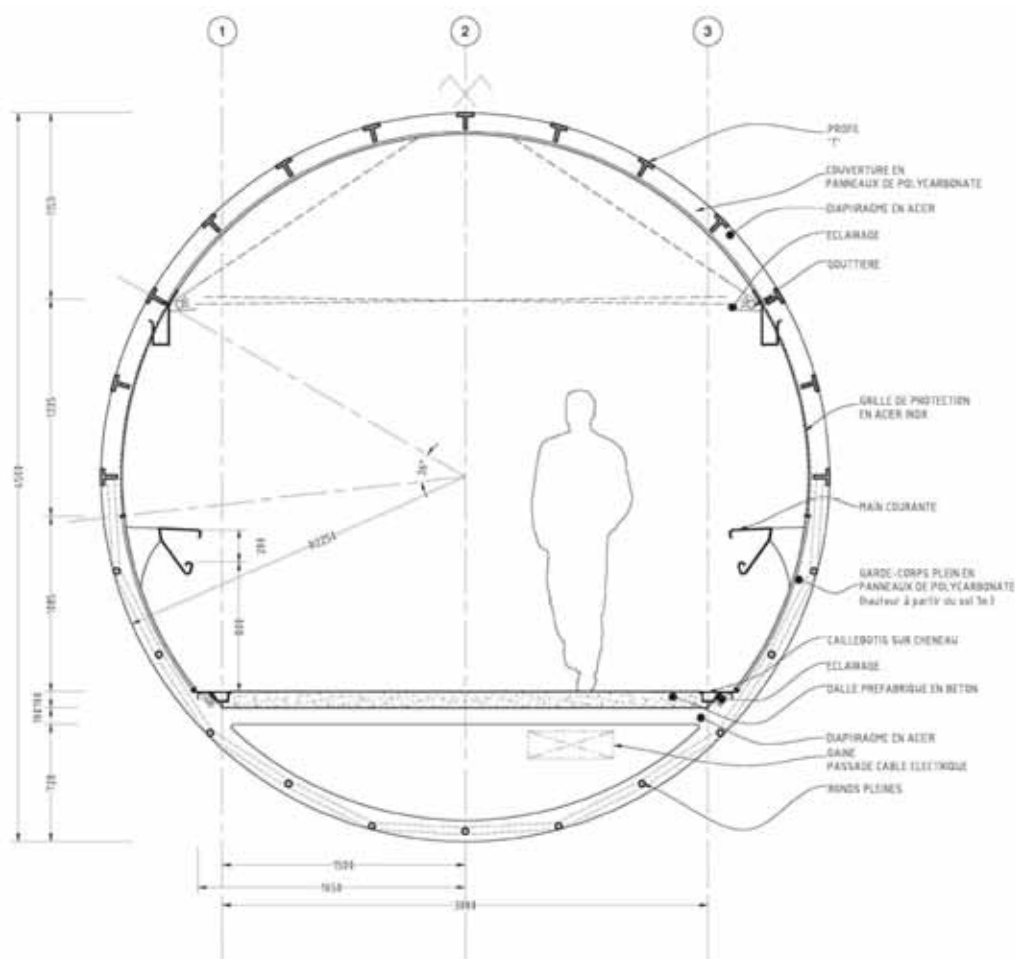


Fig. 10 – Sezione trasversale del tubo metallico con l’indicazione dell’interfaccia tra la carpenteria strutturale e gli altri componenti di finitura. (©HDA)

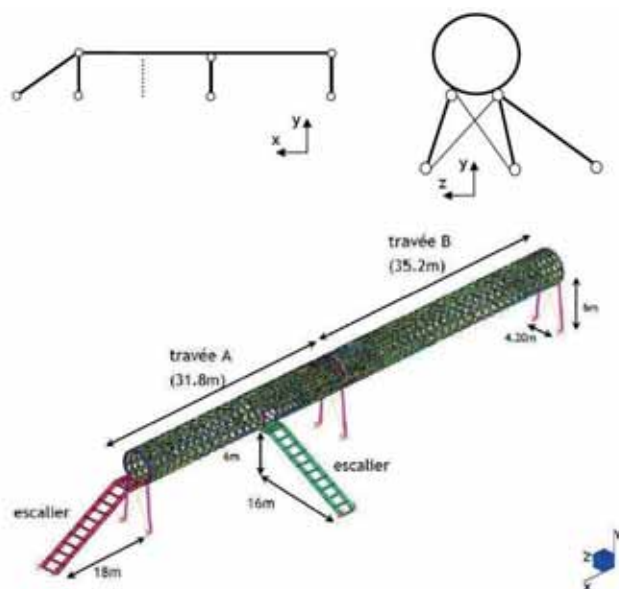


Fig. 11 – Schema del sistema statico di base del ponte e assonometria del sistema strutturale simulato staticamente tramite software parametrici e analisi FEM. (©HDA)

ponete, è necessario definire la classe di utilizzo, i livelli di comfort richiesti e eseguire un'analisi modale della struttura. Per la passerella di La Roche-sur-Yon, il lavoro cui è sollecitata nella fase operativa è stato considerato nella classe III come definito nella guida S etra (tra quattro classi da I a IV, dove la classe I corrisponde all'area di massimo utilizzo). La classe III   definita quella degli "elementi normalmente utilizzati, attraversati occasionalmente da un numero elevato di persone, ma che non saranno mai caricati e concentrati sull'intera area utilizzabile". Questa scelta   legata al fatto che la passerella di La Roche-sur-Yon   un collegamento tra due aree non

fortemente popolate ed   stato pertanto presunto l'uso occasionale da parte di un gran numero di persone.

Il secondo aspetto tenuto in considerazione   il livello di comfort che corrisponde al livello di sensibilit  che deve essere garantito agli utenti. Nel caso specifico,   stato richiesto un livello medio di comfort per la struttura (da tre livelli di comfort possibili, che vanno dal minimo al massimo). Secondo la Guida S etra, il comfort medio corrisponde a un livello di "accelerazione della struttura facilmente percepita dagli utenti".

Studi in letteratura hanno dimostrato che le frequenze di camminata dei pedoni sono di circa 2 Hz, con una deviazione standard di 0,2 Hz; ma la frequenza orizzontale trasversale   pari alla met  (1 Hz) della frequenza di andatura. Per evitare gli effetti della risonanza,   necessario che la frequenza naturale della struttura si discosti quanto pi  possibile dalla frequenza a piedi dei pedoni. Da quest'ultima   necessario definire le frequenze verticali, orizzontali trasversale e orizzontali longitudinali che possono sollecitare la struttura. Il calcolo delle frequenze proprie della struttura di La Roche-sur-Yon   stato eseguito considerando una densit  della folla di  $d = 0,5$  pedoni/ $m^2$  (considerando 1 pedone = 0,70 kN). Si pu  quindi osservare che i criteri di comfort relativi ai valori di frequenza propria, secondo la direzione di eccitazione, sono sempre verificati ( $> 2,1$  Hz per spostamento longitudinale o verticale,  $> 1,1$  Hz per spostamento trasversale orizzontale). Secondo le raccomandazioni della guida, non sarebbe stato necessario calcolare l'accelerazione subita dalla struttura. HDA ha comunque modellato gli effetti delle sollecitazioni sinusoidali (ovvero il cammino dei pedoni) al fine di avere una stima migliore del livello di accelerazione su punti critici del ponte.

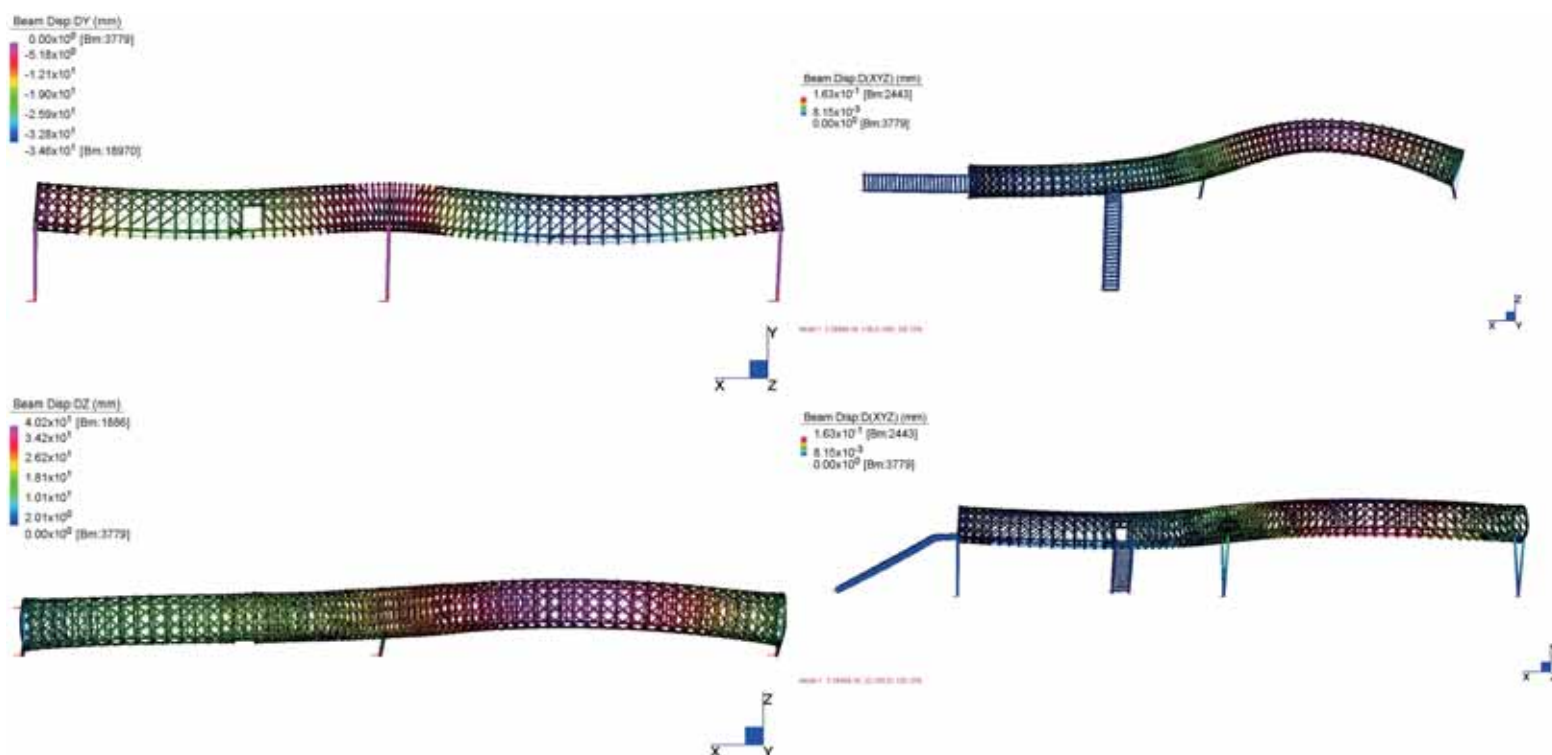


Fig. 12 – Schemi di modellazione dinamica della struttura tubolare tramite il software Strauss7. ( HDA)



## FABBRICAZIONE DELLA CARPENTERIA E GESTIONE DELLA MESSA IN OPERA

Gli elementi di acciaio sono stati prefabbricati in stabilimento. Per ragioni di trasporto, il tubo del ponte è stato realizzato in cinque tronconi di lunghezze che vanno da 10,70 m (sezione di supporto centrale) a 14,90 m (figura 14).

La difficoltà principale è consistita nella realizzazione e nell'assemblaggio della rete di intrecci. In effetti, la complessità della geometria richiedeva la gestione di molte parti di diverse dimensioni e con caratteristiche geometriche variabili. Le diagonali compresse sono state realizzate con piastre saldate. Questi profili sono stati piegati (ma non ritorti) secondo il raggio variabile di curvatura dipendente dalla spaziatura dei diaframmi. Per questo, e per ciascun raggio di curvatura, sono stati creati i modelli di piegatura. Inoltre, la giunzione delle diagonali sui diaframmi è stata il risultato di molte riflessioni con l'azienda per progettare un assemblaggio garantendo una buona trasmissione degli sforzi. Più di 1.700 pezzi di lastra sono stati tagliati e saldati sui diaframmi per soddisfare i requisiti strutturali e architettonici impostati. La preparazione e il taglio delle estremità delle diagonali in PRS devono essere eseguite con precisione per essere in grado di garantire una buona saldatura sui coni.

All'inizio, ognuno dei cinque tronchi è stato pre-assemblato per garantire il buon posizionamento geometrico di ciascun elemento. Per applicare una controfreccia definita dal calcolo (corrispondente all'inverso della freccia calcolata sotto il peso proprio), i tronconi sono stati posizionati su supporti di altezza variabile. La saldatura completa della rete del tubo ha richiesto circa due settimane di lavoro, da parte di due saldatori, per ogni sezione. La protezione anticorrosione e la verniciatura delle diverse sezioni sono state subappaltate e realizzate presso la Poirier SAS

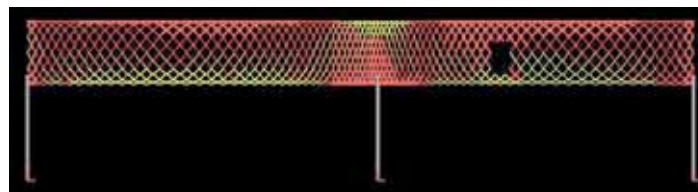


Fig. 13- Modellazione statica dei carichi generati nella mesh strutturale in relazione ai tre appoggi verticali: in rosso gli elementi compressi e in gialli gli elementi in tensione. (©HDA)

(Loire-Atlantique).

Sul sito, le operazioni di sollevamento sono state effettuate di notte, in tre notti. L'installazione notturna era una condizione necessaria per evitare di interrompere il traffico ferroviario durante il giorno. Le operazioni sono suddivise in diverse fasi:

a) assemblaggio tramite bulloni dei tronconi 1, 2 e 3 del tubo; b) imposta dei tronconi assemblati su supporti temporanei a livello del terreno; c) sollevamento del tubo; d) posa e assemblaggio del tubo sulle coppie di pali su binari ferroviari (con controventi temporanei per la stabilità longitudinale); e) installazione e montaggio della prima scala; f) connessione tramite bulloni degli ultimi due spezzoni 4 e 5; g) imposta su supporti temporanei dei tronconi 4 e 5 assemblati sul terreno; h) sollevamento del tubo 4 5; i) installazione e assemblaggio del pezzo 4 5 sulla terza coppia di pali, che si collega con il pezzo 1 2 3 sopra i binari; l) installazione e montaggio delle altre due scale (figure 16, 17, 18, 19). Le fasi temporanee hanno rappresentato situazioni molto delicate, a causa della natura del progetto del ponte. Infatti, il progetto strutturale, vale a dire la scelta e l'ubicazione delle varie tipologie di sezioni sull'intera maglia, è stato interamente determinato da uno schema statico del lavoro nella sua posizione finale. Quando la struttura, o parte di essa, si trova in situazioni temporanee, la continuità strutturale viene interrotta e lo schema statico può



Fig. 14 - Viste delle fasi di produzione della carpenteria metallica, prefabbricata per tronconi. (©HDA)

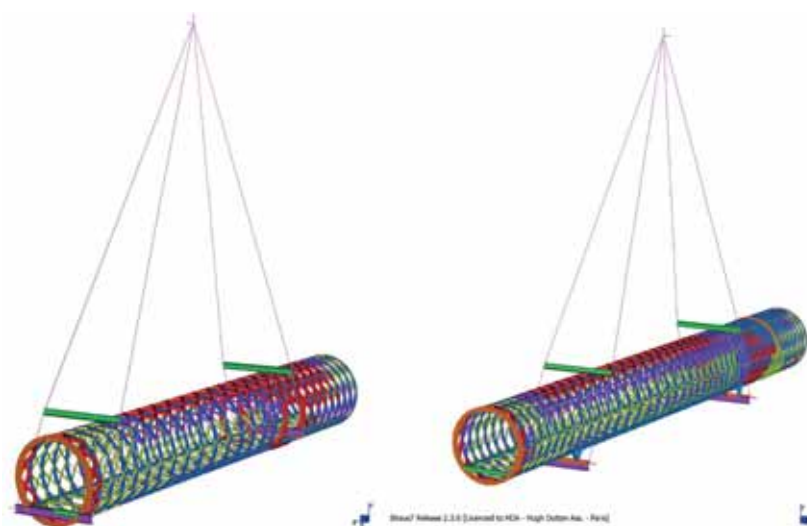
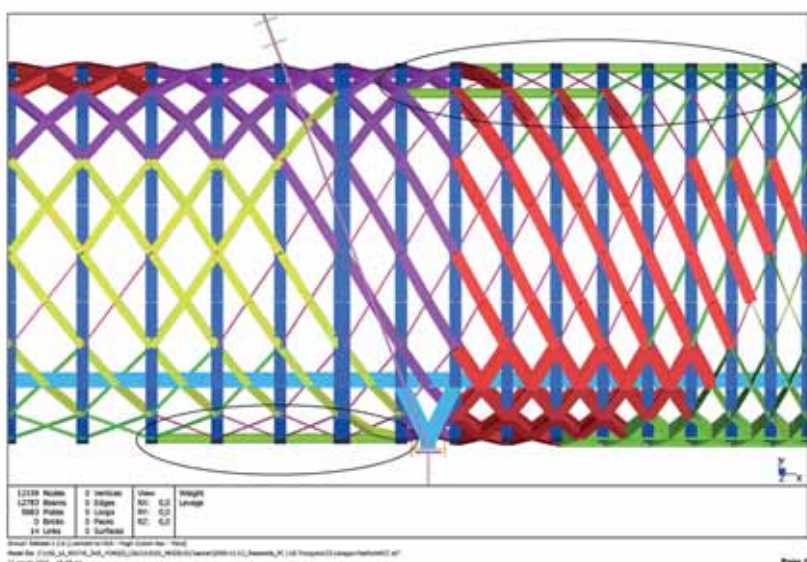


Fig. 15 - Modellazione di un tronco della passerella sotto le sollecitazioni della fase di montaggio, con l'aggiunta di elementi metallici provvisori. (©HDA)

diventare completamente diverso, con un'inversione dei momenti flettenti globali e lo spostamento delle zone di compressione in altri punti della mesh. Ciò significa che alcune diagonali, concepite come in tensione, sono compresse mentre presentano una forte snellezza. Pertanto, sono state determinate le aree a rischio durante queste fasi provvisorie e sono state definite procedure specifiche. Al fine di evitare una compressione eccessiva di alcune barre inizialmente progettate per riprendere le forze di trazione, è stato deciso di aggiungere elementi di rinforzo temporanei durante le fasi di sollevamento. Erano costituiti da tubi di acciaio di sezione quadrata fissati su più punti mediante cavalieri per garantire così l'integrità delle diagonali tonde in fasi critiche. Infine, per fissare i cavi di sollevamento, sono state posizionate e fissate ulteriori barre trasversali ai supporti di sollevamento. La loro connessione è stata assicurata mediante zoccoli quali rinforzi locali e sicurezza nella distribuzione delle forze di sollevamento (figure 15, 16, 18). Senza la presenza di rinforzi, alcune fasi del sollevamento avrebbero potuto generare danni alle barre con elevata snellezza, con la comparsa di deformazioni irreversibili dovute allo sbandamento per instabilità.

Considerata la criticità logistica, sono stati fatti anche studi di modellazione per le fasi provvisorie, per definire con maggiore precisione la procedura di sollevamento e montaggio individuando le aree a rischio di deformazione. La modellazione ha dimostrato, fatta salva l'applicazione di rinforzi locali, che i diagrammi statici delle fasi di sollevamento non sarebbero stati la causa della deformazione degli elementi tondi intrecciati lungo l'intera struttura. Prima del sollevamento sono stati fatti anche dei test fisici sulla struttura, svolti di notte con la necessità di interrompere l'alimentazione durante l'operazione e in condizioni di traffico ferroviario nullo. La procedura di test ha previsto un carico massimo pari al 70% del valore di progetto, ovvero  $3,50 \text{ kN/m}^2$ . È stato concordato

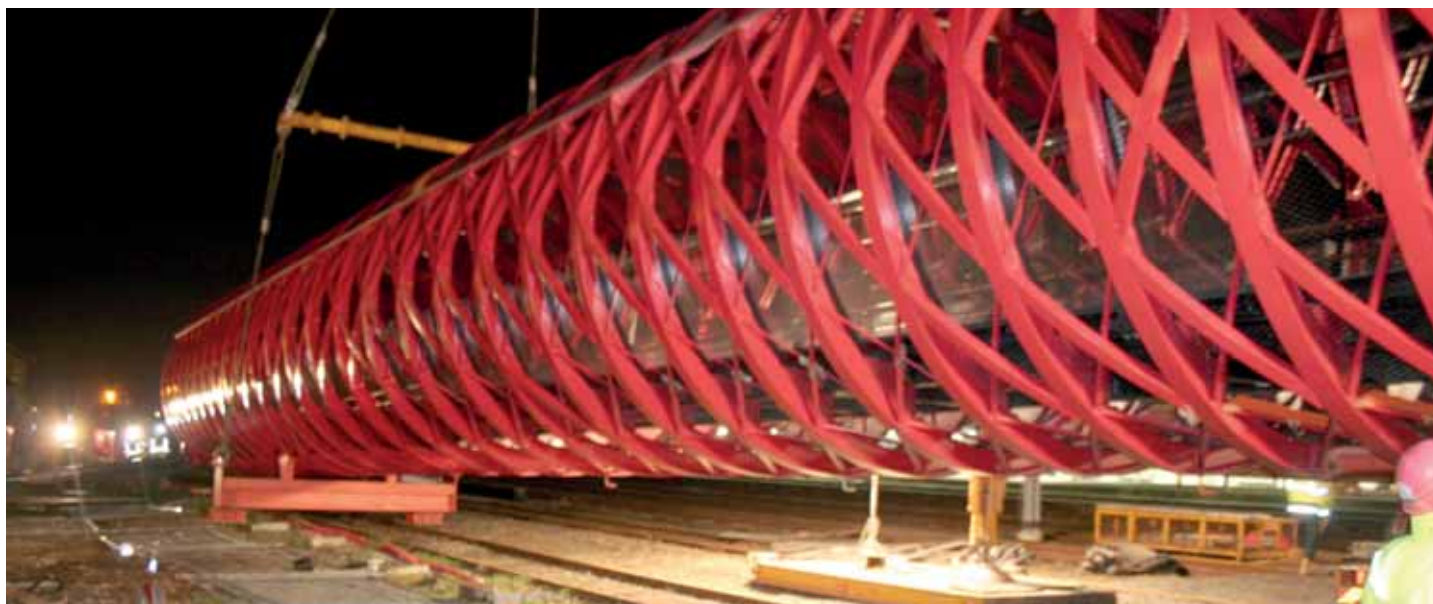


Fig. 16 - Prima fase di montaggio con l'imposta dei tronconi assemblati su supporti temporanei a livello del terreno (©HDA)





Fig. 17 – Viste della fase di sollevamento del tubo, della posa e dell'assemblaggio della passerella sulle coppie di pali sopra i binari ferroviari (©HDA)

che il carico sarebbe stato realizzato mediante contenitori in PVC riempiti con acqua della rete antincendio: 770 bidoni da 90 litri ciascuno sono stati disposti uniformemente sull'intera struttura per applicare il carico massimo definito dallo standard. In parallelo con le misurazioni della freccia, dieci estensimetri sono stati posizionati su alcune barre del ponte per controllare le tensioni interne calcolate (ai momenti nulli e massimi). Prima e durante il carico, un sensore

di vibrazione è stato messo al centro di ciascuna campata. È stata misurata l'evoluzione delle velocità della soletta sotto sollecitazioni causate da diverse persone che saltavano vicino al sensore. Nel merito delle prove statiche il comportamento del ponte in termini di freccia è risultato coerente con le previsioni del calcolo teorico. Tuttavia, il rapporto tra le frecce misurate e quelle calcolate, in tutte le fasi di carico, è compreso tra il 70% e il 75%. Quindi i calcoli



Fig. 18 – Vista del sollevamento per cui sono state posizionate e fissate barre trasversali provvisorie ai supporti di sollevamento, connesse tramite zoccoli di rinforzo locale e da sicurezza nella distribuzione delle forze. (©HDA)





Fig. 19 – Fasi di collegamento della passerella con gli ascensori e le scale. (©HDA)



Fig. 20 – Vista della passerella dai binari, in cui ben si evincono la sequenza di anelli e le diagonali a sezione tonda da 20mm. (©William Chevillon)



Fig. 21– Dettaglio dell'incrocio saldato tra un anello e le diagonali, che in tal caso hanno sezione a T. (©HDA)



Fig. 22 – Vista notturna della passerella dall'interno con la percezione delle finiture: la copertura in plexiglas trasparente, le lastre di calcestruzzo prefabbricate come solaio, le lamiere stirate come parapetti. (©William Chevillon)

sono risultati più cautelativi rispetto al comportamento effettivo. Nei test dinamici è emerso come le frequenze misurate siano leggermente più alte di quelle ottenute dal calcolo (eccetto per il sensore trasversale, vuoto, la cui misurazione non sembra consistente). I risultati sono comunque piuttosto vicini. Le ipotesi formulate nei modelli, tendenti a sottovalutare la reale rigidità della struttura, portano a una sottovalutazione delle frequenze dei modi propri della struttura.

**IL PROCESSO DI OTTIMIZZAZIONE STRUTTURALE**, guidato prioritariamente da preoccupazioni pratiche, estetiche ed economi-

che, ha permesso di avere complessivamente importanti guadagni di materiale e di limitare l'impatto ambientale complessivo della struttura, migliorando le prestazioni anche in termini di qualità architettonica.

**SI RINGRAZIANO** l'Ing. Pierluigi Bucci della "Bucci and Partners" per le informazioni tecniche/strutturali fornite, Sara Maggipinto dello studio Hugh Dutton Associates, Joel Rutten e Alissa Lopez Serfozo dello studio Bernard Tschumi Urbanistes Architects per le informazioni tecniche dettagliate, i materiali grafici e fotografici gentilmente forniti.

---

## DATI DI PROGETTO

**Nome del progetto:** Ponte pedonale sulla ferrovia a La Roche-sur-Yon

**Localizzazione:** La Roche-sur-Yon (Francia)

**Committente:** Municipalità di La Roche-sur-Yon (Francia), SNCF - Engineering Department, Jean-Marie Garnier

**Progetto architettonico:** Bernard Tschumi Urbanistes Architects (BTuA), New York, U.S.A., Hugh Dutton Associates (HDA), Parigi, Francia

**Team del progetto architettonico:**

**BTuA - Schematic Design, Design Development:** Françoise Akinosho, Ben Edelberg, Kim Starr. - **Construction Documents / Site Supervision:** Véronique Descharrières, Vincent Prunier, Rémy Cointet, Alice Dufourmontelle

**HDA - Pierluigi Bucci, Pierre Chassagne, Francesco Cingolani, Maria Angela Corsi, Pietro Demontis, Gaëtan Kolher, Cathy Shortle, Romain Stieltjes, Carla Zaccheddu**

**Impresa appaltatrice e per la carpenteria metallica:** Renaudat Centre Constructions, Châteauroux (Indre).

**Analisi e calcoli strutturali:** Hugh Dutton Associates (HDA), Parigi, Francia

**Aziende subappaltatrici:** - Rivestimento e carpenteria: A2M, - Calcestruzzo: Lépine TP, - Sistema di illuminazione ETDE, - Impianti: Sachot, - Vetro per i corpi ascensore: Mirror of the West, - Pittura e metallizzazione del ponte: Poirier SAS

**Impresa per il montaggio e sollevamento del ponte:** France Montage

## DATI DIMENSIONALI

**Area:** 1379,08 m<sup>2</sup>

**Lunghezza del ponte:** 67 m (Luce campata A: 31,8 m, Luce campata B: 35,2m)

**Altezza del ponte:** 6 m

**Larghezza utile:** 3 m

**Pavimentazione con lastre prefabbricate in cemento armato:** 201 m<sup>2</sup>

**Peso totale:** 160 t (130 t di acciaio di grado S355 - 1,9 t per metro lineare, 4,3 km di profili)

**Numero di diaframmi circolari:** 76

**Numero di elementi diagonali in compressione:** 2100

**Numero di aste a sezione tonda in tensione:** 600

**Profili:** 4300 m (circa 10 km di saldature)

**Numero di nodi conici:** 1800

**Durata dei lavori (fabbrica + sito, incluso prototipo):** 1 anno e 4 mesi

**Messa in opera del ponte:** di notte, dal 30 novembre al 3 dicembre 2009

**Apertura al pubblico:** 6 febbraio 2010

# VERIFICA A FATICA DI UN IMPALCATO IN LASTRA ORTOTROPA CON PIANO STRADALE IN UHPC

## FATIGUE LIFE ASSESSMENT OF ORTHOTROPIC STEEL DECK WITH UHPC PAVEMENT\*

Xu Jiang, Yuan Yuan, Chong Wu, Chengwei Luo

College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai, China

Negli ultimi anni sono stati costruiti in Cina numerosi ponti di grandi dimensioni con impalcato in acciaio a lastra ortotropa. Con l'aumento dei volumi di traffico e la presenza di carichi più elevati alle ruote, si sono prodotte numerose cricche da fatica sui giunti saldati ed in corrispondenza degli slot, aperture per il passaggio delle saldature continue. Questo lavoro si propone di presentare l'analisi numerica delle prestazioni di fatica del deck in acciaio a lastra ortotropa utilizzando una copertura del piano stradale in calcestruzzo ad altissime prestazioni (UHPC) anziché la tradizionale pavimentazione in cemento-asfalto. Utilizzando un modello a elementi finiti (FEM), viene caratterizzata la distribuzione delle tensioni in posizioni sensibili alla fatica sotto l'azione dei carichi alle ruote e gli intervalli di tensione ottenuti indicano che la copertura con UHPC riduce significativamente l'entità del valore di picco delle tensioni valutato. È impiegato un modello di flusso di camion basato sui dati relativi al peso in movimento (WIM) di quattro ponti in servizio in Cina per calcolare la variazione di tensione di fatica agente su particolari dettagli. Inoltre, è studiato l'accumulo di danneggiamenti per fatica dei dettagli presenti sotto l'UHPC e la pavimentazione convenzionale in calcestruzzo-asfalto sulla base della regola del danno cumulativo lineare del Miner e del metodo del serbatoio. I risultati indicano che la copertura UHPC sull'impalcato in acciaio a lastra ortotropa può prolungare la vita di servizio delle regioni interessate ad oltre 100 anni, sebbene si verifichi una riduzione significativa della vita a fatica quando il modulo elastico dell'UHPC diminuisce al 50% del valore originale.

*In recent years, a number of large-span bridges with orthotropic steel decks were constructed in China. With increasing traffic volumes and higher wheel loads, many fatigue cracks developed at the welds and the edge of cut-out holes. This paper aims at presenting the numerical analysis on the fatigue performance of the orthotropic steel deck using ultrahigh performance concrete (UHPC) overlay as the deck pavement instead of the conventional asphalt concrete pavement. By using finite element method (FEM) model, stress distribution at fatigue sensitive locations under the action of wheel loads is characterized and the obtained stress ranges indicate that the UHPC pavement significantly reduces the magnitude of the stress peak valued. A suggested truck stream model based on the weigh-in-motion*

\*Hindawi Publishing Corporation. Journal of Engineering, Volume 2017, Article ID 8413607, 10 pages, <https://doi.org/10.1155/2017/8413607>. Copyright © 2017 Xu Jiang et al. This is an open access article distributed under the Creative Commons Attribution License, which permits unrestricted use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

Parte di questo articolo è stata presentata al Convegno IALCCE 2016.



(WIM) data of four bridges in China is employed to calculate the stress variation at specific fatigue details. Furthermore, the fatigue damage accumulation at fatigue details under the UHPC and conventional asphalt concrete pavement is studied based on Miner's linear cumulative damage rule and the rain-flow method. The results indicate that the UHPC pavement on the orthotropic steel deck can extend the service lives of the concerned regions over 100 years, but the fatigue lives will reduce significantly when the elastic modulus of UHPC decreases to 50% of the original value.

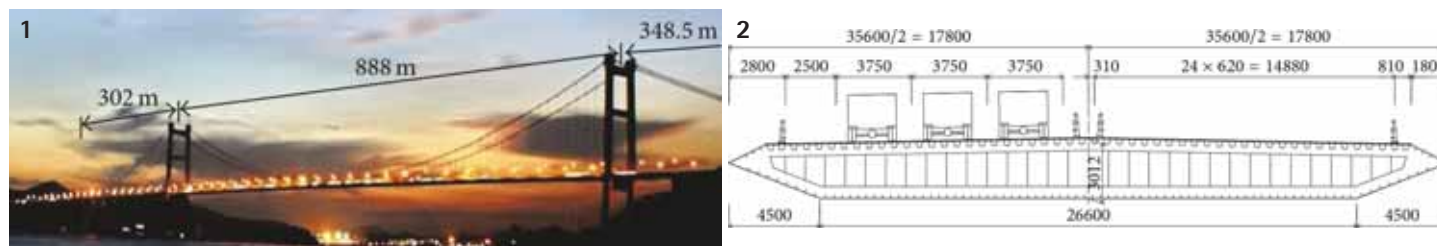


Fig. 1 - Configurazione del ponte sospeso sullo HuMen. Fig. 2 - Sezione trasversale della trave a cassone in acciaio del HuMen Bridge (unità: mm).

## INTRODUZIONE

L'impalcato in acciaio a lastra ortotropa è ampiamente diffuso per la realizzazione di ponti in acciaio di grande luce per numerosi vantaggi: la leggerezza relativa, ridotto spessore delle componenti strutturali ed elevata capacità di carico [1]. Tuttavia, è possibile il graduale sviluppo di cricche nell'impalcato in acciaio, che possono causarne il deterioramento. Ad esempio, le ispezioni condotte regolarmente dal 2003 sullo HuMen Bridge, in Cina (figure 1 e 2), hanno consentito di rilevare numerose cricche nell'impalcato in lastra ortotropa [2]. Il deterioramento della pavimentazione è altrettanto grave quanto i problemi di fatica dell'impalcato in acciaio a lastra ortotropa. La pavimentazione in alcuni ponti non è in grado di garantire le condizioni di servizio necessarie ed in questa situazione deve essere sostituita con una nuova pavimentazione.

In questo articolo viene proposto un nuovo metodo di pavimentazione (sovrapposizione di UHPC), con l'obiettivo di ridurre l'intervallo della tensione nel deck in acciaio a lastra ortotropa. Viene studiata la distribuzione delle tensioni nel deck tanto con la nuova pavimentazione che con la pavimentazione convenzionale in cemento-asfalto. Il calcestruzzo bituminoso presenta un comportamento viscoelastico e il suo modulo elastico è funzione della temperatura secondo una relazione di tipo esponenziale comprovata da prove di laboratorio [3]. Il materiale base di cemento è un'opzione migliore rispetto alla pavimentazione convenzionale, perché il suo modulo elastico rimane stabile al variare della temperatura. Tuttavia, gli svantaggi del materiale base di cemento sono evidenti. Aumenta il peso proprio della struttura ed è incline a sviluppare cricche. Molte ricerche si sono concentrate negli ultimi anni sull'adozione di pavimentazioni con materiali base cemento. Shao et al. [4] hanno proposto un sistema di deck composito composto da una sovrapposizione di calcestruzzo con polvere reattiva (RPC)

spesso 45 mm e una sovrapposizione di asfalto spesso 20 mm. Attraverso l'analisi mediante modellazione ad elementi finiti, la riduzione della sollecitazione trasversale di picco nel piano (perpendicolare alla direzione della struttura) era pari a circa il 60-70%, rispetto al valore del carico assiale che agisce sul ponte privo di tale pavimentazione. Il nuovo sistema di pavimentazione è stato dimostrato essere realizzabile in pratica con un modello di prova su vasta scala. Wang e Zhang [5] hanno misurato la variazione della tensione effettiva dell'impalcato in acciaio a lastra ortotropa di un ponte in due casi: nel primo il carico di prova agiva direttamente sul ponte di acciaio, privo di pavimentazione e nel secondo il carico di prova agiva sulla pavimentazione in calcestruzzo ad elevatissima tenacità (STC, sovrapposizione di 50 mm di STC e di uno strato di asfalto da 20 mm). La tensione all'interfaccia tra le "rib" e la lastra e la superficie superiore dell'impalcato potrebbe diminuire del 70% con la sovrapposizione dell'STC, come anche la tensione agente sulla saldatura tra le travi suddette ed il diaframma trasversale è diminuita del 26%. Va notato che la variazione della tensione in corrispondenza delle aperture dei diaframmi non è risultata elevata. Dieng et al. [6] hanno impiegato metodi sperimentali e numerici per studiare la riduzione della tensione nei ponti realizzati con pavimentazione in calcestruzzo rinforzato con fibre ad elevatissime prestazioni (UHPRFC). I valori massimi di deformazione trasversale sul giunto saldato tra trave longitudinale e superficie superiore dell'impalcato sono ridotti del 50%, risultato reso possibile dallo strato in UHPRFC da 35 mm di spessore. La ricerca di Walter et al. [7] mirava ad analizzare una pavimentazione di impalcati in acciaio a lastra ortotropa irrigidita con un rivestimento a base di cemento, basato sull'analisi agli elementi finiti. Gli autori hanno studiato le prestazioni di quattro materiali di rivestimento in termini di larghezza delle cricche e sono stati presi in considerazione

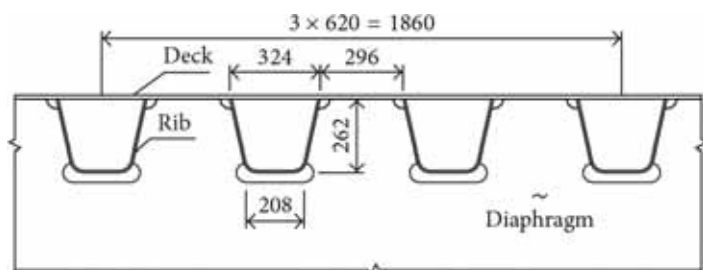


Fig. 3 - Dettagli del deck in acciaio a piastra ortotropa del HuMen Bridge (unità: mm).

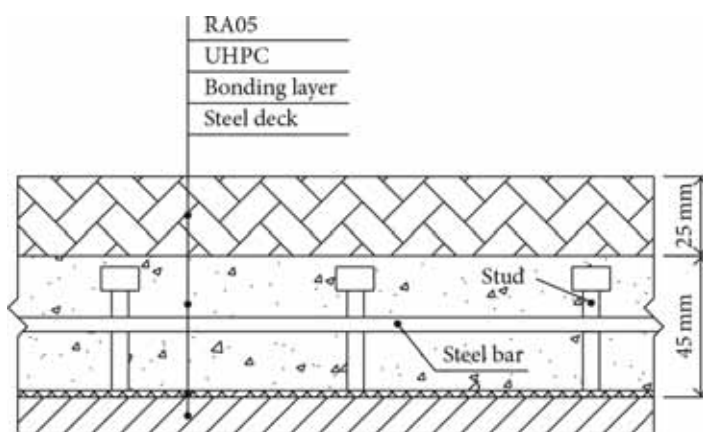


Fig. 4 - Il metodo di pavimentazione proposto.

numerosi fattori come il ritiro, il gradiente di temperatura e il carico dovuto al traffico. I risultati del calcolo hanno mostrato che la sovrapposizione di pavimentazioni a base di cemento può aumentare il peso proprio del 6,5%, rispetto al valore medio della pavimentazione comune e la riduzione del valore del picco della tensione potrebbe essere dell'80%. I lavori precedenti hanno principalmente indicato che la riduzione della tensione nel deck in acciaio è enormemente efficace con materiali a base di cemento impiegati come pavimentazione. In questo studio, il comportamento a fatica del deck in acciaio a lastra ortotropa del Ponte HuMen (figura 3), proposto con un nuovo metodo di pavimentazione (rivestimento UHPC), sarà valutato in base al criterio del danneggiamento cumulativo lineare di Miner. Un modello di flusso di camion viene impiegato per calcolare l'accumulo del danneggiamento da fatica di specifici dettagli.

#### CARATTERISTICHE DEL PONTE E DEL NUOVO PIANO STRADALE

Il ponte HuMen si trova nel delta del Pearl River nella provincia del Guangdong. Questo ponte sospeso è costituito da

tre campate: la campata principale ha una lunghezza di 888 m, le campate laterali sono invece lunghe 302 e 348,5 m, rispettivamente (figura 1), con un rapporto altezza-lunghezza campata pari a 1/10,5. L'impalcato in acciaio ha una larghezza di 35,6 m ed un'altezza di 3,012 m sull'asse di simmetria della sezione. Il passo tra i diaframmi trasversali è di 4 m. A causa della sottostima iniziale del crescente carico dovuto al traffico, lo spessore adottato per il deck in acciaio era di soli 12 mm, valore relativamente basso se valutato secondo gli attuali criteri di dimensionamento. Le dimensioni delle travi longitudinali (a sezione trapezoidale) sono 324 mm x 262 mm x 8 mm ed il passo tra le travi stesse è di 620 mm.

In fase di progettazione, sono state richieste saldature a piena penetrazione per il collegamento tra il deck e le travi longitudinali.

A causa del deterioramento della pavimentazione originale (cemento-asfalto, spessore 7 cm), si è proposto la sua sostituzione con una nuova pavimentazione in resina bituminosa (RA05) ed UHPC, come mostrato nella figura 4. Secondo il rapporto di ricerca relativo al secondo ponte di Nanjing [8], il modulo elastico dell'RA05 è di solito 3 volte maggiore rispetto al calcestruzzo-asfalto, testato presso il Jiangsu Transportation Institute, in Cina.

L'RPC menzionato nella ricerca di Shao et al. [4] è in realtà un tipo di calcestruzzo fibroso ad alte prestazioni, con una resistenza a compressione compresa nell'intervallo 170~230 MPa ed un modulo elastico di circa 42,6 GPa. Secondo l'introduzione alle proprietà del calcestruzzo ad elevatissima resistenza di Li et al. [9], l'STC è una sorta di calcestruzzo RPC modificato, con un'alta percentuale di armatura, ed il modulo elastico dell'STC è lo stesso dell'RPC. La resistenza a compressione dell'UHPRFC secondo la ricerca di Dieng et al. [6] è di circa 100 MPa mentre il modulo elastico dell'UHPRFC è di 55~65 GPa. L'UHPC nella pavimentazione proposta in questo studio ha un vantaggio comune con i suddetti materiali: un'elevata resistenza alla trazione ed alla compressione abbinata ad una favorevole fluidità, per cui non risulta necessario fare ricorso alla vibrazione durante la sua messa in opera. Vale la pena ricordare che questo tipo di UHPC non ha bisogno di maturazione a vapore. La resistenza a compressione ed a tensione dell'UHPC sono, rispettivamente, 180 MPa e 7 MPa dopo un periodo di indurimento di 28 giorni; altre proprietà dell'UHPC sono elencate nella Tabella 1.

Elastic modulus (GPa)	Density (GPa) (kg/m <sup>3</sup> )	Poisson's ratio	Creep coefficient	28 d shrinkage/10 <sup>6</sup>
45 ~ 55	2490	0.2	0.8	400 ~ 600

Tabella 1 - Proprietà dei materiali dell'UHPC.

## MODELLO FEM

Per studiare la distribuzione delle tensioni nel deck in acciaio a lastra ortotropa è stato realizzato un modello FEM parziale. L'analisi tensionale è stata eseguita dal software FEM ANSYS versione 12.1. Un segmento lungo 24 m della trave, nella campata 1/4, è stato simulato con SHELL63, elemento solitamente adottato per modellare lamiere sottili in campo elastico. Altre membrature del deck sono state modellate con BEAM188, quindi il modello dell'elemento shell è accoppiato con il modello dell'elemento trave all'intersezione. Gli appoggi sono idealizzati come supporti semplici e le estremità della parte inferiore delle pile sono considerate fisse. La pavimentazione spessa 7 cm viene simulata con l'elemento SOLID45 condividendo i nodi comuni con gli elementi shell del deck. Questa ipotesi presuppone che lo slittamento tra la pavimentazione e il deck di acciaio sia trascurabile. È complicato simulare lo slittamento in modo accurato, per cui questo metodo di simulazione rappresenta un compromesso. Per quanto riguarda la Tabella 1, si assume che il modulo elastico dell'UHPC sia 45 GPa mentre il modulo elastico del RA05 e del calcestruzzo dell'asfalto siano, rispettivamente, 5000 MPa e 1800 MPa. Il deck in acciaio a lastra ortotropa è realizzato in acciaio Q345q con un modulo di Young di 206 GPa. La dimensione della mesh del modello shell è 0,2 m, mentre la dimensione della mesh perfezionata per la parte interessata è 0,01 m. La variazione di tensione relativa alla dimensione della mesh verrà trascurata quando la dimensione della mesh è inferiore a 0,01 m, scelta avvalorata anche da Ji et al. [10].

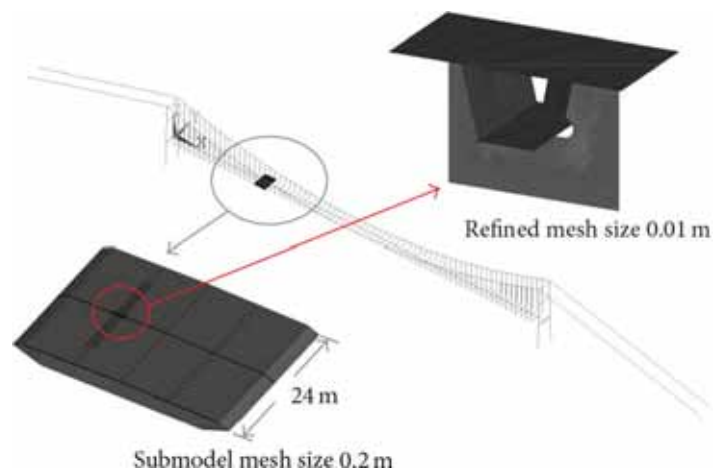


Fig. 5 - Modello parziale ad elementi finiti.

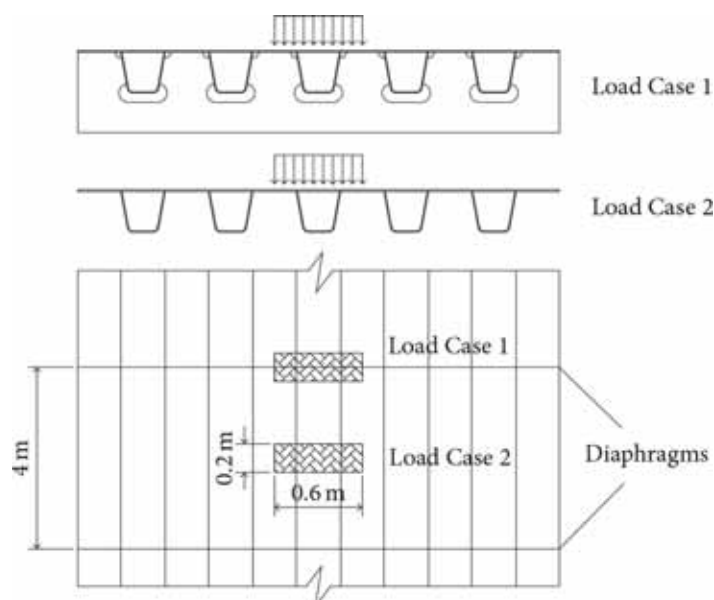


Fig. 6 - Posizione dei carichi delle ruote sul deck in acciaio.

## DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI TRASVERSALI NEL DECK

Il carico alle ruote di 70 kN, secondo la specifica cinese JTG D60-2004 [11], è localizzato sul deck in due posizioni (figura 6). Entrambe le posizioni sono centrate sopra la canaletta di irrigidimento nella lastra di impalcato. Nella condizione di carico 1, il carico è posizionato sul diaframma mentre nella condizione di carico 2 esso agisce nel mezzo della luce tra i diaframmi. Vengono analizzate le distribuzioni delle tensioni trasversali del deck in acciaio delle due sezioni per effetto dei carichi alle ruote. La

figura 7 mostra il confronto della distribuzione delle tensioni di tre casi: deck di acciaio senza pavimentazione, deck di acciaio con pavimentazione in calcestruzzo-asfalto comune e deck di acciaio rinforzato con la pavimentazione proposta. È chiaro che le pavimentazioni hanno un effetto significativo sulla distribuzione delle tensioni, in particolare i valori di picco della tensione, che

Load cases	No pavement	Asphalt pavement	UHPC + RA05 pavement
Load Case 1			
COR	109.3	17.5	-0.1
RTD	-181.5	-79.2	-36.2
Load Case 2			
COR	35.1	7.9	4.9
RTD	-51.4	-30.6	-12.8

COR means at center of rib; RTD means the rib-to-deck weld.

Tabella 2 - Valori di picco degli sforzi trasversali sul deck lato inferiore (unità: MPa).



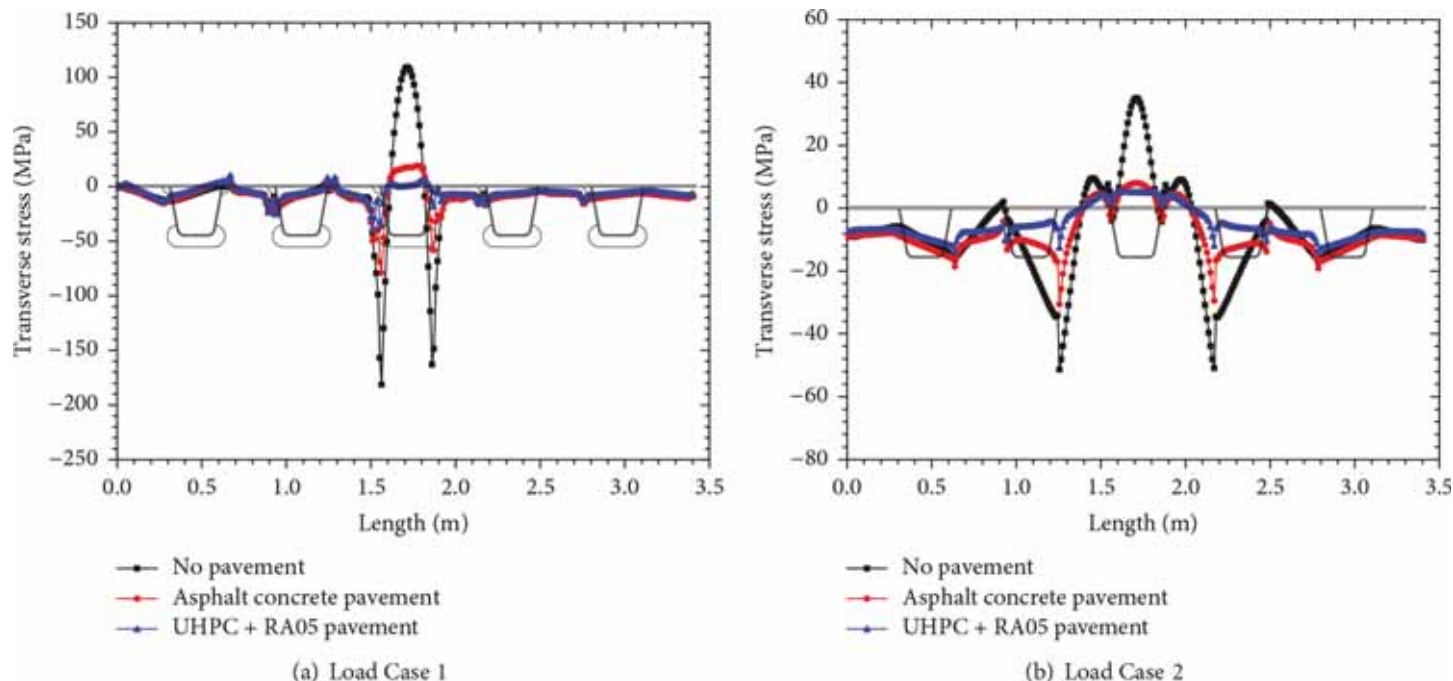


Fig. 7 - Distribuzione degli sforzi sul deck lato inferiore.

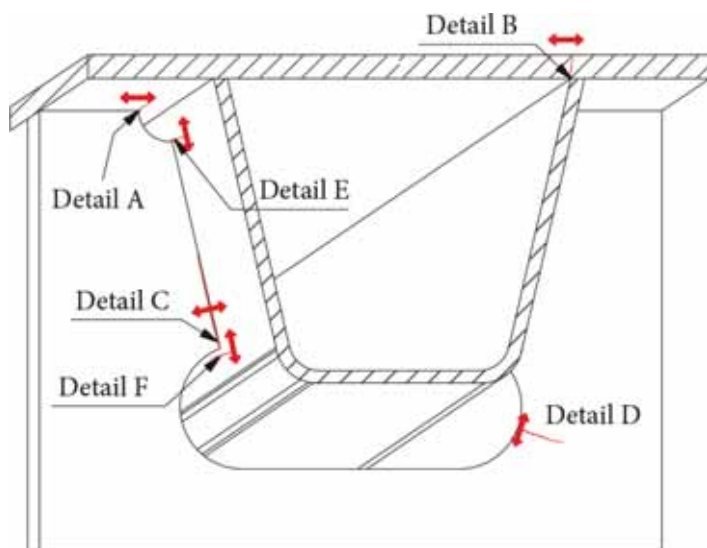


Fig. 8 - Modi di fessurazione delle regioni critiche.

risultano ovviamente ridotti nel caso di pavimentazione UHPC + RA05. I valori del picco della tensione del lato inferiore del deck con diverse pavimentazioni sono confrontati nella Tabella 2. Va osservato che la concentrazione delle tensioni risulta severa nella zona della saldatura tra travi longitudinali e deck. La maggior parte delle componenti degli sforzi sono di compressione nella parte inferiore del deck in acciaio. Come è noto, considerando la presenza della tensione residua presente nei dettagli saldati, il ciclo di compressione può anche causare danni iniziali ai dettagli stessi [12]. Rispetto alla distribuzione delle tensioni della condizione di carico 2, con carico sulla sezione centrale dei diaframmi, i valori di picco della tensione nella condizione di carico 1 sono molto più elevati, poiché il diaframma vincola la rotazione delle

travi longitudinali a sezione chiusa in direzione longitudinale. In teoria, i dettagli delle saldature delle travi longitudinali e del deck in corrispondenza del diaframma sono maggiormente soggetti a cricche da fatica rispetto ai dettagli delle altre sezioni.

#### LINEA DI INFLUENZA DELLE TENSIONI

Le cricche da fatica tendono a svilupparsi in punti di concentrazione delle tensioni. Considerando la distribuzione delle tensioni nel deck, in questo studio è considerato il comportamento a fatica di sei dettagli strutturali (figura 8), presso i quali le cricche da fatica di solito si formano e si propagano [12].

Le direzioni delle tensioni di riferimento dei dettagli interessati sono illustrate nella figura 8; è necessario chiarire come siano state considerate le tensioni di riferimento per la propagazione delle cricche di fatica. Nel presente studio, è adottato il metodo delle tensioni nominali per calcolare il danneggiamento da fatica cumulato dei dettagli strutturali interessati. Per configurazioni strutturali complesse, il modello ad elementi finiti è un modo efficace per rilevare le tensioni di riferimento (figura 5), ma le distribuzioni delle tensioni vicino alle giunzioni saldate sono influenzate dalla concentrazione di tensioni nel modello FEM. Considerando le distribuzioni delle tensioni negli elementi shell di cui alle figure 9 (a) e 9 (b), le tensioni di flessione sono dominanti rispetto a quelle di membrana (lo strato intermedio negli elementi shell). Teoricamente, le sollecitazioni di riferimento per lamiere sottili di acciaio appartengono alla sollecitazione della struttura, che è la combinazione della tensione flessionale e della tensione membranale. Dato che le tensioni di riferimento

Fig. 8 - Modi di fessurazione delle regioni critiche.

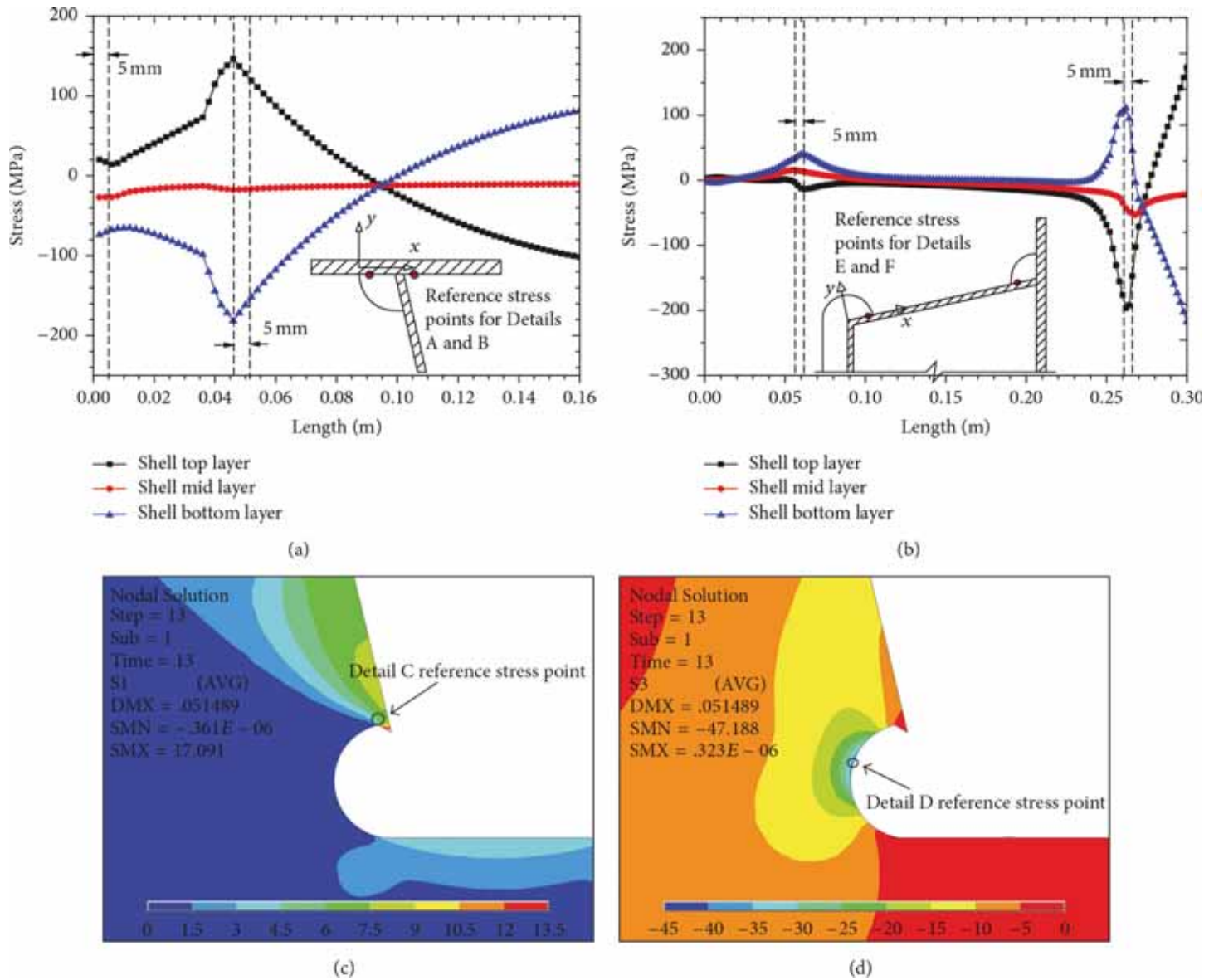


Fig. 9 - Punti di sforzo di riferimento nei dettagli del modello FEM.

sono quelle nominali, Ji et al. [10] hanno considerato il punto distante 10 mm dalla saldatura tra trave longitudinale e deck per calcolare la tensione nominale. In questo studio, i punti posti ad una distanza di 5 mm dall'intersezione delle lamiere vengono selezionati per ricavare i valori della tensione per i dettagli A, B, E, F, tenendo conto della diminuzione della concentrazione della tensione dei giunti saldati nel modello FEM. Per i dettagli C e D, i punti di riferimento si trovano nei punti che risultano penalizzati in termini di distribuzione delle tensioni nella figura 9.

Le linee di influenza della tensione di riferimento dei dettagli interessati saranno calcolate nel processo successivo. Facendo riferimento al China General Code for Design of Highway Bridge and Culverts [11], l'impronta di contatto a terra di un singolo pneumatico è considerata di  $0,2 \text{ m} \times 0,3 \text{ m}$ , mentre l'impronta relativa a pneumatici accoppiati è di  $0,2 \text{ m} \times 0,6 \text{ m}$  (vedere figura 10). Si presume che la forza trasmessa da un asse sia pari a 100 kN, per cui il carico alle ruote sia nel caso di pneumatico singolo

sia in quello doppio sia di 50 kN. Come mostrato nella figura 11, sono considerate in totale 80 posizioni di carico ed ogni posizione, larga 0,2 m, attraversa quattro tratti di impalcato tra altrettanti diaframmi consecutivi (16 m). La posizione del carico alla ruota sul modello di elemento shell a cavallo del fianco della canaletta longitudinale è quella che genera la maggiore ampiezza di carico sui dettagli strutturali soggetti a fatica [13]. Pertanto, dopo aver applicato il carico relativo allo pneumatico singolo e quello degli pneumatici accoppiati, è possibile ottenere due linee di influenza

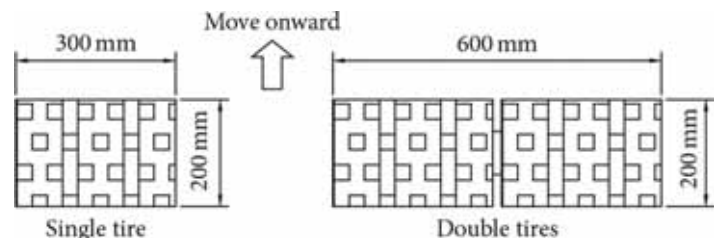


Fig. 10 - Impronta degli pneumatici a contatto col suolo.

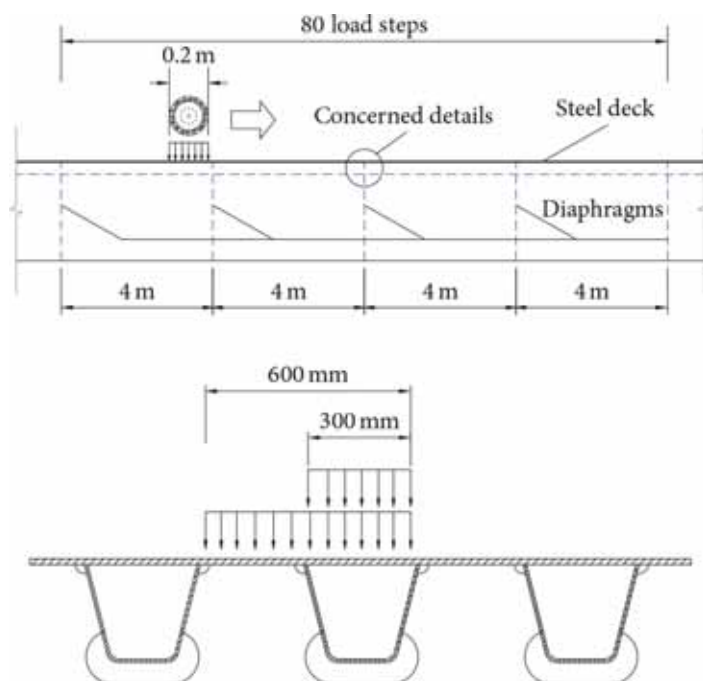


Fig. 11 - Posizioni del carico sul deck per analizzare le linee d'influenza degli sforzi.

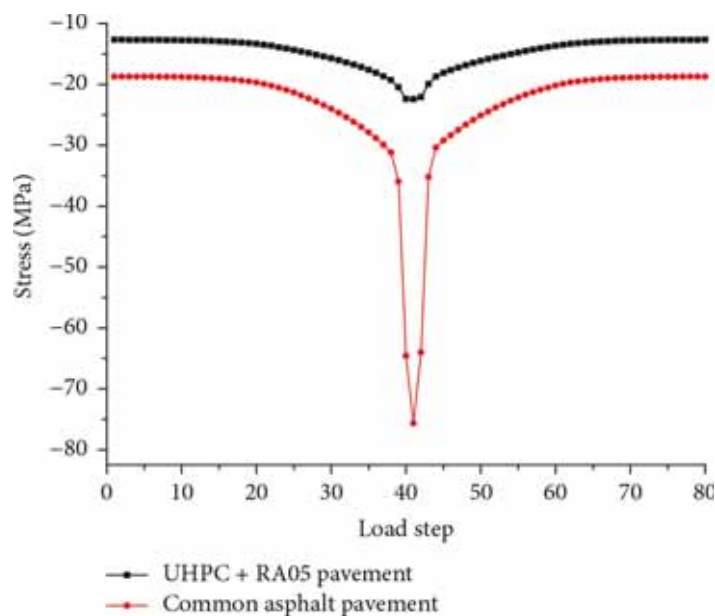


Fig. 12 - Linea d'influenza del Dettaglio B sotto il carico unitario della ruota con doppio pneumatico.

della tensione per ciascun dettaglio strutturale soggetto a fatica. Prendendo come esempio il dettaglio B (figura 12), in confronto alla pavimentazione in calcestruzzo-asfalto (pavimentazione AC), il *range* del carico massimo dovuto all'azione del singolo

asse appare ovviamente ridotto dell'83% con la pavimentazione UHPC + RA05. Le ampiezze dei cicli di carico per unità di sezione dei dettagli interessati prodotti dal carico alla ruota sono riportati nella Tabella 3. Ad eccezione del dettaglio C, il rapporto di sollecitazione risulta negativo; le ampiezze dei cicli di carico dei dettagli sono tutte in compressione. Come sopra anticipato, sebbene le ampiezze dei cicli di carico dei dettagli siano in compressione, il danneggiamento per fatica può ancora svilupparsi poiché in corrispondenza dei giunti saldati sono presenti tensioni residue di trazione. Va notato che il dettaglio D appartiene ai dettagli non saldati, il vantaggio dell'effetto benefico dovuto alle tensioni di compressione applicate dovrebbe quindi essere preso in considerazione. L'ampiezza del ciclo di carico può essere ridotta del 40% in caso di cicli di carico in compressione [14]; in particolare, le ampiezze dei cicli di carico nel dettaglio D possono essere moltiplicate per un fattore di riduzione 0,6 per il danneggiamento cumulato.

#### CARICO DI FATICA

Sulla base dei dati sul traffico relativi a quattro ponti in Cina, in questo lavoro viene proposto un modello di carico a fatica per flusso di traffico [15]. Il modello di carico a fatica per flusso di traffico è costituito da insiemi di camion standard idealizzati, rilevati dal traffico tipico presente in Cina.

Il carico sull'asse e la distanza tra gli assi per le varie tipologie di camion sono riportati nella Tabella 4 e il fattore di impatto è incluso nel carico per asse. Sono considerate sei tipologie di camion caratteristiche.

Sono disponibili quasi 6 mesi di dati relativi al traffico in transito sul ponte HuMen rilevati da un sistema denominato *weigh-in-motion* (WIM) nel periodo tra il 15 agosto 2008 ed il 31 gennaio 2009.

Il volume del traffico del ponte HuMen è diviso in 6 parti in base modello di carico a fatica per flusso di traffico. Ad esempio, considerando la corsia dei veicoli pesanti (corsia numero 3), la quantità delle sei tipologie di veicolo nei 6 mesi è rappresentata schematicamente nella figura 13. La maggior parte del volume del traffico è riconducibile ai veicoli a due assi (V-2); tuttavia, i pesi associati alla tipologia di veicolo V-2 sono fondamentalmente inferiori a 10 t. Senza considerare la tipologia di veicolo V-2, quella a quattro assi (V-4) rappresenta la seconda per quantità

Details	Asphalt pavement	UHPC + RA05 pavement	Reduction percentage
Detail A	31.3	10.3	67.2%
Detail B	56.9	9.8	82.9%
Detail C	17.9	9.3	47.8%
Detail D	28.7	21.4	25.4%
Detail E	33.1	15.7	52.4%
Detail F	9.2	3.2	65.6%

Tabella 3 - Massime ampiezze dei cicli di carico generate da carico unitario della ruota con doppio pneumatico.



di dati sul traffico totale.

Le linee di influenza della tensione dei dettagli nella lastra di impalcato non sono di solito abbastanza lunghe, quindi i veicoli possono essere considerati equivalenti ai carichi sull'asse, senza considerare la sequenza dei carichi degli assi stessi. I carichi sugli assi nel modello di carico a fatica per flusso possono essere classificati in quattro tipi (Tabella 5), ossia il monoasse con due pneumatici (A1-1), il monoasse con quattro pneumatici (A1-2), il doppio asse con otto pneumatici (A2-2) ed il tre assi con dodici pneumatici (A3-2). Le sequenze di sollecitazione dei dettagli possono essere generate combinando i carichi agli assi e le linee di influenza della tensione, quindi le ampiezze dei cicli di carico possono essere ricavate con il metodo del serbatoio.

#### VERIFICA A FATICA

Sebbene la pavimentazione tipo UHPC + RA05 sia progettata per funzionare senza cricche, la riduzione del modulo elastico dovuta

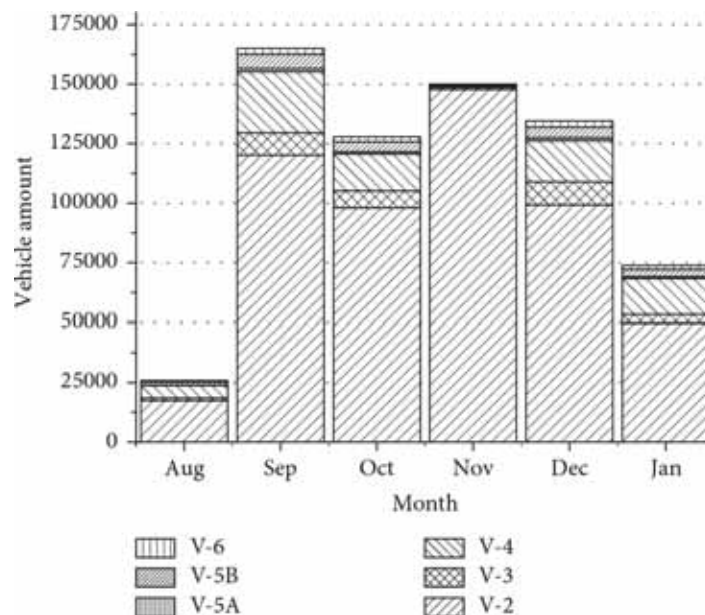


Fig. 13 - Dati statistici del flusso di traffico della corsia per veicoli pesanti in base al carico di fatica.

Vehicle type Truck	Truck silhouette	Axle span (m)	Axle load (kN)
V-2		4.5	50 100
V-3		4.5 1.3	50 90 90
V-4		3.2 6 1.3	50 100 90 90
V-5A		3.2 6 1.3 1.3	50 100 80 80 80
V-5B		3.2 1.3 6 1.3	60 90 90 90 90
V-6		3.2 1.3 6 1.3 1.3	60 90 90 80 80 80

Tabella 4 - Carico a fatica per flusso di traffico

Items	A1-1	A1-2	A2-2	A3-2
Axle type				
Axles load (t)	5.0	10.0	9.0 + 9.0	8.0 + 8.0 + 8.0

Tabella 5 - Carico sugli assi nel modello di carico a fatica per flusso.

Details	A	B	C	D	E	F
Fatigue strength	56	71	71	125	56	56

Tabella 6 – Resistenza a fatica dei dettagli (MPa).

alle fessurazioni nella pavimentazione deve ancora essere presa in considerazione.

Il comportamento a fatica dell'UHPC non è univoco ed i risultati delle prove di fatica sono dispersivi [16].

Secondo i risultati delle prove condotte da Makita e Brühwiler [17], le cricche dell'UHPC si arrestano a circa 500.000 cicli quando il modulo elastico si è ridotto del 30%. Yu et al. [18] hanno

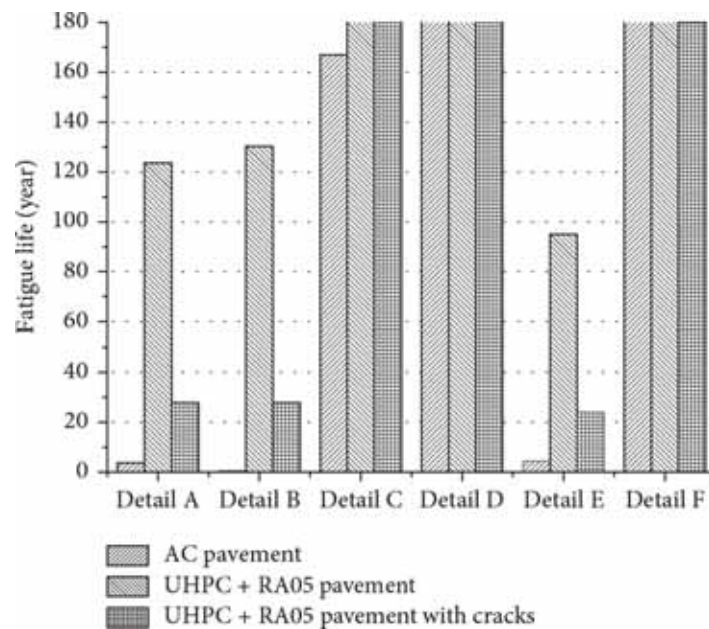


Fig. 14 - Vita a fatica delle regioni critiche.

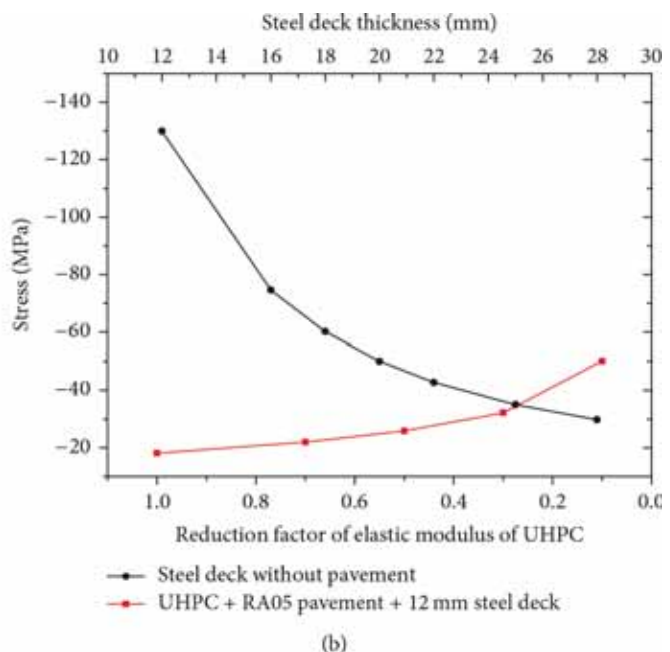
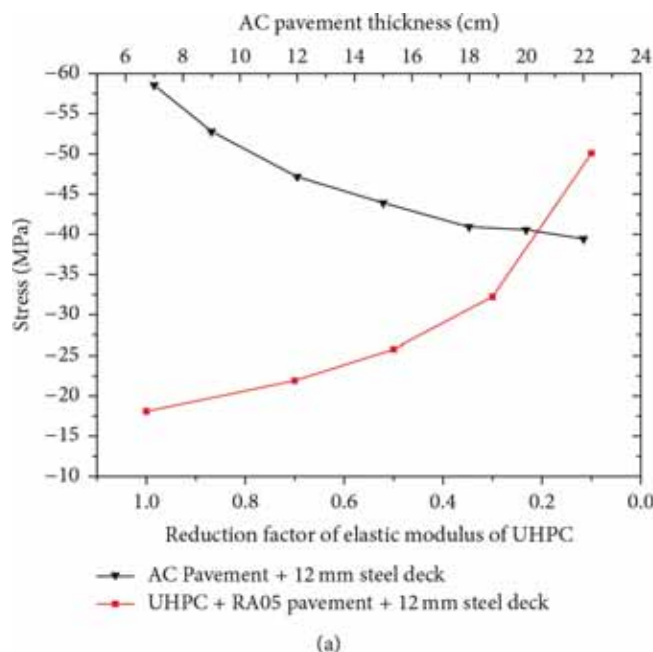


Figure 15 - Studio parametrico dello sforzo trasversale nel Dettaglio B.

condotto la prova di fatica del calcestruzzo in polvere reattiva, che indicava una diminuzione del 50% del valore originale del modulo elastico prima di raggiungere il danneggiamento per fatica. Pertanto, per ragioni di prudenza, si presume che il modulo elastico della pavimentazione UHPC diminuisca fino a 0,5 E con la nascita di cricche, dove E indica il valore del modulo elastico originale.

La valutazione della vita a fatica è stata condotta in tre casi di pavimentazione, che sono il comune calcestruzzo-asfalto, la pavimentazione UHPC + RA05 e la pavimentazione UHPC + RA05 con la presenza di cricche che portano ad una riduzione del 50% del valore originale del modulo elastico di UHPC. In base alla regola di Miner, il valore soglia del danneggiamento da fatica cumulato è pari a 1:

$$D = \sum \frac{n_i}{N_i} \leq 1, \quad (1)$$

dove  $n_i$  è il numero di cicli corrispondenti all'ampiezza del ciclo di carico dovuto alle azioni sugli assi agenti sul deck,  $N_i$  è la resistenza (in cicli) corrispondente all'ampiezza del ciclo di carico che può essere ottenuta dalla curva S-N, a sua volta determinata dalla resistenza a fatica del dettaglio strutturale. I valori della resistenza a fatica devono fare riferimento a dettagli strutturali confrontabili nell'Eurocodice 3 [19] a causa della mancanza di dati di prova per il deck in acciaio a lastra ortotropa. Il comportamento a fatica dei dettagli strutturali è classificato in base al valore di sollecitazione di riferimento  $\Delta\sigma_c$  per 2 milioni di cicli, per quanto attiene ai particolari relativi alla fatica in questo studio; le categorie di fatica sono elencate nella Tabella 6.

L'accumulo dei danneggiamenti per ciascun tipo di asse può essere

calcolato secondo (1). Pertanto, il contributo di ciascun camion dal modello di flusso di traffico nei confronti del danneggiamento a fatica è la quantità totale dei danneggiamenti accumulati per le tipologie di asse di appartenenza. Ipotizzando che i dati statistici relativi a sei mesi possano rappresentare in modo significativo le caratteristiche del volume di traffico dell'intero anno, è possibile ottenere l'accumulo dei danneggiamenti a fatica di un anno moltiplicando la quantità di camion in figura 13 per l'accumulo dei danneggiamenti per camion. Pertanto, la vita a fatica è il reciproco dell'accumulo dei danneggiamenti, come illustrato nella figura 14. La vita a fatica dei dettagli strutturali A, B ed E con pavimentazione in comune calcestruzzo-asfalto è molto breve. Si suppone che ciò avvenga perché i tre dettagli strutturali sono vicini al carico della ruota, resistendo direttamente alla pressione del pneumatico. La pavimentazione UHPC + RA05 migliora in modo significativo la vita a fatica dei dettagli strutturali, con tutte le vite a fatica interessate che superano i 100 anni ad eccezione del caso del dettaglio E, poiché la vita a fatica può essere migliorata aumentando lo spessore della canaletta. In realtà, secondo gli attuali criteri di progettazione, la presenza degli slot nel diaframma trasversale in corrispondenza del collegamento della canaletta con il deck è stata evitata [19]. La vita a fatica diminuisce drasticamente dopo la riduzione del modulo elastico del 50% a causa della presenza di cricche nello strato di UHPC.

## DISCUSSIONE

La pavimentazione UHPC + RA05 può ridurre l'ampiezza del ciclo di carico nella maggior parte delle aree critiche ed è un metodo efficace per irrigidire il deck in acciaio a lastra ortotropica. Tuttavia, il controllo delle cricche nel materiale a base cemento è il problema più complesso, che merita ulteriori approfondimenti in futuro. In questo paragrafo viene eseguito uno studio parametrico per il dettaglio strutturale B. Vengono esaminati tre fattori di influenza: lo spessore della pavimentazione in calcestruzzo-asfalto, (2) il modulo elastico di UHPC e (3) lo spessore del deck in acciaio con la pavimentazione UHPC. Lo spessore della pavimentazione in calcestruzzo-asfalto varia da 7 a 22 cm ed i fattori di riduzione del modulo elastico di UHPC selezionati sono 0,7, 0,5, 0,3 e 0,1. Lo spessore del deck in acciaio varia da 12 a 28 mm. Come indicato nei risultati summenzionati, il dettaglio strutturale B è incline a sviluppare cricche prima di altri dettagli. La variazione di tensione trasversale di questa regione è il punto focale dell'analisi e la posizione ed il peso del carico si trovano nelle stesse condizioni illustrate nella figura 6. Nella figura 15 (a), la tensione trasversale si riduce da 56 a 40 MPa quando la pavimentazione in comune calcestruzzo-asfalto aumenta da 7 a 22 cm. Il peso proprio è il fattore critico nella progettazione della pavimentazione e non è una soluzione efficace ed economica per ridurre l'ampiezza del ciclo di carico aumentando lo spessore della

pavimentazione AC. Sebbene la pavimentazione UHPC + RA05 possa risultare efficace per ridurre l'ampiezza del ciclo di carico, la tensione trasversale aumenta rapidamente quando il modulo elastico di UHPC diminuisce a meno del 50% del valore originale. Nella figura 15 (b), la tensione nel deck è funzione dello spessore della lamiera in acciaio del deck stesso e si riduce da 129 a 30 MPa quando lo spessore della suddetta lamiera aumenta da 12 a 28 mm. Pertanto, la prestazione a fatica del dettaglio strutturale B può essere notevolmente migliorata impiegando lo strato UHPC o un deck in acciaio di adeguato spessore.

## CONCLUSIONI

In questo articolo viene proposta una nuova pavimentazione in UHPC e RA05. I risultati mostrano che si tratta di un metodo efficace per migliorare le prestazioni di fatica del deck in acciaio a lastra ortotropica. È dimostrato che il valore di picco della distribuzione delle tensioni nel deck è ridotto notevolmente utilizzando la pavimentazione UHPC + RA05, inoltre la vita a fatica delle aree critiche è studiata con il metodo lineare cumulativo del Miner. Si possono trarre le seguenti conclusioni:

1. La pavimentazione svolge un ruolo chiave nella distribuzione del carico all'asse, pertanto l'ampiezza del ciclo di carico su dettagli sensibili alla fatica può aumentare in modo significativo a causa del guasto o della rottura della pavimentazione.
2. La distribuzione delle tensioni sulla lastra in corrispondenza del diaframma è molto più elevata rispetto alla zona di mezzera tra due diaframmi contigui.
3. La pavimentazione UHPC + RA05 può migliorare significativamente la vita a fatica dei dettagli strutturali. La vita a fatica di tutti i dettagli strutturali interessati può superare 100 anni, eccetto il dettaglio E. Tuttavia, la vita a fatica diminuisce considerevolmente dopo che il modulo elastico della pavimentazione UHPC + RA05 si riduce al 50% a causa della formazione di cricche.
4. Ridurre l'ampiezza del ciclo di carico di dettagli strutturali sensibili alla fatica aumentando lo spessore della pavimentazione in comune calcestruzzo-asfalto non è una soluzione efficace. Le prestazioni di fatica delle aree critiche possono essere notevolmente migliorate utilizzando uno strato di UHPC o una lamiera per la costruzione della lastra di impalcato in acciaio relativamente spessa.

## RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano esprimere il proprio ringraziamento al National Key Basic Research and Development Plan (Program no. 2013CB036303), alla National Natural Science Foundation of China (Program no. 51408424) ed a Fundamental Research Funds for the Central Universities (2014KJ001) per il sostegno finanziario alla presente attività di ricerca.



---

## RIFERIMENTI

- [1] M. Lwin, "The FHWA manual for design, construction and maintenance of orthotropic steel deck bridges," in Proceedings of the 4th Orthotropic Bridge Conference, Tianjin, China, 2015.
- [2] W. Xu and X. N. Zhang, "Analysis of distress characters and design of steel orthotropic bridge," in Proceedings of the 2nd International Orthotropic Bridge Conference, pp. 184–192, Sacramento, Calif, USA, 2008.
- [3] Y. F. Wang, C. P. Wang, and C. Y. Zhuang, "Research on temperature dependent dynamic modulus of asphalt mixture," *Journal of Highway China Abroad*, vol. 32, no. 2, pp. 210–214, 2012. View at Google Scholar.
- [4] X. Shao, D. Yi, Z. Huang, H. Zhao, B. Chen, and M. Liu, "Basic performance of the composite deck system composed of orthotropic steel deck and ultrathin RPC layer," *Journal of Bridge Engineering*, vol. 18, no. 5, pp. 417–428, 2013. View at Publisher · View at Google Scholar · View at Scopus.
- [5] S. L. Wang and Y. Zhang, "Impact of STC composite steel deck system to performance of orthotropic bridge deck," in Proceedings of the 4th Orthotropic Bridge Conference, Tianjin, China, 2015.
- [6] L. Dieng, P. Marchand, F. Gomes, C. Tessier, and F. Toutlemonde, "Use of UHPFRC overlay to reduce stresses in orthotropic steel decks," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 89, pp. 30–41, 2013. View at Publisher · View at Google Scholar · View at Scopus
- [7] R. Walter, J. F. Olesen, H. Stang, and T. Vejrum, "Analysis of an orthotropic deck stiffened with a cement-based overlay," *Journal of Bridge Engineering*, vol. 12, no. 3, pp. 350–363, 2007. View at Publisher · View at Google Scholar · View at Scopus.
- [8] Nanjing Second Yangze River Bridge Construction Headquarters-Southeast University, *The Research on Epoxy Steel Deck Pavement of Nanjing Second Yangze River Bridge*, School of Transportation of Southeast University, Nanjing, China, 2001.
- [9] J. Li, X.-T. Feng, X.-D. Shao, Y. Wang, and J.-H. Cao, "Comparison of mechanical calculation and actual test for new STC steel bridge paving system," *China Journal of Highway and Transport*, vol. 27, no. 3, pp. 39–44, 2014. View at Google Scholar · View at Scopus.
- [10] B. Ji, R. Liu, C. Chen, H. Maeno, and X. Chen, "Evaluation on root-deck fatigue of orthotropic steel bridge deck," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 90, pp. 174–183, 2013. View at Publisher · View at Google Scholar · View at Scopus.
- [11] Ministry of Transport of the People's Republic of China, *General Code for Design of Highway Bridges and Culverts (JTG D60-2004)*, China Communications Press, Beijing, China, 2004.
- [12] M. H. Kolstein, *Fatigue classification of welded joints in orthotropic steel bridge decks [Ph.D. thesis]*, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands, 2007.
- [13] Z.-G. Xiao, K. Yamada, S. Ya, and X.-L. Zhao, "Stress analyses and fatigue evaluation of rib-to-deck joints in steel orthotropic decks," *International Journal of Fatigue*, vol. 30, no. 8, pp. 1387–1397, 2008. View at Publisher · View at Google Scholar · View at Scopus.
- [14] Nussbaumer, L. Borges, and L. Davaine, *Fatigue Design of Steel and Composite Structure*, ECCS, Berlin, Germany, 2011.
- [15] Wu, "Fatigue load models for orthotropic deck of steel bridge in China," in Proceedings of the 4th Orthotropic Bridge Conference, Tianjin, China, 2015.
- [16] E. S. Lappa, *High strength fibre reinforced concrete static and fatigue behaviour in bending [Ph.D. dissertation]*, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands, 2007.
- [17] T. Makita and E. Brühwiler, "Damage models for UHPFRC and R-UHPFRC tensile fatigue behaviour," *Engineering Structures*, vol. 90, pp. 61–70, 2015. View at Publisher · View at Google Scholar · View at Scopus.
- [18] Z. Yu, M. An, and G. Yan, "Experimental research on the fatigue performance of reactive powder concrete," *China Railway Science*, vol. 29, no. 4, pp. 35–40, 2008. View at Google Scholar View at Scopus.
- [19] Eurocode 3: Design of Steel Structures Part 1–9: Fatigue, ENV 1993-1-9, 2005.

# NUOVO PONTE AD ARCO SUL FIUME PANARO A BOMPORTO (MO) - ITALIA

## NEW ARCH BRIDGE OVER THE PANARO RIVER AT BOMPORTO (MO) - ITALY

Raffaele Poluzzi\*, Alessandro Manni, Andrea Montalti

Studio Prof. Ing. Raffaele Poluzzi - Casalecchio di Reno (BO)

Il Nuovo Ponte sul Fiume Panaro presso Bomporto (MO) si presenta come una struttura metallica, che unisce le sponde opposte senza pile intermedie; il nuovo manufatto ad arco a spinta eliminata, è in sostituzione di un vecchio ponte esistente di analoga configurazione, di cemento armato ma di luce nettamente inferiore con rilevante ingombro dell'alveo; il ponte già in uso a senso unico alternato aveva sezione stradale assai limitata ed è stato oggetto di forti danneggiamenti con i sismi del maggio 2012. Particolarmente significativo è il sistema di varo del Nuovo Ponte, effettuato senza opere provvisionali, ma mediante posizionamento in sede della struttura metallica pre-montata con mezzi semoventi.

*The new bridge over the Panaro River in Bomporto (MO) is a steel structure, that joins the opposite shores without intermediate piles; the new tied arch structure is replacing an old existing bridge of similar configuration, built in reinforced concrete but with a significantly smaller span and bulky elements in the river-bed; the current bridge with very limited road sections has been subjected to severe damage due to earthquakes in May 2012. Particularly significant is the launching system of the New Bridge, carried out without provisional works, but with the positioning of the prefabricated metallic structure with self-propelled vehicles on the abutments.*

### INQUADRAMENTO PROGETTUALE E ASPETTI PARTICOLARI

Il nuovo ponte sul fiume Panaro è a servizio della SP1 (Sorbarese) e si ubica appena al di fuori dell'abitato di Bomporto. L'opera è stata prevista in sostituzione dell'attuale ponte, rimasto significativamente danneggiato dai recenti eventi sismici che hanno interessato la Provincia di Modena nel maggio 2012.

Il nuovo ponte può ospitare una carreggiata di larghezza complessiva pari a 14,00 m, con sezione stradale di cat. F1 caratterizzata da

due corsie di transito di larghezza 3,50 m e banchine di larghezza 1,00 m (per un totale di 9,00 m) cui si aggiungono due piste ciclo-pedonali in sede separata e protetta, una per ciascuna direzione di transito (figura 1).

Nelle figure 4 e 5 sono rappresentati la sezione longitudinale e l'andamento planimetrico della struttura con individuazione dei ponti vecchio e nuovo.

La scelta della struttura metallica, la sua conformazione e le di-

\*Corresponding author. Email: studio@poluzzi.com

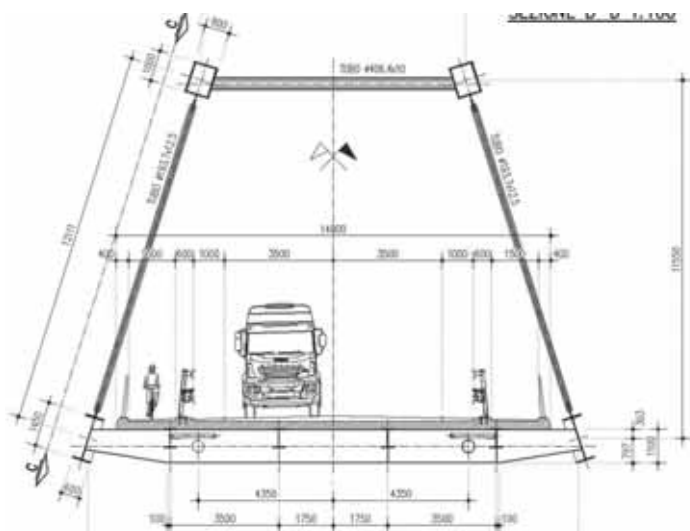


Fig.1 - Sezione trasversale

mensioni di impegno ragguardevole, si inquadrano in un contesto ambientale e geotecnico significativo ai fini delle scelte progettuali. Innanzi tutto era importante l'eliminazione totale di ingombri in alveo, quali le pile e le incumbenti spalle di muratura dell'attuale ponte (una tradizionale struttura di cemento armato a "spinta eliminata" di luce intorno ai 40 m); il tracciato planimetrico della strada (SP.1) rappresenta un vincolo rigido tale da escludere forme strutturali che, nel rispetto della non invasione dell'alveo, avrebbero

richiesto modifiche di tracciato: a tal riguardo è stata fondamentale la scelta di una fondazione su pali di grande diametro ( 2000 mm) in leggero quinconce con drastica diminuzione delle fondazioni di spalla che, se confrontate con una tradizionale fondazione su due o tre file di pali, di minor diametro ma in numero maggiore, avrebbe fortemente compromesso, nelle fasi esecutive, la stabilità e la compattezza degli argini. Quanto sopra accennato ha consentito una buona compatibilità idraulica approvata dagli uffici competenti dell'AIPO.

La figura 6 indica la sezione di spalla perpendicolare all'alveo messa a confronto con gli attuali ingombri, ivi comprese le attuali incumbenti spalle di muratura.

Il vincolamento è del tipo isolato-dissipativo con apparecchi elastomerici, grazie all'impiego dei quali è stato possibile verificare le strutture di appoggio al suolo in funzione dello spettro previsto per il sito e per un'opera di Classe d'Uso 4 e Vita nominale 100 anni. Va infine richiamato l'aspetto geologico-geotecnico di un riscontrato potenziale di liquefazione del terreno in spalla destra.

Si ricorda al riguardo che il terremoto del maggio 2012 ha determinato importanti fenomeni di liquefazione in prossimità di paleovalvei con presenza di limi e sabbie sottili, per cui è stato necessario individuare una strategia in grado di scongiurare tali fenomeni a danno delle fondazioni del nuovo ponte in caso di sismi importanti.



Fig. 2 - Vista da monte del piano di sospensione. Fig. 3 - Rendering ponte esistente e ponte nuovo (a). Rendering nuovo ponte (b)



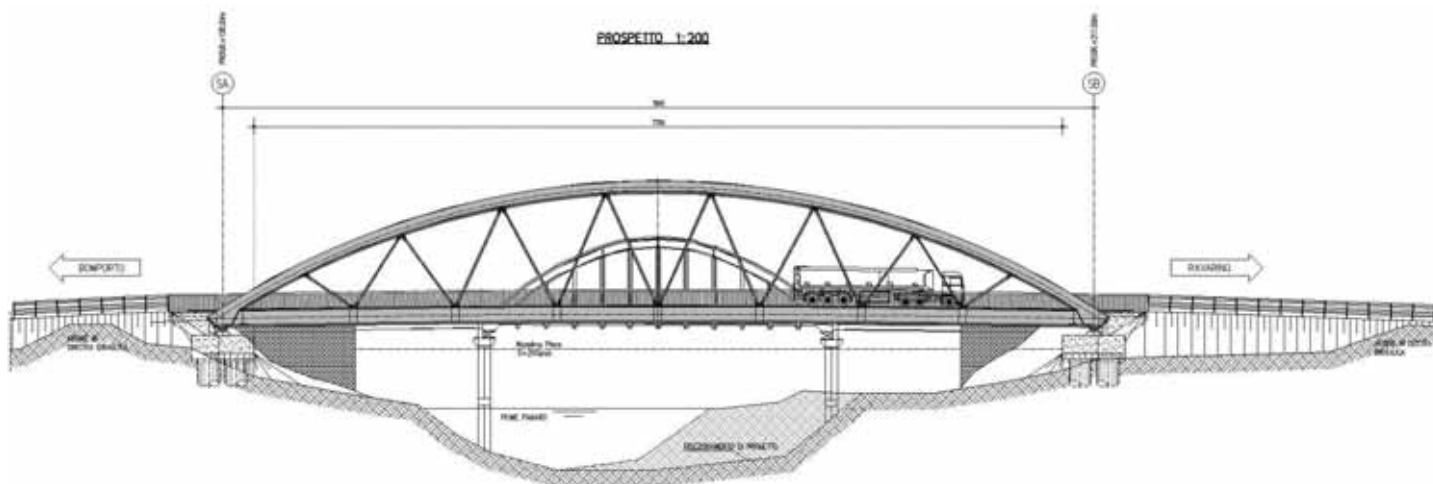


Fig. 4 - Prospetto (sovrapposizione ponte esistente e ponte nuovo)

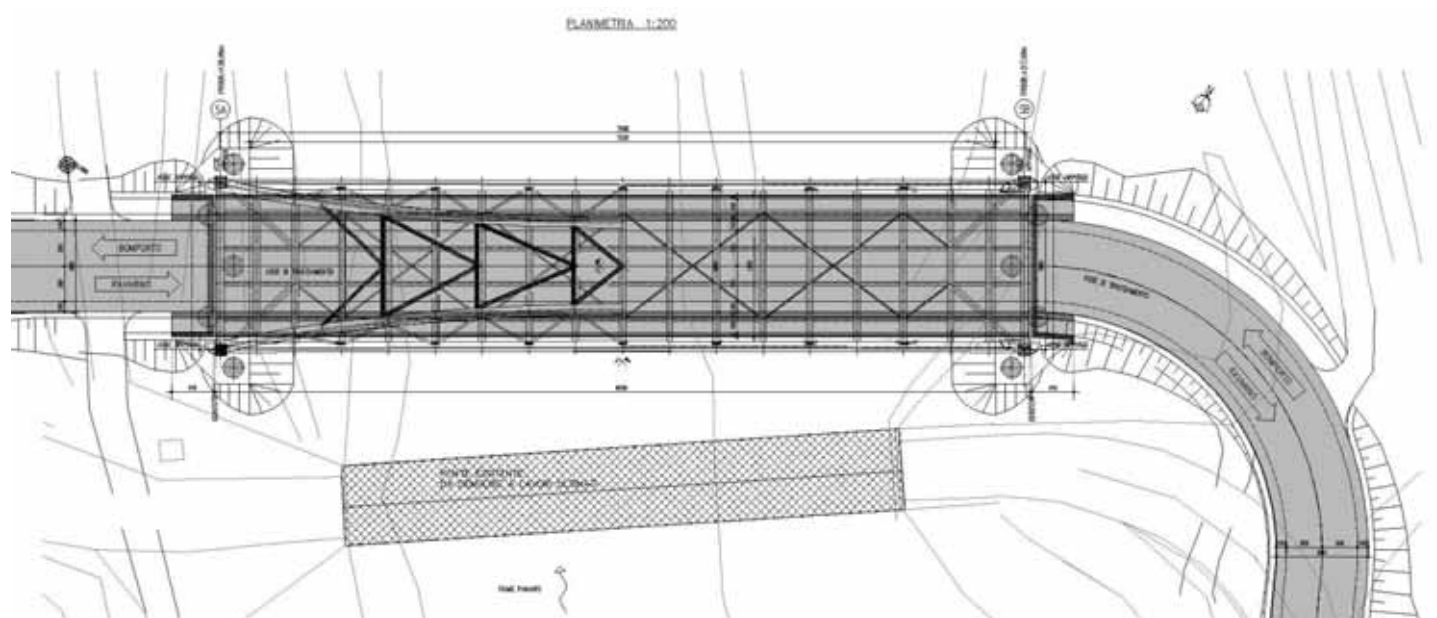


Fig. 5 - Planimetria

La scelta è stata di “migliorare” il terreno a margine della spalla in sponda destra con l’inserimento di pali di ghiaia finalizzati alla dissipazione di sovrappressioni neutre provocate dal sisma.

Nella figura 7 sono indicate la disposizione planimetrica ed altimetrica dei pali di ghiaia.

Tale soluzione è stata preferita ad altre quali un ulteriore potenziamento della fondazione su pali che avrebbe richiesto un allungamento degli stessi ed un’armatura al limite delle percentuali ammesse dalla normativa.

#### LA STRUTTURA METALLICA

I vincoli imposti dalla geometria stradale e dal rispetto delle quote (livelletta stradale ed intradosso di impalcato del ponte in essere) hanno determinato la scelta strutturale concretizzata in un arco a spinta eliminata, ponte a “via inferiore”, sull’unica luce di 80 m fra gli assi di appoggio.

Il collegamento archi-impalcato avviene con pendini inclinati se-

condo lo schema Nielsen. Gli elementi principali della struttura sono due archi metallici convergenti e giacenti su piani inclinati di  $17,5^\circ$  rispetto la verticale, aventi freccia di 11,95 m (misurata in proiezione verticale). Il ribassamento degli archi è pari a  $11,95 / 80 \approx 1 / 6,7$ .

Nel piano dell’arco giace il sistema di tiranti obliqui, che appen-

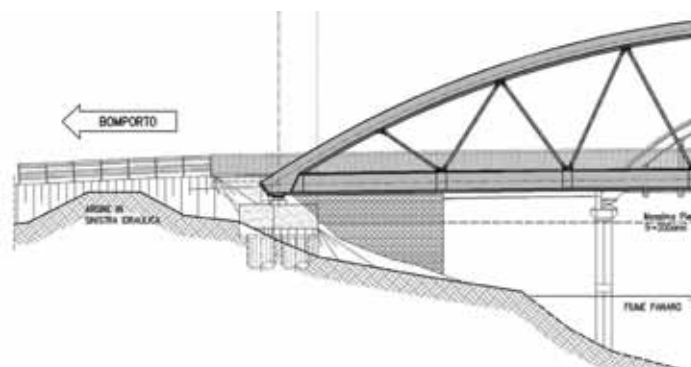


Fig. 6 - Sezione spalla

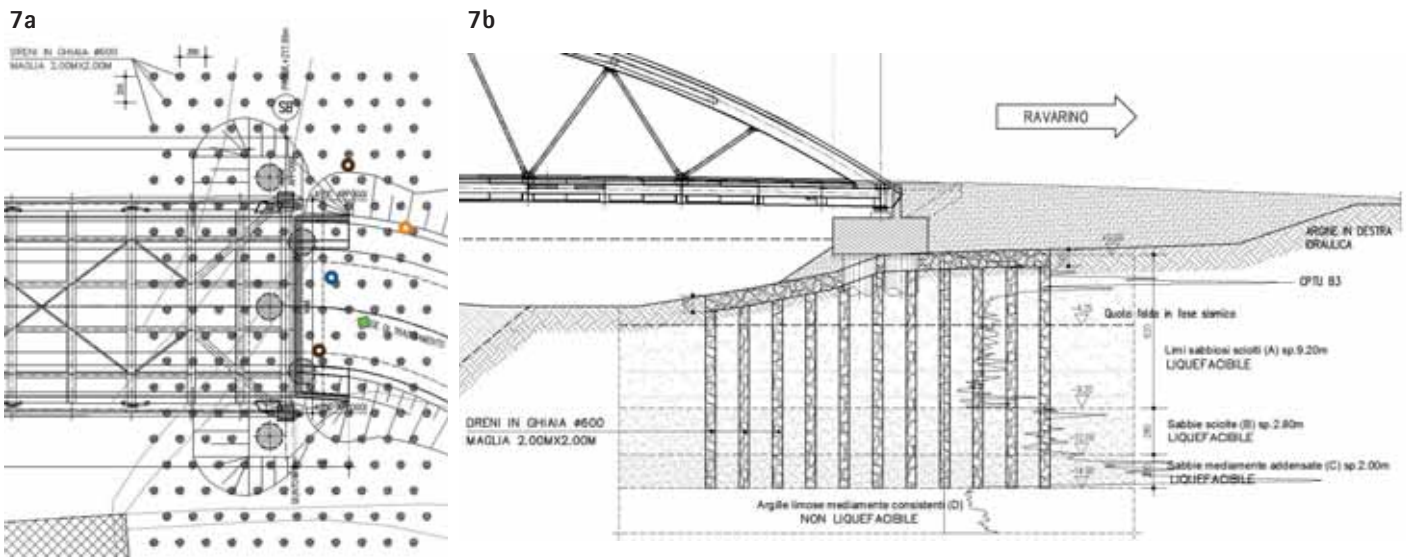


Fig. 7 - Planimetria (a) ed altimetria (b) dei pali in ghiaia

dono la catena con punti di appensione ad interasse  $i = 9,20$  m. I traversi di impalcato hanno interasse 4,60 m; si alternano così un traverso direttamente appeso ai pendini ed uno intermedio che è sostenuto dalla trave catena.

Longitudinalmente l'equilibrio alle spinte è assicurato dalle travi-catena in tal senso dimensionate, tuttavia il sistema traversi-longherine, con la sovrastante soletta, assorbe, grazie anche alla presenza di convenienti diagonalature, e comunque per evidenti aspetti di congruenza, una quota parte della spinta degli archi, e di questo è stato necessario tener conto ai fini della fessurazione della soletta. Il sistema traversi-longherine-catene forma un graticcio

d'impalcato, che viene irrigidito nel proprio piano da un sistema di controvento a croce, utile specie in fase di montaggio.

L'impalcato presenta una leggera monta longitudinale, con una freccia (misurata in proiezione verticale) di 0,40 m circa per assecondare il profilo altimetrico stradale. A collegamento dei due archi è presente una controventatura superiore, che presidia la stabilità degli archi fuori dal piano.

La struttura è poi completata, come d'uso, da una soletta in c.a. gettata su elementi in calcestruzzo prefabbricati (tipo predalles).

I principali vantaggi dello schema ad arco alla Nielsen (che notevole diffusione ha avuto sia in Europa che in Italia) rispetto alla soluzione

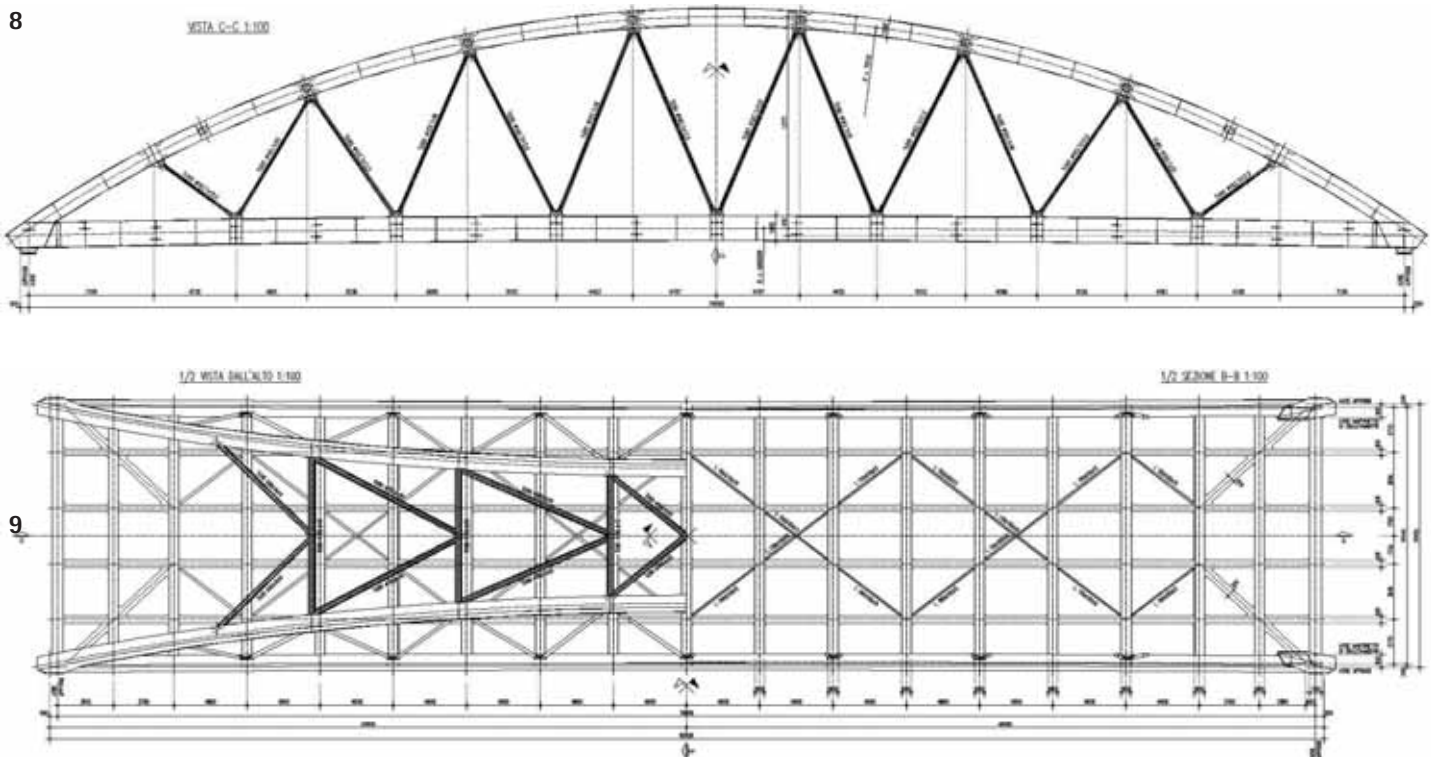


Fig. 8 - Sezione longitudinale. Fig. 9 - Pianta impalcato

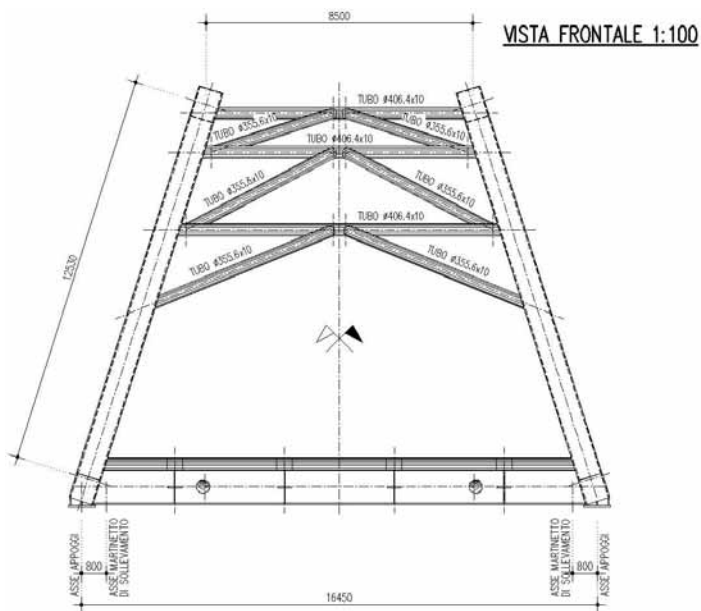


Fig. 10 - Sezione trasversale.

a pendini non inclinati, risiedono nella diminuzione dei momenti flettenti negli archi e nella diminuzione di deformabilità globale della struttura. D'altro canto, in tale schema, particolari posizioni dei carichi mobili possono ridurre gli sforzi assiali di trazione nei pendini più prossimi alla spalla, con possibili inversioni di segno. Di qui la scelta di adottare come elementi di appensione membrature resistenti anche a compressione.

## ANALISI STRUTTURALE

L'analisi dell'impalcato ad arco è stata svolta implementando un modello matematico globale della struttura, di tipo tridimensionale, comprendente tutti gli elementi: archi, catene, pendini, traversi, longherine, controventi e soletta.

Le membrature metalliche sono state modellate con elementi frame (elementi tipo trave), assegnando ad ogni elemento la relativa sezione trasversale e suddividendolo con opportuna mesh (gli archi in particolare sono stati discretizzati in modo da ricalcarne l'andamento).

La soletta in c.a. è inserita con elementi tipo *shell* (elementi tipo lastra). La rigidezza membranale della soletta in direzione longitudinale è stata trascurata al fine di dimensionare le catene in modo che le stesse siano in grado di assorbire la totalità della spinta dell'arco (in parallelo con le longherine). Solamente ai fini delle verifiche della soletta, il modello viene modificato in una seconda fase in modo da considerare anche la rigidezza membranale della soletta (per la presenza di predalles, ordite trasversalmente, di spessore 7 cm; in direzione longitudinale lo spessore della soletta viene considerato pari a 18 cm, anziché i 25 cm dello spessore totale). L'eccentricità fra soletta e asse traversi è considerata nel modello di calcolo assegnando ai traversi le rispettive eccentricità (funzione "insertion point" del programma SAP2000), cosicché i traversi risultano collaboranti con la soletta. Utilizzando la funzione "staged construction" del programma SAP2000, sono state svolte, all'in-

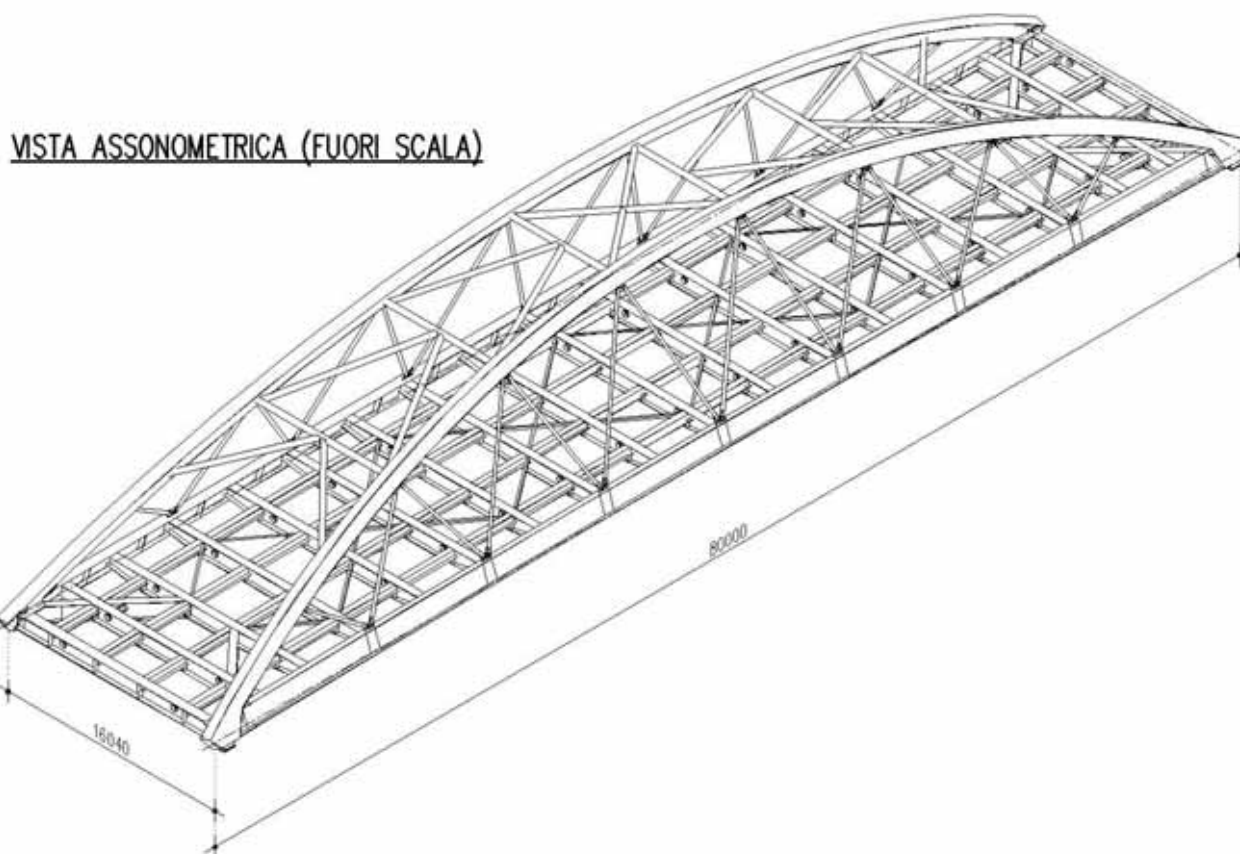


Fig. 11 - Insieme 3D





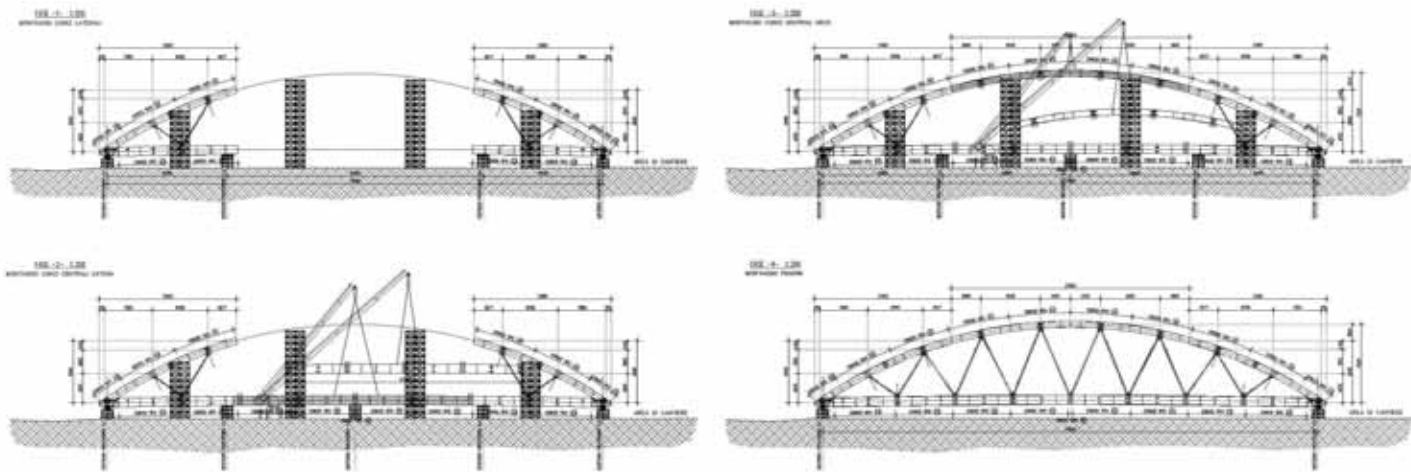


Fig. 16 - Sequenza di montaggio di progetto



Fig. 17 - "Campo" di montaggio



Fig. 18 - "Campo" di montaggio





Fig. 19 - Avvicinamento dal campo di montaggio al fiume (vedasi sulla sinistra il vecchio ponte)

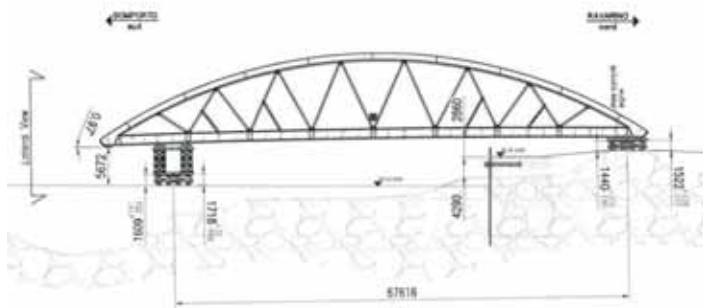


Fig. 20 - Adeguamenti di quota in zona golenale

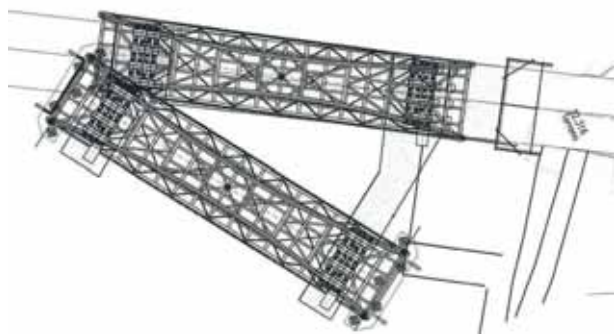


Fig. 21 - Rotazione planimetrica

- Conci tipo A3: conci di estremità dell'arco (nodi di appoggio);  
 Catena:  
 Conci tipo C1: concio di chiusura centrale;  
 Conci tipo C2: conci centrali della catena;  
 Conci tipo C3: conci di estremità della catena;  
 Traversi:  
 Traverso tipo T1: traverso di testata;  
 Traverso tipo T2: penultimo traverso di testata;  
 Traverso tipo T3: terzultimo traverso di testata;  
 Traverso tipo T4: traversi tipici;  
 Traverso tipo T5: diagonali alle testate;  
 Longherine:  
 Longherine tipo L1-5, che si differenziano sostanzialmente per le lunghezze o i dettagli di attacco di estremità.

Completano la struttura singole membrature quali i pendini (elementi tubolari con dettagli di attacco da realizzare in officina), i controventi superiori (elementi tubolari da montare con saldature in opera) e i controventi inferiori (elementi angolari da imbullonare).

Nella seconda fase si è proceduto all'assemblaggio dei conci in cantiere, a mezzo di saldatura in opera fatta eccezione per pendini i quali presentano alle estremità connessioni elementari bullonate (connessioni a perno), e del controvento inferiore di impalcato previsto montato con bullonature.

In officina è stato comunque eseguito un premontaggio delle arcate metalliche, che ha permesso di verificare le tolleranze esecutive prima dell'assemblaggio definitivo in cantiere.

Relativamente all'assemblaggio in opera, in fase di progettazione è stata ipotizzata una delle possibili sequenze di montaggio dei conci trasportati in cantiere, operazione che prevedeva l'ausilio di 8 torrette tralicciate per il sostegno degli archi in fase di assemblaggio. Tale proposta progettuale è stata sostanzialmente mantenuta dall'Impresa di costruzione, ad eccezione di qualche variante per l'ottimizzazione delle operazioni in relazione alle specifiche attrezzature utilizzate.

La struttura presenta particolarità nel sistema di varo: il montaggio dell'intera struttura metallica è stato effettuato in apposito campo al di fuori degli argini del fiume (figura 17) ad oltre 300 m di distanza (figura 19), con previsione di una successiva movimentazione della struttura metallica completamente montata a mezzo di semoventi basati su complessi sistemi idraulici e già sperimentati in analoghe situazioni.

Nel caso presente, a causa delle ubicazioni del campo di montaggio e della posizione definitiva, il percorso ha richiesto adeguamenti di quota e rotazione planimetrica di particolare impegno.

Ricostruendo la sequenza temporale delle fasi di varo, il ponte (costruito su appoggi provvisori) è stato prima preso in carico dai carrelli e ha percorso la pista di accesso, avente pendenza di circa il 5%, preposta allo scavalco dell'argine in destra idraulica. Giunto in golenale, il ponte è stato preso in carico da ulteriori carrelli attrezzati con torri tralicciate e traslato a scavalco dell'alveo grazie anche alla predisposizione di un conveniente guado. A questo punto il varo è stato completato da una rototraslazione planimetrica per un perfetto posizionamento sulle spalle sfruttando le piste provvisorie in area golenale.

Raggiunto il corretto posizionamento planimetrico, il ponte è stato calato verticalmente sui baggioli previa disposizione degli apparecchi di appoggio, costituiti in questo caso da isolatori sismici di tipo elastomerico.

Dai grafici (figure 20 e 21) e dalle fotografie delle fasi di varo (figure 22 e 23), si notano ulteriori controventi metallici provvisori finalizzati ad evitare instabilità di pendini che, stante la posizione dei supporti semoventi rispetto all'arco, risultavano talora compressi. Preliminarmente al varo, è stata eseguita un'analisi e verifica del comportamento strutturale nelle varie configurazioni corrispondenti alle fasi di movimentazione, con punti di presa della struttura in corrispondenza dei traversi interni (terzo e quarto traverso), inducendo stati di sollecitazioni "anomali" se raffrontati





Fig. 22 - Immagini del Varo: bypass e confronto ponte nuovo ed esistente



Fig. 23 - Immagini del varo

alle normali condizioni di esercizio.

La struttura ha dimostrato comunque un buon comportamento anche in tali configurazioni (grazie ad un funzionamento a trave reticolare) che ha richiesto solamente esigui elementi irrigidenti provvisori, costituiti da elementi stabilizzanti di alcuni pendini compressi, tali da ridurre la luce libera di inflessione. Tali rinforzi sono stati rimossi una volta concluse le operazioni di varo.

La struttura metallica è stata varata il 19 luglio 2017 e predisposta al completamento strutturale *in situ* (predisposizioni e getto della soletta in c.a.).

#### CONCLUSIONI

Al termine dei lavori, il ponte è stato sottoposto a collaudo statico per verificare il comportamento e le prestazioni dell'opera. Le prove di carico si sono svolte con l'utilizzo di 12 automezzi a quattro assi di peso 42 tonnellate ciascuno, con disposizioni simmetriche e asimmetriche dei mezzi per massimizzare le sollecitazioni indotte nei vari elementi.



Fig. 24 - Immagini del varo - Traslazione finale

Le disposizioni sono state tali da generare negli elementi principali (archi e catene) sollecitazioni che hanno rasentato il 95% dei valori di progetto.

Le deformazioni sono state perfettamente in linea con le deformazioni elastiche teoriche, con frecce massime in mezzera impalcato dell'ordine dei 35 mm (valore inferiore a  $L/2000$ ), indice di ottima



Fig. 25 - Fasi di collaudo



Fig. 26 - Ponte a traffico aperto



Fig. 26 - Vista dalla carreggiata (@ Elisa Cattini)

rigidezza dell'impalcato.

A seguito del buon esito delle prove di carico, il nuovo ponte sul fiume Panaro è stato aperto al traffico il 15 ottobre, anche se con

limitazioni per consentire le ultime opere complementari, ed infine è stato ufficialmente inaugurato il giorno 11 novembre 2017 alla presenza delle Autorità.

#### DATI CARATTERISTICI

- Ponte ad arco a via inferiore di lunghezza 80 m e larghezza della sede stradale di 14 m.
- Impalcato metallico a grigliato, coppia di catene, traversi ad interasse  $i = 4,60$  m e longherine.

- Sistema di sospensione in elementi tubolari 193 mm con disposizione "Nielsen".
- Acciaio da carpenteria tipo S355 Corten verniciato, peso complessivo 470 t per un'incidenza a metro quadro di impalcato pari a 370 kg/m<sup>2</sup>.

#### CREDITS

Ente Appaltante: Provincia di Modena

Finanziamento: Protezione Civile Emilia Romagna con fondi post-sisma 2012

Progettazione generale: ing. Alessandro Manni (Direttore Area Lavori Pubblici Provincia di Modena)

Progettazione strutturale: prof. ing. Raffaele Poluzzi – ing. Andrea Montalti

Progettazione stradale e Direzione Lavori: ing. Eugenio Santi (Area Lavori Pubblici – Provincia di Modena)

Geologia e Geotecnica: dr. Antonio Gatti (Area Lavori Pubblici Provincia di Modena) - dr. Lorenzo Del Maschio

RUP: Dott. Luca Rossi (Area Lavori Pubblici Provincia di Modena)

Impresa: A e C Costruzioni – Modena

Collaudo: Ing. Mirco Sparesotto



# MONITORAGGIO E DIAGNOSI DI UN PONTE MONUMENTALE SUL FIUME PO - IL METODO DINAMICO

## STRUCTURAL INVESTIGATIONS FOR A MONUMENTAL BRIDGE OVER THE PO RIVER - THE DYNAMIC METHOD

Dott. Ing. Paolo Panzeri\*, Dott. Ing. Elisa Panzeri

*P&P Consulting Engineers Srl*

Dott. Ing. Giuseppe Giunta

*GBRG Engineering srl*

Il presente articolo riferisce sulle attività di monitoraggio e diagnosi per la caratterizzazione del comportamento dinamico condotte su un ponte monumentale stradale in ferro sul fiume Po in provincia di Pavia. Il ponte fu costruito nel 1916. Si sviluppa su otto campate e presenta lunghezza complessiva di 756 m. Luce di singola campata di 93 m, larghezza complessiva pari a 9 m. Per una completa caratterizzazione della infrastruttura esistente e per le verifiche di sicurezza del ponte in acciaio sono state eseguite diverse prove e indagini, anche di tipo tradizionale. Il metodo dinamico è stato in particolare applicato sia all'opera nel suo insieme che a singole parti rilevanti nel contesto dello schema strutturale. La sperimentazione ha consentito di identificare elementi utili per la realizzazione di un modello FEM realmente descrittivo del comportamento dell'opera.

*The present paper reports on structural investigations carried out to characterize the dynamic behavior of a monumental steel bridge over the Po river. The bridge was built in 1916. It is spread over eight bays and has a total length of 756 meters. Single span of 93 meters, overall width of 9 meters. For a complete characterization of the existing infrastructure and for the safety checks of the steel bridge, various tests and investigations, including traditional ones, have been carried out. The dynamic method has been applied both to the bridge as a whole and to single relevant parts in the context of the structural scheme. The experimentation allowed to identify useful elements for the realization of a truly descriptive FEM model of the bridge behavior.*



\* Corresponding author. Email: [panzeri@pepconsultingengineers.it](mailto:panzeri@pepconsultingengineers.it)



## CENNI STORICI

Il Ponte della Gerola sul Po si trova lungo la S.P. n. 206 Voghera - Novara. La costruzione fu iniziata nel 1914 e terminata nel 1916. È considerato un ponte monumentale (figura 1).

Come testimonia la targa sulla spalla nord, l'opera fu realizzata dalla "Società Nazionale delle Officine di Savigliano" di Torino (figura 2).

Il ponte fu bombardato durante la Seconda Guerra Mondiale e nel 1944 si presentava come riportato nella fotografia di figura 3. Finita la guerra iniziarono i lavori di ricostruzione delle due campate demolite, lavori ultimati nel 1948.

Ad oggi il ponte si presenta come mostrato in figura 4.

Il ponte è costituito da 8 campate, ciascuna con lunghezza di 93 m tra gli assi degli appoggi, con interasse tra gli appoggi sulla pila di 1,08 m e sulle spalle di 2,12 m, per un'estensione totale del ponte di 756 m.

## INTRODUZIONE

A fianco dei metodi di verifica tradizionali, basati su ispezioni visive e prove locali, la crescente attenzione verso la sicurezza, fruibilità e conservazione di un ponte soprattutto di antica o vecchia costruzione, ha portato ad adottare nuovi e più efficaci strumenti per il controllo globale dell'opera con l'esecuzione di prove dinamiche.

Nella fase di esercizio di un'opera le prove dinamiche consentono di valutare rapidamente lo stato di conservazione della struttura e di identificarne eventuali condizioni al contorno.

Indagine dinamica che viene poi valorizzata dai calcoli effettuati in parallelo e a valle delle risultanze ottenute. Pertanto la conoscenza del comportamento dinamico di una struttura è di fondamentale importanza sia per la verifica sperimentale delle assunzioni di calcolo che per la previsione e prevenzione di problematiche legate a eccessivi livelli vibratorii, problemi di fatica e resistenza ai carichi dinamici.

Questo articolo riferisce in merito alle indagini dinamiche condotte sul ponte metallico monumentale della Gerola sul Po, che hanno consentito di modellare con accuratezza il comportamento globale dell'opera e di ottenere, anche tramite confronto diretto, risposte immediate su elementi strutturali simili nell'ambito dello schema strutturale.

Sul ponte sono state eseguite le diverse indagini dinamiche:

- *Prova dinamica su pendini* per rilevare le frequenze proprie mediante impiego di accelerometri e analisi delle oscillazioni libere generate dall'eccitazione impulsiva impressa;
- *Prova dinamica su diaframmi reticolari* per la caratterizzazione del comportamento dinamico di alcuni diaframmi di collegamento trasversale tra gli arconi principali. Prova eseguita sottoponendo la porzione di manufatto all'applicazione di eccitazioni impulsive;
- *Prova dinamica su impalcati* per la valutazione del comportamento strutturale dinamico delle campate del ponte investigato condotta sia attraverso analisi dell'eccitazione dinamica dell'opera indotta dal transito veicolare, sia mediante misura



Fig. 1 - Ponte della Gerola sul Po



Fig. 2 - Ponte della Gerola sul Po - Targa del costruttore



Fig. 3 - Ponte della Gerola sul Po nel 1944.



Fig. 4 - Ponte della Gerola sul Po oggi.

e trattamento delle vibrazioni ambientali, ove l'eccitazione è data in generale da fattori quali vento, traffico, microtremori, etc.;

- *Prova dinamica forzata con vibrodina su pila* per la valutazione sperimentale del comportamento dinamico del sistema pila fuoriterra - massiccio murario di fondazione - suolo, indirizzata al riconoscimento del sistema fondazionale.

A completamento della campagna di prove, sono state anche eseguite sulla struttura altre indagini più tradizionali, che hanno comunque avuto un ruolo importante nella caratterizzazione dell'opera (figure 5-17).

#### PROVA DINAMICA SU PENDINI

Il metodo consiste nel fissare un accelerometro sul pendino e nel produrre una vibrazione imprimendo un'azione impulsiva agente nella medesima direzione di misura dell'accelerometro. La registrazione del segnale accelerometrico e la successiva analisi nel dominio delle frequenze tramite calcolo della funzione di autodensità spettrale, consentono di individuare la condizione di risonanza della pendino attraverso la presenza del picco di amplificazione (figure 18-19).

I risultati ottenuti hanno quindi consentito di valutare gli scostamenti esistenti nell'azione di trazione presente nei diversi pendini.

#### Prova dinamica su diaframmi reticolari

Per alcuni diaframmi reticolari di collegamento tra gli archi principali di sostegno dell'impalcato è stata effettuata la caratterizzazione del comportamento dinamico sottoponendo il manufatto all'applicazione di eccitazioni impulsive.

Sono stati impiegati in totale n. 4 accelerometri per prova disposti con asse di sensibilità orizzontale secondo la direzione longitudinale dell'impalcato (ossia perpendicolare al piano del diaframma) (figura 20).

L'analisi spettrale in frequenza è stata condotta operando con funzioni di densità spettrale incrociata di potenza delle diverse posizioni di misura rispetto a una postazione assunta a riferimento, selezionata per fornire le migliori informazioni per la successiva analisi modale.

La densità spettrale incrociata di potenza è risultata la funzione più opportuna per condurre le analisi spettrali in quanto, essendo una funzione complessa di variabile reale, è esprimibile in termini di ampiezza e differenza di fase. La radice quadrata delle ampiezze delle singole posizioni di misura indica l'entità relativa delle oscillazioni nei punti di misura; la differenza di fase mostra la direzione relativa di movimento (in fase o in controfase) nelle diverse posizioni.

I picchi di amplificazione strutturale presenti nei moduli delle curve di densità spettrale incrociata di potenza forniscono la frequenza propria dei modi di vibrare. La deformata modale di



Fig. 5 - Carotaggi in profondità su spalle e pile



Fig. 6 - Prove di carico statico. Misure delle deflessioni e monitoraggio degli appoggi.

ogni singolo modo di vibrare viene valutata sulla base delle ampiezze relative dei diversi picchi alle diverse frequenze di risonanza mettendo in conto le corrispondenti differenze di fase. Lo smorzamento di ogni singolo modo è stato valutato con il metodo della «radice quadrata di 2».

È stato in particolare esaminato il campo di frequenze compreso fra 0 e 40 Hz ove sono stati individuati i primi principali modi di vibrare dell'opera. Coerentemente con la strumentazione installata sono stati individuati i modi caratterizzati da una significativa componente trasversale (figure 21-22).

#### PROVA DINAMICA IMPULSIVA SU IMPALCATI

Viene generalmente ritenuta la principale tra le prove dinamiche. È consistita nella valutazione del comportamento strutturale





Fig. 7 - Prove di carico statico - Misura delle deflessioni e monitoraggio degli appoggi



Fig. 8 - Prove con martinetto piatto singolo e doppio su spalle e pile



Fig. 9a - Ispezione visiva degli appoggi

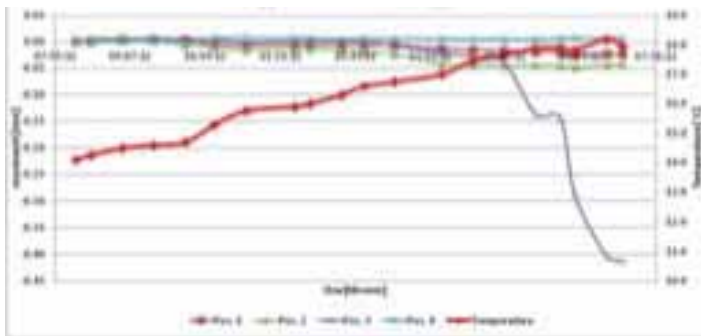


Fig. 9b - Verifica traslazioni degli appoggi sotto carico termico

dinamico di due campate del ponte investigato attraverso l'analisi della risposta all'eccitazione dinamica dell'opera indotta da transito veicolare di autocarri appositamente zavorrati. La risposta dinamica della struttura è stata espressa attraverso oscillogrammi registrati e le funzioni di densità spettrale incrociata, che hanno consentito di valutare il comportamento dinamico

sperimentale della struttura oggetto di indagine con determinazione delle caratteristiche dei primi modi fondamentali di vibrare. Sono inoltre stati misurati i valori di picco ed efficaci di accelerazione e sollecitazione determinati dal transito dei mezzi zavorrati (da 35 q.li) nei diversi punti di misura.

Le prove di carico dinamiche, attraverso la valutazione dell'effettivo comportamento dinamico dell'opera, consentono di affinare, sulla base di riscontri sperimentali, la modellazione numerica sviluppata per l'analisi strutturale dell'opera. Inoltre l'indagine dinamica, che consente una valutazione diretta dei valori dei parametri modali (frequenze proprie, forme modali e fattori di smorzamento) dei primi modi di vibrare dell'opera che costituiscono caratteristiche specifiche del ponte nella configurazione strutturale al momento delle prove, fornisce valori da confrontare non solo con i parametri valutati per via numerica, ma anche con le medesime grandezze rilevate sperimentalmente in tempi successivi e su campate diverse.



Fig. 10 - Misura Ultrasuoni su chiodature pendini



Fig. 11 - Rilievi di spessore



Fig. 12 - Verifica spessori e prove di durezza su pendini, arconi, diaframmi reticolari



Fig. 13 - 14 - Prelievo di di talloni per prove di laboratorio



Fig. 15 - Verifica stratigrafica impalcato



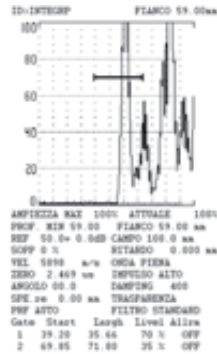


Fig. 16 - Misura Ultrasuoni su chiodature archi

Fig. 17 - Test di calibrazione (ecogramma) per verifica integrità chiodature - Elemento campione integro

Fig. 18 - Dettaglio dell'accelerometro di misura su un pendino oggetto di indagine

In ogni caso, al di là di possibili confronti tra misure sperimentali e risultanze di analisi numeriche, l'analisi diretta dei risultati ottenuti può consentire di apprezzare direttamente il comportamento dell'opera in esame in relazione anche allo stato di conservazione.

Le indagini dinamiche più significative agli effetti della valutazione dei parametri modali sono state quelle condotte utilizzando l'eccitazione dinamica indotta dal transito di autocarri zavorrati (massa complessiva ~ 35 t) sulle campate oggetto di prova. Per incrementare l'eccitazione dinamica generata dai mezzi in transito si è fatto anche ricorso al posizionamento di un ostacolo costituito da un dosso trasversale ubicato in differenti posizioni dell'impalcato. Sono infine state eseguite prove rilevando gli effetti di una frenatura dell'autocarro zavorrato. L'autocarro è sempre stato fatto transitare in corrispondenza dell'asse longitudinale della sede stradale (figura 23).

È stato in particolare esaminato il campo di frequenze compreso fra 0 e 10 Hz ove sono stati individuati i primi principali modi di vibrare dell'opera. La risposta della struttura è stata rilevata con una rete di n. 16 accelerometri tutti contemporaneamente disposti sulla struttura, integrati da alcuni estensimetri (strain gage) montati in punti strutturalmente significativi (figure 24-25). Per i primi modi di vibrare individuati viene illustrata la deformata modale in figura 26, con riferimento alle posizioni di misura disposte sui due lati del ponte. Le deformate modali

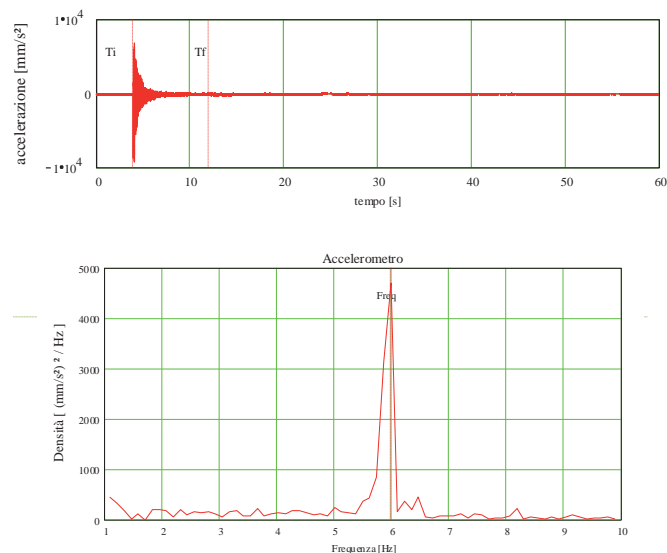


Fig. 19 - Esempio di Time History e relativa analisi in frequenza

tracciate confermano nel complesso l'assenza di significative irregolarità di comportamento delle campate investigate.

### PROVA DINAMICA AMBIENTALE SU IMPALCATI

Parallelamente alle misure effettuate con eccitazione impulsiva è stata condotta anche la misura e l'analisi delle vibrazioni ambientali, in cui l'eccitazione è data in generale da fattori quali vento, normale traffico veicolare, microtremori, etc. Anche le prove con eccitazione ambientale hanno consentito di pervenire

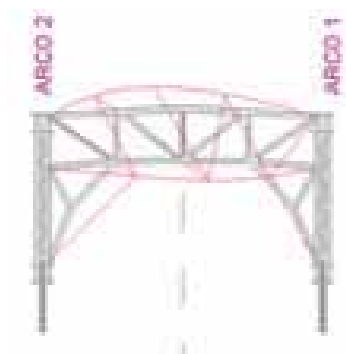
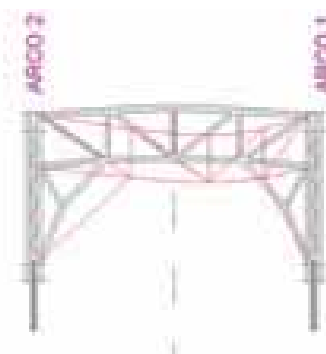
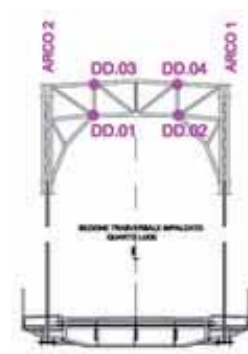


Fig. 20 - Dettaglio dell'accelerometro di misura su nodo di diaframma reticolare

Fig. 21 - 1° e 2° modo di vibrare

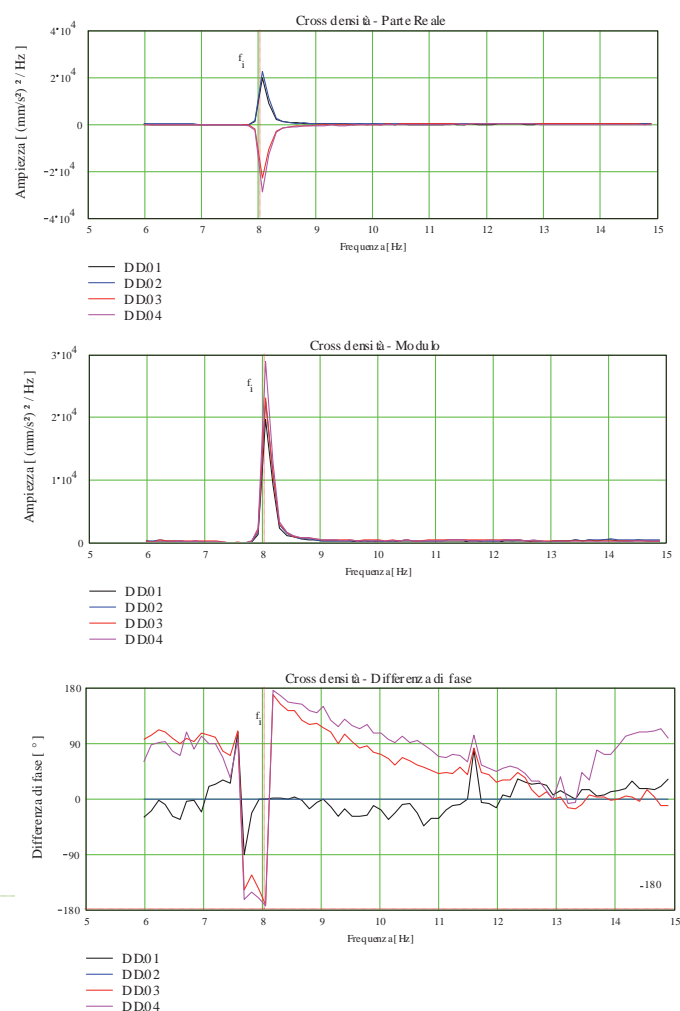


Fig. 22 - Diaframma reticolare – Analisi in frequenza 2° modo  $f = 8.05$  Hz

alla valutazione dei parametri modali della struttura.

Le prove con eccitazione ambientale hanno consentito di confermare per il manufatto in esame la possibilità di ottenere una valida caratterizzazione dinamica dell'opera anche con una tecnica di prova che non comporta necessariamente l'impiego di una sorgente di eccitazione artificiale appositamente applicata. Poiché l'eccitazione ambientale presenta le caratteristiche tipiche di un segnale random non stazionario con eventi che nel periodo di osservazione hanno evidenziato anche intervalli di bassa intensità, è stata dapprima effettuata una verifica della qualità delle registrazioni per una scelta degli intervalli durante i quali l'eccitazione mostrava una maggior significatività.

L'esame delle registrazioni nel loro complesso ha poi portato a selezionare le misure di maggiore significatività che sono quindi state utilizzate per caratterizzare il comportamento dinamico degli impalcati.

Le figure 27-30 illustrano le deformate modali di alcuni modi di vibrare individuati.

### PROVA DINAMICA FORZATA SU PILA

Lo scopo della prova dinamica forzata con vibrodina è consistito nella valutazione sperimentale del comportamento dinamico del sistema *pila fuori terra - massiccio murario di fondazione - suolo*. La prova è stata quindi indirizzata al riconoscimento del sistema fondazionale, ovvero alla valutazione sperimentale del comportamento dinamico connesso con la presenza del sistema massiccio murario - suolo costituente l'elemento fondazionale. Il



Fig. 23 - Prova dinamica impulsiva – Autocarro zavorato su ostacolo



Fig. 24 - Dettaglio di un accelerometro su arco



Fig. 25 - Dettaglio di un estensimetro su estradosso arco inferiore

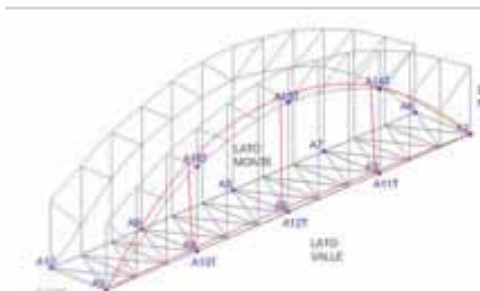


Fig. 26a - 1° modo trasversale 1.37 Hz

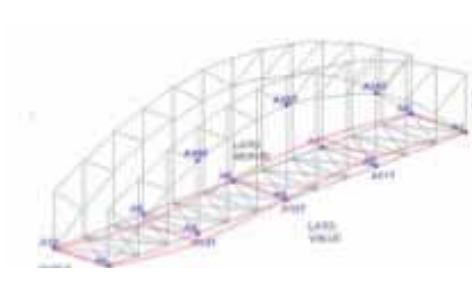


Fig. 26b - 1° modo flessionale a 2.27 Hz

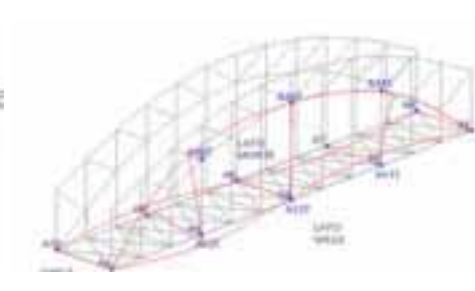


Fig. 26c - 1° modo torsionale a 3.83 Hz

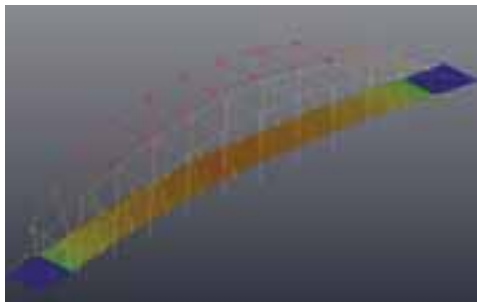


Fig. 27a - 1° modo flessionale 1.39 Hz

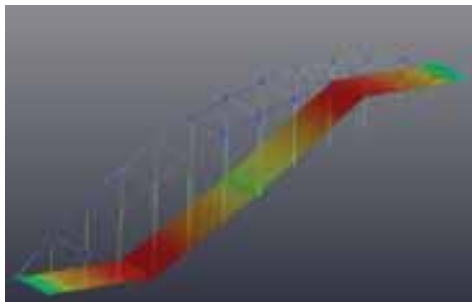


Fig. 27b - 1° modo flessionale a 2.27 Hz

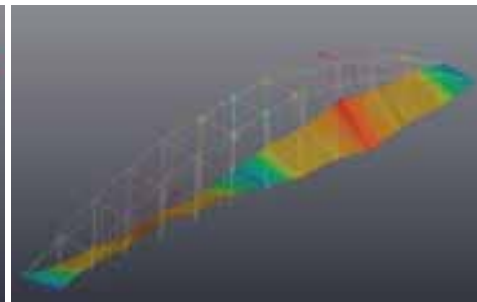


Fig. 27c - 1° modo torsionale 3.86 Hz

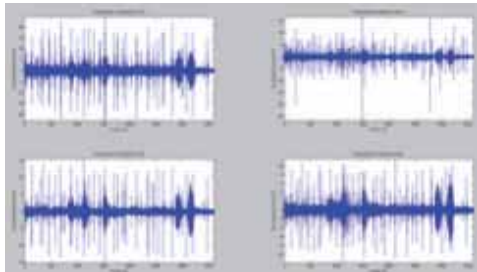


Fig. 28 - Analisi ambientale - Time History tipica della registrazione ambientale

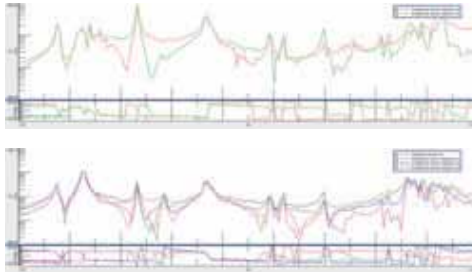


Fig. 29 - Analisi ambientale - Densità spettrali dei sensori accelerometrici

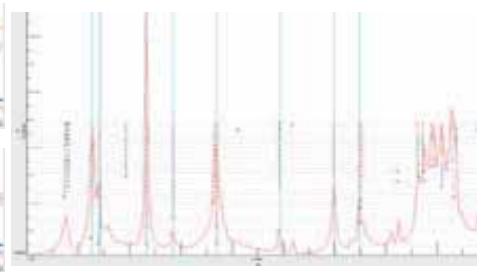


Fig. 30 - Analisi ambientale - Diagrammi di stabilizzazione- Direzione Z

risultato ottenuto è stato utile per la messa punto di un modello FEM indirizzato ad una accurata descrizione del comportamento dell'opera.

Le prove di vibrazione forzata sono state condotte mettendo in vibrazione la pila oggetto di indagine con forze sinusoidali unidirezionali prodotte da un generatore meccanico di vibrazioni (vibroдина) e misurando le vibrazioni conseguenti a tale eccitazione mediante accelerometri.

Le indagini sono state condotte nel campo di frequenza tra 1 Hz e 20 Hz sia in direzione trasversale T (asse X dalla pila) che in direzione longitudinale L (asse Y della pila).

Con riferimento allo schema riportato in figura 31, la vibrodina è stata posizionata sul montante dell'arco afferente all'appoggio fisso lato valle 1 quale è stata rigidamente connessa mediante sistema di fissaggio con apposito telaio (figure 32-34).

Sono quindi state effettuate sovrapposizioni di curve sperimentali dei sensori organizzate per direzione di misura riportando i relativi grafici (figure 35-36).

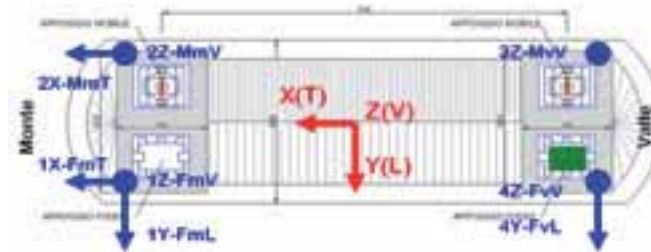


Fig. 31 - Ubicazione della vibrodina (rettangolo verde) e degli accelerometri installati in sommità alla pila (cerchi blu)

Le analisi hanno consentito di rilevare la risposta dinamica della pila nella condizione di prova e quindi inserita nel contesto strutturale dell'intera opera. Per individuare poi i primi modi di vibrare fondamentali della pila nell'ambito delle amplificazioni strutturali presenti nelle curve sperimentali, sono stati tenuti in opportuna considerazione anche i risultati forniti dalle analisi sul comportamento dinamico del sovrastante impalcato.

L'analisi dei risultati dell'eccitazione in direzione trasversale X(T)



Fig. 32 - Montaggio vibrodina per eccitazione trasversale (X)



Fig. 33 - Montaggio vibrodina per eccitazione longitudinale (Y)



Fig. 34 - Posizioni accelerometriche in sommità della pila



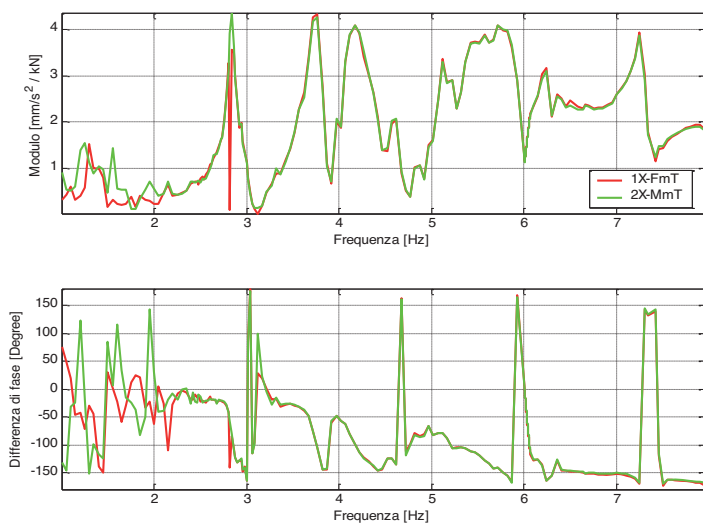


Fig. 35 - Direzione eccitazione X(T)

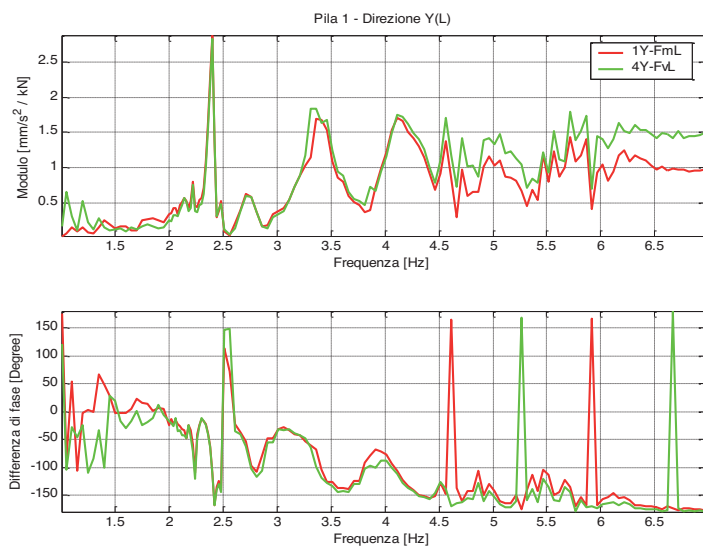


Fig. 36 - Direzione eccitazione Y(L)

e longitudinale Y(L) ha in particolare evidenziato che la risposta dinamica risulta disaccoppiata tra direzione X e direzione Y, ovvero a fronte di eccitazione in direzione X non sono presenti significative amplificazioni strutturali in direzione Y e viceversa. In tabella 1 vengono riassunti i valori di frequenza propria e di smorzamento con breve descrizione della deformata modale

Modo	Frequenza	Smorz.	Deformata
N°. 1	4.10 Hz	6.5 %	Modo di vibrare del sistema pila-massiccio murario-suolo - Prevalente traslazione in direzione longitudinale, associata ad una coerente rotazione attorno all'asse trasversale.
N°. 2	4.15 Hz	5.0 %	Modo di vibrare del sistema pila-massiccio murario-suolo - Prevalente traslazione in direzione trasversale, associata ad una coerente rotazione attorno all'asse longitudinale.

Tabella 1 - Primi 2 modi di vibrare

dei primi due modi di vibrare fondamentali del sistema pila - massiccio murario - suolo.

### CONCLUSIONI E CENNI SULLA MODELLAZIONE FEM

Lo scopo dello studio è consistito nella determinazione delle vulnerabilità statico/sismiche del manufatto monumentale Ponte della Gerola, onde produrre una progettazione esecutiva complessiva (a firma Ing. Giuseppe Giunta).

Il Ponte è stato modellato al vero, con elementi *frame* a discretizzare tutti gli elementi in acciaio, attraverso la modalità *section designer*: arcone superiore ed inferiore, catene, pendini etc. Per quanto riguarda l'impalcato, la lastra "ortotropa" è stata modellata con elementi *shell* in acciaio e al suo intradosso sono stati modellati con elementi *frame* i profili a T rovescia (che sono saldati alla lamiera).

Le indagini *in situ*, le prove statiche e dinamiche hanno consentito di modellare esattamente la struttura, calibrandone i comportamenti attraverso la spinta a convergenza dei risultati di deformate e modi di vibrare, con continuo confronto fra la situazione "al vero" e situazione teorica. Si è potuto altresì individuare i mal comportamenti di catene e pendini e conseguentemente progettare i rinforzi più idonei, tenendo anche in conto della valenza monumentale dell'opera.

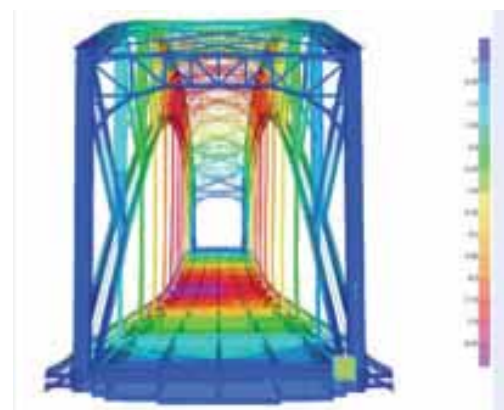


Fig. 37 - Modello FEM - Vista longitudinale

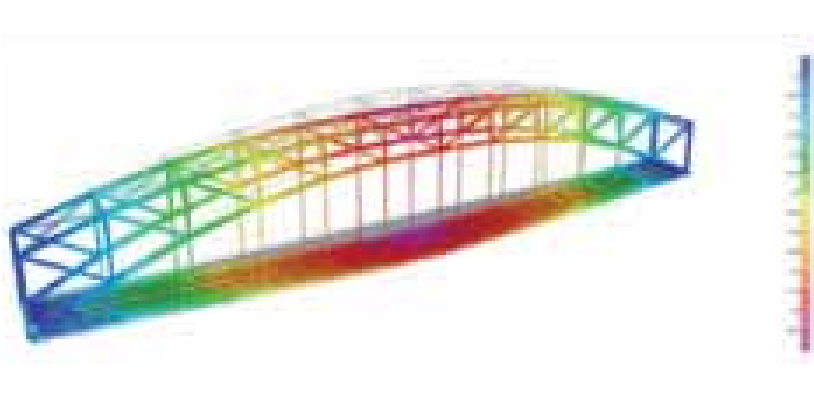


Fig. 38 - Modello FEM - Vistra trasversale

# NON-DESTRUCTIVE LEEB HARDNESS EXPERIMENTAL TESTS ON STRUCTURAL STEELS: PRELIMINARY RESULTS

## PROVE SPERIMENTALI NON DISTRUTTIVE DI DUREZZA LEEB SU ACCIAI STRUTTURALI: RISULTATI PRELIMINARI

Giovanni Chiumiento, Gianmaria Di Lorenzo, Antonio Formisano\*

*Dept. of Structures for Engineering and Architecture, University of Naples "Federico II"*

The diagnostic tests on materials and constructional components are commonly classified as destructive, weakly destructive and non-destructive. The destructive and weakly destructive tests provide local quantitative information on the basis of direct measurements of mechanical, physical and chemical parameters, while the non-destructive tests allow for extensive investigations for the detection of indirect magnitudes correlated to the material characteristics of interest. The non-destructive tests for a correct analysis of the artefact degradation status were spread since the 80s aiming at both reducing the number of destructive interventions and operating inside buildings without suspending normal activities of people. With reference to steel buildings, non-destructive tests are not largely diffused as for reinforced concrete ones, but they could be very useful to limit the extraction of members from the structures for tensile tests and the consequent repairing interventions. Therefore, in the current study micro-hardness tests have been carried out on steel samples having different treatment of surfaces in order to evaluate the related hardness and resistance changes. Finally, the hardness measurements, converted into Brinell and Rockwell scales, have been put in comparison to resistance values extracted from the ASTM standard conversion table for evaluating the trend of the resulting curves useful to setup future correlation laws.

*Le prove diagnostiche su materiali e componenti costruttivi, in base al grado di disturbo, sono comunemente classificate in distruttive (DT), debolmente distruttive (PDT) e non distruttive (NDT). I test distruttivi e debolmente distruttivi forniscono informazioni*

---

\* Corresponding author. E-mail: antoform@unina.it

*quantitative locali sulla base di misurazioni dirette di parametri meccanici, fisici e chimici, mentre i test non distruttivi, molto diffusi nei settori dell'ingegneria industriale, consentono indagini approfondite per la rilevazione di grandezze indirette correlate alle caratteristiche dei materiali di interesse. Le prove non distruttive, generalmente condotte in situ ed utilizzate per l'identificazione strutturale e/o per una corretta analisi dello stato di degrado dei manufatti, si sono diffuse nel settore delle costruzioni soltanto a partire dagli anni '80, con particolare riguardo ai sistemi in cemento armato. La loro finalità è quella di ridurre il numero di prove distruttive e di operare all'interno degli edifici senza sospenderne il funzionamento, consentendo una riduzione dei costi (diretti ed indiretti) connessi al processo di diagnostica. Con riferimento alle costruzioni in acciaio e più in generale alle opere in carpenteria metallica, le prove non distruttive possono utilmente essere impiegate in tutti quei casi in cui non sia possibile procedere, per ragioni tecniche o per vincoli imposti dalle Soprintendenze, al prelievo di campioni. Sulla base di tali premesse, nella presente memoria sono stati effettuati test di micro-durezza Leeb su campioni di acciaio con differente trattamento superficiale al fine di valutare le relative variazioni di durezza e resistenza meccanica. Le misurazioni di micro-durezza registrate, convertite nelle classiche scale di durezza Brinell e Rockwell, sono state messe a confronto con i valori di resistenza a rottura degli acciai estratti dalla tabella di conversione standard ASTM per tracciare l'andamento di curve risultanti utili all'implementazione di future leggi di correlazione.*

## 1. INTRODUCTION

Industrial archaeology represents a modern branch which studies, through an interdisciplinary approach, all the experiences (material and immaterial, direct and indirect) of the industrialization process in order to deepen the knowledge from the past history techniques to the current ones. In this architectural and urbanism framework, there are numerous testimonies of historical artefacts, which represent an important social trace of the collective and urban development. Nowadays, the renewed technical sensitivity is aimed at rediscovering such evidences with intervention methods having the prerequisites to be eco-sustainable, according to the dictates of bio-architecture, and innovative, according to home automation and intelligent architecture fundamentals. In this context, if the architectural challenge is to adapt volumes to new spaces and activities, the true competition starts at the engineering level in terms of both plant systems, in order to follow the always more specialized modern functional needs, and structures, having to operate on a historic built erected according to project and executive methodologies often disused or totally in conflict with the current regulatory framework. Through a project of cognitive investigations, it is possible to find adequate knowledge levels of the structure [1], which allow to identify the used materials, so to carefully simulate the behaviour of structural systems. On one hand, if it is possible to attain the whole knowledge of these systems by means of surveys and in-situ tests, in order to identify mechanical characteristics and physical properties of materials and their degradation state it is necessary to perform an adequate campaign of tests. About metal structures, the current regulations allow to use an appropriate number of sampled specimens only, achieved from structural zones not too much stressed, to be subjected to destructive laboratory tests able to provide under semi-probabilistic way their mechanical

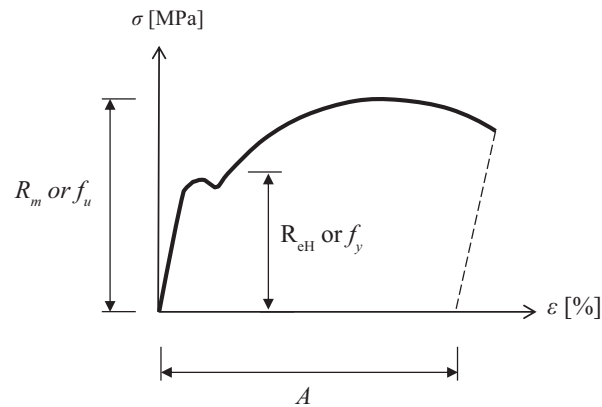
and physical features. Such types of investigative campaigns, however, are often in conflict with the architectural protection constraints of artefacts under consideration, which do not allow to operate the normal sampling of specimens. On the other hand, given the need to attain minimum levels of knowledge, the use of non-destructive testing methods, instead of destructive investigations, would allow to protect the artefact, without limiting the cognitive framework useful to carry out a proper design intervention.

The non-destructive tests for the correct analysis of the status of a degraded artefact were spread since the 80's, in some cases accompanied by destructive interventions. Nevertheless, these non-destructive survey campaigns have not had the merited broadening, despite several advantages, such as:

- To be able to operate inside buildings without having to suspend normal activities and with minimal disruption to residents;
- To avoid further trauma on the basic structures, limiting the number of destructive tests for the formulation of the general diagnostic framework.

Among non-destructive tests, multiple methods for hardness assessment are noticed, they being referred to the different reading methods (Brinell – HB [2], Rockwell – HR [3], Vickers – HV [4]), related to the type of penetrator adopted, to the value of the applied static force and to the test response value, expressed as the incision energy on the surface of the metal sample. This energy is a function of the shape and size of the penetrator imprint on the basis of the predetermined load adopted for the test. Micro-hardness or Leeb tests are carried out with portable devices equipped with different bits which, through rebound energy, provide on the tool display the hardness value to be converted from the Leeb scale (HL) to predefined more common ones (HB, HR or HV). Compared to the static tests, such inves-





Tensile strength  $R_m$ :  
 stress corresponding to the maximum force

Upper yield strength  $R_{eH}$   
 maximum value of stress prior to the first decrease in force

Percentage elongation after fracture  $A$ :  
 permanent elongation of the gauge length after fracture, expressed as a percentage of the original gauge length

Fig. 1 - Typical steel stress-strain ( $\sigma - \varepsilon$ ) curve and parameters identified for the mechanical characterization.

tigations are much more affected by a number of factors (e.g. the sample thickness, the surface cleaning and imperfections, etc.) and, as a result, have a reliability degree lower than that of the traditional hardness tests.

According to the current Italian standard code [1], up to 50% of destructive tests on concrete specimens can be replaced by a double number of non-destructive investigations, such as rebound tests [5] and SONREB (SONic REBound) ones [6], which provide indirect information on their compression strengths. A similar possibility is not foreseen for metallic constructions, whose mechanical features should be achieved on the basis of destructive tests only. However, especially in case of historical structures with high artistic value, destructive tests are too invasive and they require the use of new elements often not compatible with the removed existing ones for restoring the construction integrity. As a consequence, the use of non-destructive tests should be encouraged as integrative and substitutive methods of destructive tests on existing steel structures. Therefore, the aim of the work herein developed is to setup an effective analysis method based on the measurement of surface hardness values on carpentry steels by using the Leeb procedure, carried out with a portable equipment on different

types of samples.

The values achieved from these non-destructive tests, to be correlated through a possible correlation law to the strengths derived from tensile tests performed on the same steel specimens where hardness tests are carried out, can represent, within certain limits of use, a supplementary investigation campaign partly substitutive of destructive tests to be effectively exploited to limit as much as possible the interferences on steel historical buildings.

## 2. PROPERTIES AND DESIGNATION OF COMMON STRUCTURAL STEELS

Steels are alloys obtained by the fusion of iron, carbon and other elements present in a lesser extent, which confer additional physical and mechanical properties to the basic material. The carbon content determines the properties of different metallic materials, namely:

- Cast iron, if it contains from 2 to 6% of carbon;
- Steel, when the carbon content is less than 2% [7].

Other elements such as silicon, copper, manganese and chromium can be added to the carbon-iron alloy. If the carbon content is low, ductile metals are achieved, but if its percentage is high,



Fig. 2 - The tested samples.

Sample	Thickness (mm)
1	3,00
2	10,0
3	20,0
4	3,70
5	1,60
6	8,00

Tab. 1 - Thickness of tested samples.

the behaviour of metallic materials becomes brittle.

The details related to the designation of steels are treated in the UNI EN 10027-1 standard code [8].

In particular, steels are marked with a letter indicative of their use (e.g. S for structural steels), followed by either a number representing the yield strength (in MPa) or the grade. Moreover, additional symbols representing the notch toughness (in Joule) at a defined temperature or sub-degree (group 1) are used and they could be also followed by additional optional symbols (group 2), indicating special requirements (Z-properties), delivery conditions and/or the type of product (e.g. hollow sections, I sections, etc.) [9, 10]. With reference to the supply technical conditions, the existing structural steels, according to the EN 10025 European standard [11], can be simply laminated (as rolled, AR), have fine grains in the normalized/laminated normalized state (normalized or normalized rolled, +N), have fine grains due to the thermo-mechanical laminated process (thermo-mechanical rolled, + M) or be quenched with high elastic limit (quenched and tempered, Q). Furthermore, steels for structural applications with improved resistance to atmospheric corrosion (weathering steel, + W) can be added to the previous list.

About mechanical properties of steels, it is requested to make reference to the nominal values identified according to the EN ISO 6892-1 standard [12]. In particular, the parameters identified are the minimum “upper” yield strength ( $R_{eH}$  or  $f_y$ ) and the tensile strength ( $R_m$  or  $f_u$ ) values (figure 1), which were achieved by tensile tests on “dog-bone” samples extracted from

the lamination direction of profiles [9].

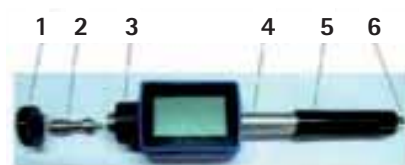
Therefore, the above experimental values can be collected both for assessing the safety of existing constructions, in the case of limited knowledge (LC1 according to [1]), and for a more careful identification of the material type, in the case of extensive or exhaustive in-situ tests required to acquire a higher knowledge level. However, when existing buildings are of concern, in order to acquire information on mechanical features of steels, too invasive destructive operations are often required. For this reason, alternative non-destructive hardness tests could be a useful way to achieve the required knowledge of carpentry steels, as shown in the next section.

### 3. THE EXPERIMENTAL ACTIVITY

The seismic vulnerability assessment of existing buildings requires, according to the current Italian technical code NTC18 [1], the knowledge of geometrical data and constructive details of constructions together with the material properties. In particular, when steel buildings are of concern, since destructive tests are too invasive, non-destructive experimental campaigns can be fruitfully exploited to integrate destructive ones in order to have a clearer awareness of the types of steel materials investigated. On the basis of these premises, in the current paper hardness tests on carpentry steel specimens have been performed in order to both assess a feasible correlation with the steel tensile strengths and evaluate the influence of the surface finishing level of samples on the hardness values.

The tests campaign has been performed by using the Leeb micro-hardness tester on six different samples  $S_i$  ( $i=1\div 6$ ), namely four plates, one rectangular box profile and one large flange double T member (figure 2), whose mechanical properties deriving from direct tensile tests were unknown. The survey campaign has been conducted at the material test laboratory TecnoLab Srl of Naples.

Strictly speaking, before tests, it has been necessary a thorough cleaning of specimens and the possible removal of paints in order to avoid an excessive surface roughness that can alter the hardness test results. The surface cleaning operations have been executed either by hand or through machineries aiming at creating on the surface of each specimen under examination



- 1 Support ring
- 2 Impact body
- 3 Coil unit
- 4 Guide tube
- 5 Loading tube
- 6 Release button



Fig. 3 - The MH100 Leeb hardness tester.

	Sample	Brinell hardness	Tensile strength $R_m$ (MPa)	Rockwell hardness	Tensile strength $R_m$ (MPa)
1	As-is	167,8	568,5	84,5	562,5
	Worked with sandpaper	159,6	550,0	84,4	562,0
	Worked with grinder	164,8	564,6	85,3	566,6
2	As-is	86,3	320,0	42,6	320,0
	Worked with sandpaper	108,8	368,0	62,3	371,0
	Worked with grinder	106,3	364,0	61,0	366,6
3	As-is	138,9	460,0	77,9	475,0
	Worked with sandpaper	146	481,6	82,4	538,0
	Worked with grinder	143,3	473,8	78,2	477,0
4	As-is	84,9	320,0	41,1	320,0
	Worked with sandpaper	83,6	320,0	40,8	320,0
	Worked with grinder	83,3	320,0	39,9	320,0
5	As-is	96,1	333,5	55,0	340,0
	Worked with sandpaper	96,1	333,5	53,6	337,0
	Worked with grinder	96,8	334,6	54,2	338,0
6	As-is	127,0	425,0	72,9	440,0
	Worked with sandpaper	113,9	379,7	69,0	415,0
	Worked with grinder	114,6	381,5	66,4	397,0

Tab. 2 - Conversion tables from hardness values to tensile strength ( $R_m$ ) ones for tested samples.

the following finishing levels:

1. As-is, corresponding to the original condition, where the cleaning of specimens is made with alcohol only;
2. Worked with sandpaper, equivalent to a situation of post-lamination, where abrasive sheets and iron rasps are used;
3. Worked with grinder, to contain the surface roughness within 2  $\mu\text{m}$ .

The measurement of the different thicknesses of specimens, carried out by the calliper, has been conducted after the surface finishing operations has been completed (table 1).

Dynamic hardness tests on the specimens with the above three surface finishing conditions have been carried out by means of the MH100 Leeb Hardness Tester, produced by the Mitech CO., LTD company [13] (figure 3) and set to convert the obtained HLD rebound values into Brinell and Rockwell hardness ones. With the help of this portable and compact instrument, which has a very light weight and it is characterised by limited dimensions (148×33×28 mm), in-situ tests can be easily made. The used hardness micro tester has a series of advantages, such as a wide measurement range, based on the principle of Leeb hardness steel, large LCD display for viewing the parameters and functions, the possibility to change the inclination angle

of the impact tool, the direct reading on the display of the test values in the different scales (HB, HS, HV, HRB, HRC, HRA), a large memory which can contain up to 100 measurement values, information on the impact and angulation, as well as on the impact time, up to 200 hours of continuous work and a software dedicated to transfer the data directly to a PC.

The working conditions, that is work temperature between -10° and 50°, storage temperature between -30° and 60° and relative humidity less than 90%, allow for a very wide use of the instrument, with extreme ease of use even by not highly specialized personnel.

The hardness tests to be performed with the Leeb tester are conditioned by several factors, such as sample surface imperfections, imperfections of the crystalline reticulum, local defects of the material and imperfections due to local preparation and cleaning of impact surfaces, that can compromise the truthfulness of results.

In particular, the current provisions require that cleaning of the specimen surface is a necessary condition for the proper execution of hardness tests. In addition, in order to avoid erroneous results, ten measures have been made for each of the three parts of the sample, moving the device along a route, with the purpose



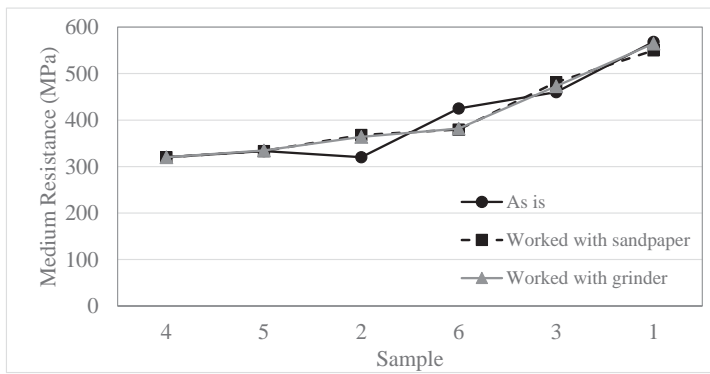


Fig. 4 - Medium tensile strengths of samples derived from the ASTM A370 standard according to the Brinell scale.

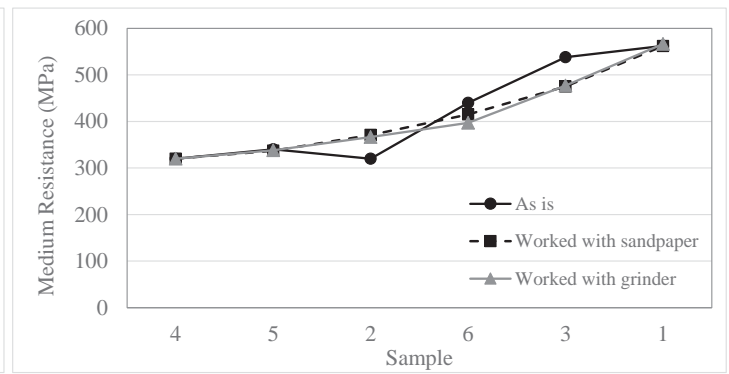


Fig. 5 - Medium tensile strengths of samples derived from the ASTM A370 standard according to the Rockwell scale.

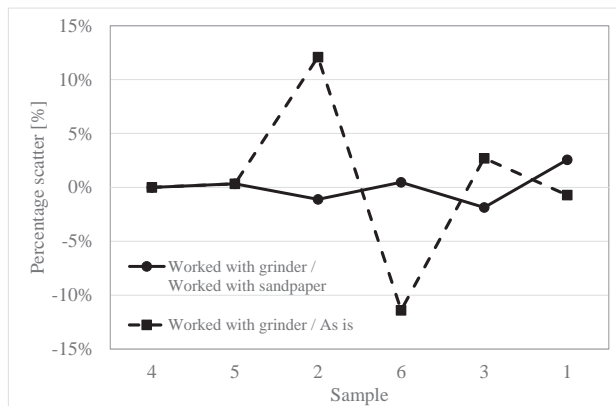


Fig. 6 - Percentage scatters among medium tensile strengths of samples derived from the Brinell scale.

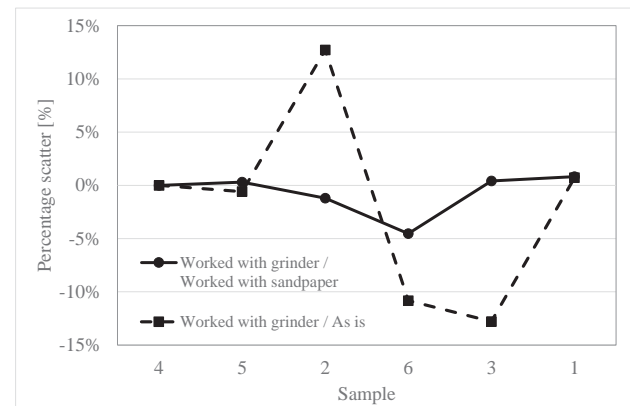


Fig. 7 - Percentage scatters among medium tensile strengths of samples derived from the Rockwell scale.

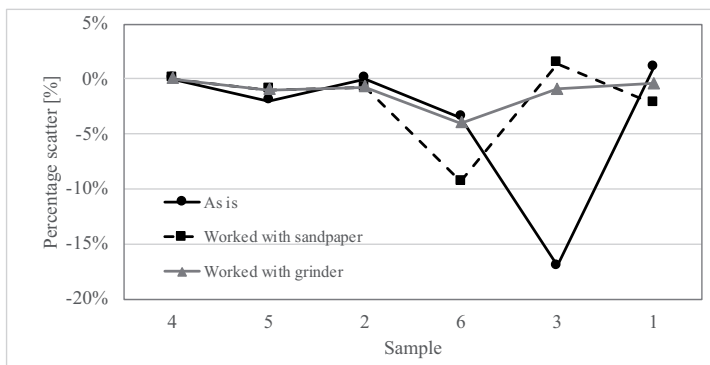


Fig. 8 - Percentage scatters between resistances derived from the Brinell scale hardnesses and the Rockwell scale ones.

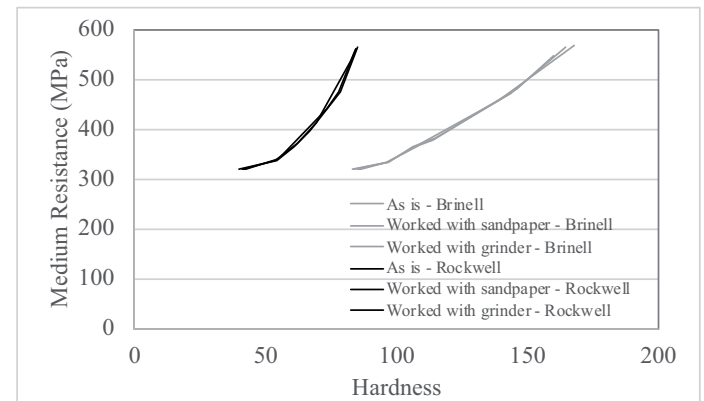


Fig. 9 - Average tensile strength vs. hardness curves of tested samples.

to observe how and to what extent the values reported by the test instrument could vary in the vicinity of parts most oxidized and/or painted. From the ten values recorded, the minimum and maximum results have been discarded, whereas for the remaining eight the average value has been gotten. The tests have been carried out by converting automatically the HLD rebound hardness values derived from the used micro-durometer before in surface hardness equivalent (type Brinell - HB) values and, subsequently, in the Rockwell hardness (HR) values (table 2). This has allowed to observe how the rebound values change as a function of both the different specimen parts and the used

dissimilar scales. In order to perform the measurements, the right positioning of the instrument, with the durometer support ring to be applied orthogonally to the impact surface, is the necessary requirement for the correctness of reading values. In fact, when this condition is not respected, the device provides wrong values, which are also delivered when specimens with small thickness are tested. This latter condition is due to the high vibration of samples after the device impact on the steel surface, which do not allow to have stable hardness reading values. As shown in table 2, for each specimen the three average HLD hardness values obtained from different preparation of the metal

surfaces, transformed into Brinell and Rockwell values, have been converted into tensile strength values ( $R_m$  or  $f_u$ ) according to the conversion tables provided by the ASTM A956 [14] and UNI EN ISO 18265 [15] standards. As shown in the next section, these values have been compared to each other in order to assess the percentage errors in predicting the material resistance when different preparations of steel surfaces are made.

#### 4. ASSESSMENT AND COMPARISON OF RESULTS

After the average rebound values of the Leeb hardness tests for the six specimens, having different surface preparation levels, have been obtained, the tensile strengths (or ultimate stresses) corresponding to Brinell and Rockwell hardness values have been derived from standard conversion tables [16]. Subsequently, in order to have a clearer representation and comparison of results, the achieved average tensile strengths for the six samples tested have been diagrammed in growing order of values (figures 4 and 5). The resistance values of samples have been plotted and the difference among them has been estimated. In particular, for samples 2 and 6 according to the Brinell scale (figure 4) and for samples 2, 3 and 6 according to the Rockwell scale (figure 5) there is a significant difference between the stresses of original (as is) specimens and those of samples with the two considered surface treatments. It appears that the detected differences affect steels having tensile strengths in the range between 300 and 500 MPa. Instead, for both hardness methods examined, basically no stress difference between the different surface preparation degrees is detected.

In figures 6 and 7 the percentage deviations among the resistance values obtained after working with grinder and those achieved from the other two surface treatments (as is and worked with sandpaper) are plotted on the basis of the Brinell scale and the Rockwell one, respectively. From the comparison of values, it is seen that the shortest deviations (maximum negative and positive deviations of -1.86% and +2.57%, respectively) are noticed when the Brinell scale is considered. Contrary, the tensile strength values obtained from the Rockwell scale show the highest variability, that is comprised into a range having maximum negative and positive deviations equal to -11.40% and + 12.09%, respectively.

Finally, the percentage differences between average tensile strengths values of the Brinell method and those derived from the Rockwell method have been plotted for the samples subjected to the three different polishing treatments of surfaces (figure 8). From the comparison it appears that the maximum strength percentage deviations occur for "as is" samples, where the maximum value of 16.96% is recorded for the sample n. 3 due to the numerous oxidized zones. After, the maximum deviations occur for "worked with sandpaper" samples, whose specimen n.

6 shows the maximum deviation of 9.3% due to the presence of paint on the member surface.

Finally, the variation laws among the medium tensile strengths of tested samples and the corresponding hardness values derived from the Brinell scale and the Rockwell one, have been reported in figure 9. From this diagram it is noticed that, while the hardness scales are different in the two examined cases, the corresponding resistance values are similar each other. In addition, as the hardness increases, the average tensile strength variation occurs more quickly when the Rockwell scale is considered. This is testified by the high slope of the Rockwell curve with respect to the Brinell one.

In order to validate the reliability of the above curves, further hardness data will be collected and experimental tensile tests will be performed on tested samples so to derive a correlation law to predict, starting from non-destructive hardness tests, the tensile strength (or ultimate stress) of carpentry steel members. Moreover, the efficiency of the hardness-stress relationships provided by the standard tables will be additionally proved and supplementary data of such tables, especially for low-carbon content (mild) steels, could be provided.

#### 5. CONCLUDING REMARKS

Finally, from experimental evidences achieved from performed tests, a series of considerations can be done:

- The hardness values recorded by micro-hardness tests tended to increase in the case of samples particularly oxidized and to decrease for painted samples. Therefore, it can be deduced that the presence of the paint caused a sort of "soft layer" that alters the surface resistance value;
- The hardness increased more near to the boundaries of samples due to steel hardening caused by the formation process. So, it is essential to perform measurements at predefined distances from edges and holes to avoid local effects which can distort the results.
- The tests provided a very wide dispersion of results in the case of thin samples (thickness in the order of 5 ÷ 10 mm). In the experimental stages, in fact, it was observed that for the reduced thickness, due to the rebound of the micro-hardness tester, the specimens tended to vibrate, producing a series of unstable readings.
- The major scatters of results in terms of both hardness and tensile strength were recorded for members without surface treatments (as is), whereas the scatters between two worked solutions (with sandpaper and with grinder) were very limited. This suggested to use the technique of working with sandpaper of steel samples before performing hardness tests.
- The trends of average tensile strength-hardness curves for both Brinell and Rockwell scales were derived. On the basis of further

hardness tests on steel samples with known mechanical properties, future correlation laws to use hardness tests in partial replacing of destructive tensile tests could be usefully employed.

- Future investigations must be targeted to evaluate how hardness values will be influenced by the distance of readings from edges and/or holes. In addition, further experimental researches should be performed aiming at assessing the influence of the internal stress state of in-situ structural elements on the Leeb

hardness values in order to deduce corrective correlation coefficients between destructive tensile tests and the non-destructive ones herein inspected.

#### ACKNOWLEDGEMENTS

The Authors would like to thank Eng. Andrea Basile, technical director of the TecnoLab Srl laboratory, for the useful information given on the use of the Leeb Hardness Tester.

---

#### REFERENCES

- [1] Ministerial Decree of Public Works (NTC18), *Updating of "Technical standards for constructions"* (in Italian), Official Gazette of the Italian Republic published on 2018 February 20th, Rome, Italy, 2018.
- [2] UNI EN ISO 6506-1, *Metallic materials - Brinell hardness test - Part 1: Test method*, UNSIDER Technical Committee, Rome, Italy, 2015.
- [3] UNI EN ISO 6507-1, *Metallic materials - Vickers hardness test - Part 1: Test method*, UNSIDER Technical Committee, Rome, Italy, 2018.
- [4] UNI EN ISO 6508-1, *Metallic materials - Rockwell hardness test - Part 1: Test method*, UNSIDER Technical Committee, Rome, Italy, 2016.
- [5] UNI EN 12504-2, *Concrete tests in structures - Part 2: Non-destructive testing - Determination of the rebound index*, Rome, Italy, 2001.
- [6] UNI EN 12504-4, *Concrete tests in structures - Part 4: Determination of the ultrasonic impulse propagation speed*, Rome, Italy, 2005.
- [7] EN 10020, *Definition and classification of steel types*, European Committee for Standardization (CEN), Bruxelles, Belgium, 2000.
- [8] EN 10027-1, *Steel Designation System - Part 1: Symbolic Designation*, European Committee for Standardization (CEN), Bruxelles, Belgium, 2016.
- [9] Di Lorenzo G., Avallone A., Landolfo R. Le leghe ferrose per impiego strutturale dal XIX secolo ai nostri giorni: evoluzione dei processi, delle proprietà meccaniche e delle resistenze di progetto, *Costruzioni Metalliche*, 4, 69-81, 2016.
- [10] Di Lorenzo G., Formisano A., Avallone A., Landolfo R. Iron alloys and structural steels from XIX century until today: evolution of processes and mechanical properties, *Proc. of the 3rd International Conference on Protection of Historical Constructions*, Lisbon, Portugal, 12 - 15 July, 2017.
- [11] EN 10025-2, *Delivery technical conditions of non-alloy steels for structural uses*, European Committee for Standardization (CEN), Bruxelles, Belgium, 2004.
- [12] UNI EN ISO 6892-1, *Metallic materials - Tensile testing - Part 1: Method of test at room temperature*, UNSIDER Technical Committee, Rome, Italy, 2016.
- [13] [http://www.mltest.com/PDF/MH100%20Manual\\_v10.pdf](http://www.mltest.com/PDF/MH100%20Manual_v10.pdf).
- [14] ASTM A956-06, *Standard Test Method for Leeb Hardness Testing of Steel Products*, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2006.
- [15] UNI EN ISO 18265, *Metallic materials - Conversion of hardness values*, UNSIDER Technical Committee, Rome, Italy, 2014.
- [16] Formisano, A., Chiumiento, G., Di Lorenzo, G. Leeb hardness experimental tests on carpentry steels: Surface treatment effect and empirical correlation with strength, *AIP Conference Proceedings*, 1978, art. no. 450004, 2018, DOI: 10.1063/1.5044058.



# CONSERVAZIONE E RIQUALIFICAZIONE DEL COMPLESSO “MANIN-PILSEN”, BACINO ORSEOLO, VENEZIA

## CONSERVATION AND REDEVELOPMENT OF THE “MANIN-PILSEN” COMPLEX, BACINO ORSEOLO, VENICE

Ing. Sandro Favero, Ing. Federico Zaggia, Ing. Luigi Ranzato  
*F&M Ingegneria (www.fm-ingegneria.com), Mirano (VE)*



Facciata verso bacino Orseolo © Immagini gentilmente concesse da TA Architettura – Arch. Alberto Torsello

\* Corresponding author. Email: [fm@fm-ingegneria.com](mailto:fm@fm-ingegneria.com)

Con questo articolo si intende descrivere le sfide progettuali e costruttive associate alla riqualificazione del “Complesso Manin-Pilsen”, situato nel centro storico di Venezia, adiacente alla monumentale Piazza San Marco. L'edificio è stato sottoposto a riqualificazione con conservazione delle facciate, restauro esteso e rinnovamento per dar vita ad un nuovo negozio Zara di 2500 m<sup>2</sup>. Il progetto ha dovuto risolvere vincoli progettuali e costruttivi che raramente si trovano contemporaneamente e così numerosi anche nei cantieri Veneziani.

*With this article we intend to describe the design and construction challenges associated with the redevelopment of the “Manin-Pilsen Complex”, in the historic center of Venice, adjacent to the monumental Piazza San Marco. The building has undergone redevelopment with conservation of the facades, extensive restoration and renovation to create a new Zara shop of 2500 m<sup>2</sup>. The project had to resolve design and construction constraints that are rarely found simultaneously and so numerous even in other Venetian building sites.*

### CONTESTO STORICO

La città di Venezia è stata per secoli una meraviglia dell'ingegneria mondiale. La città ospita 65.000 residenti permanenti e, con 30 milioni di turisti che visitano annualmente (circa 40.000 al giorno), è uno dei luoghi più densamente popolati della terra. La città storica occupa un'area di 7,6 km<sup>2</sup> ed è composta da 118 isole e 150 canali. Vi sono oltre 400 ponti e gli unici modi per visitarla è camminando oppure navigando attraverso i suoi canali in barca (figura 1).

### PANORAMICA DELLE STRUTTURE EDILI DI VENEZIA

La città di Venezia fu costruita all'inizio del 500 d.C. su un arcipelago di 117 basse isole al centro di una laguna collegata al mare aperto. I numerosi canali offrivano una posizione ideale per una città perché costituivano una difesa naturale contro gli attacchi stranieri. Al fine di costruire una città sopra l'acqua, i veneziani hanno dovuto costruire fondazioni solide che attraversavano gli strati superficiali più molli di limi ed argille (non idonei all'appoggio delle fondazioni) e che si attestavano in profondità nello strato di “caranto”, la tipica argilla compatta del sottosuolo di Venezia. Il

materiale da costruzione scelto per queste fondazioni era il legno, di larice o quercia, sotto forma di pali. Il legno costituiva un materiale ideale per le fondazioni perché se sommerso non era esposto all'aria, il che inibiva il deterioramento e la decomposizione. Il legno forniva, inoltre, un supporto forte ma flessibile che poteva resistere al costante movimento del terreno. Questi pali di legno sostengono tutt'ora la piattaforma orizzontale in tavolato di legno d'olmo o larice (chiamata zatterone o “grandi zattere”), sulla quale sono stati costruiti i muri di fondazione in grandi blocchi di pietra. Questi muri di fondazione erano in pietra d'Istria. Le proprietà della pietra d'Istria sono uniche: bassissimo assorbimento d'acqua ed elevata resistenza a compressione, quest'ultima idonea per sostenere edifici di grandi dimensioni. Questa pietra è un materiale ideale per le fondazioni veneziane. Il bassissimo assorbimento ha impedito all'acqua di risalire fino a raggiungere i mattoni. In sommità a queste stabili fondazioni, i veneziani hanno costruito i magnifici edifici che vediamo oggi, fatti di mattoni e spesso con facciate in marmo. Le fondazioni di Venezia forniscono un ottimo esempio della pianificazione specifica e delle scelte oculate dei materiali che hanno reso una realtà questa città sull'acqua (figura 2).



Fig. 1 - Mappa storica di Venezia. In evidenza il Bacino Orseolo



Fig. 2 - La “Città galleggiante”



## STORIA DELL'EDIFICIO E DELLA STRUTTURA ESISTENTE

Facendo riferimento alla cartografia storica disponibile:

1846: Il sito era occupato da tre edifici con due cortili interni collegati a Calle Zorzi. È probabile che gli edifici siano stati utilizzati come residenze con negozi al piano terra. La mappa mostra il canale est senza il Bacino Orseolo.

1869: La mappa storica dal 1869 mostra l'aggiunta del Bacino Orseolo.

1901-1902: Le mappe mostrano la demolizione della porzione dell'edificio sull'angolo nord est per consentire il passaggio diretto tra Bacino Orseolo e la Frezzeria. I registri locali di questo periodo indicano anche che l'edificio principale di fronte al bacino Orseolo e Calle Zorzi è stato sostanzialmente ricostruito per ospitare l'attuale struttura. L'edificio era adibito ad albergo con il ristorante Pilsen al piano terra (figura 3).

XX secolo: Ulteriori piccole modifiche sono state apportate all'edificio, alterazioni sono state fatte alla facciata, aggiunta di aperture interne e aggiunta del nucleo scale a nord.

L'edificio che ospita i negozi affacciati su Calle Frezzeria fu costruito nel XIX secolo, da qui la nomenclatura "OR" ("Ottocentesca") e l'edificio di fronte a Bacino Orseolo e Calle Zorzi è stato costruito alla fine del XIX ° / inizio XX° (figura 4).

Quanto sopra è stato confermato dalle risultanze avute dai lavori d'indagine e durante la costruzione. I lavori d'indagine da noi effettuati hanno anche dimostrato che gli edifici hanno subito diverse modifiche puntuali nel passato e che la loro manutenzione è risultata inferiore alla media.

## COSTRUZIONI A VENEZIA

Nel centro storico di Venezia le sfide di costruzione sono significative: accesso difficile, lotti confinati, terreno di scarsa resistenza e consistenza, strutture secolari spesso ammalorate, allagamenti e maree. Un altro importante obiettivo è minimizzare l'effetto dei lavori sul turismo, che è la principale fonte di reddito della città.

L'unico modo efficiente per aggirare questi vincoli, rispettando le esigenze di budget definite dal Cliente, è fare lavorare insieme i progettisti ed il costruttore per sviluppare contemporaneamente il progetto e la sequenza costruttiva.

Questa metodologia di sviluppo simultaneo di progettazione e costruzione, nel settore delle costruzioni, chiamato "progettazione integrata", è una pratica abbastanza recente. Questa simbiosi progettista-costruttore, che sembra essere stata generalmente poco utilizzata nel XX secolo, era la prassi nel passato veneziano. Ora sta ritornando nuovamente come metodologia per fornire ai clienti progetti di valore.

A Venezia il "design integrato" è utilizzato da sempre, in quanto è l'unico modo pratico per consegnare un progetto secondo la tempistica programmata e rispettando il budget.

## DESCRIZIONE GENERALE DEL PROGETTO

Il progetto di questo edificio su quattro livelli di piani commerciali prevede la ricostruzione completa, con la conservazione delle facciate, della parte "Novecentesca" - NR (immagini sottostanti), ed interventi di ristrutturazione, riparazione e rafforzamento della parte ovest "Ottocentesca" - OR (figura 4).

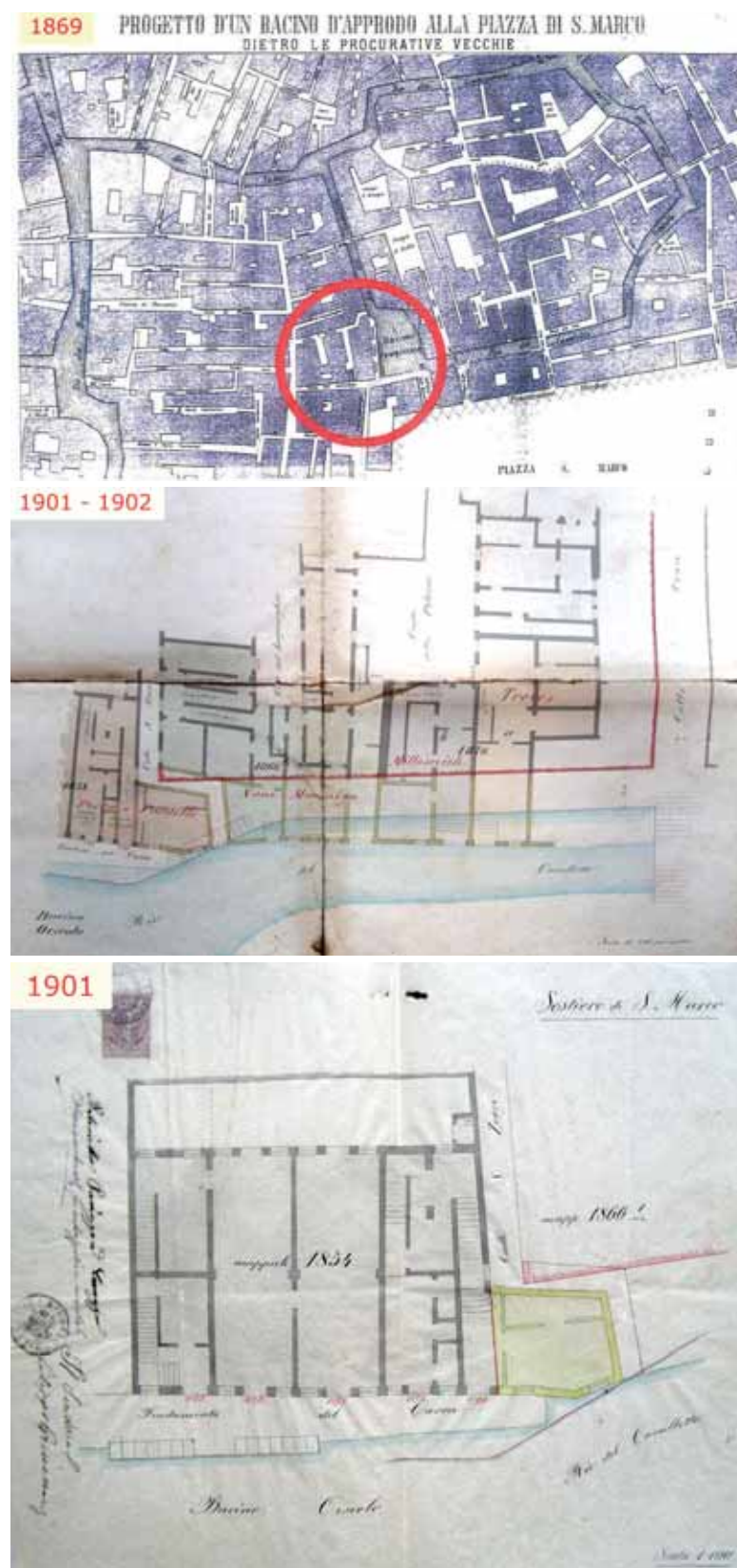


Fig. 3 - Mappe storiche



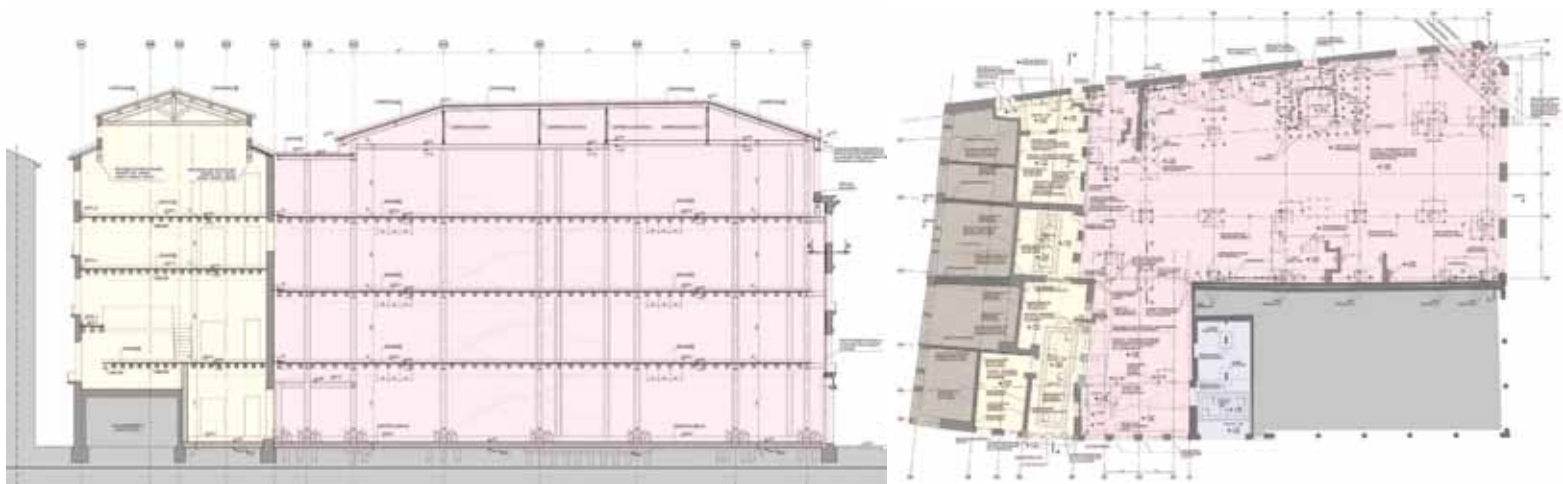


Fig. 4 - Sezione e pianta della porzione ottocentesca "OR" e novecentesca "NR"

La struttura principale dell'edificio novecentesco NR è costituita da un telaio in acciaio di quattro piani appoggiato su fondazioni di pali e plinti in calcestruzzo armato collegati da platea. I solai interpiano sono composti da travi in legno lamellare poggianti sulle travi in acciaio e da un getto di completamento in calce-

struzzo armato collaborante.

La ristrutturazione della parte ovest dell'edificio, l'OR, sopra i negozi affacciati su Calle Frezzeria, ha comportato significativi interventi di riparazione della muratura, massicci interventi sui solai e restauro del tetto.

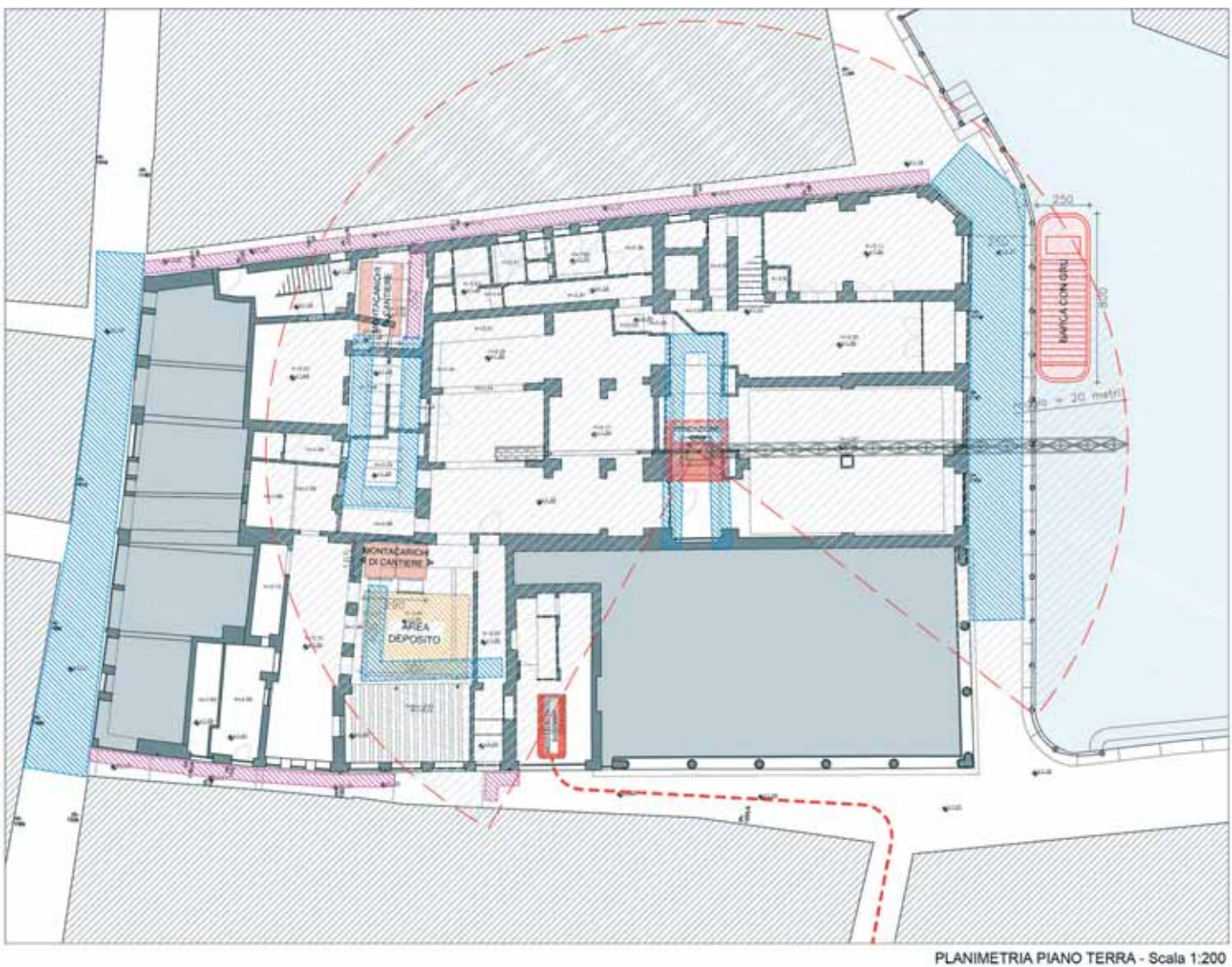


Fig. 5 - Pianta dei vincoli principali



Fig. 6 - Sistemazione temporanea del Bacino Orseolo con il cantiere in attività

#### VINCOLI DELLA COSTRUZIONE

I principali vincoli identificati già durante la progettazione sono (figura 5):

1. Attracco delle Gondole in attività con vincoli imposti dall'Associazione dei Gondolieri di Venezia;
2. Negozi e bar affacciati su Calle Frezzeria in attività;
3. Hard Rock Cafe in attività;
4. Piccolo punto di consegna dei materiali (cavana), poco spazio per lo stoccaggio;
5. Ponteggi in quota stretti e immediatamente antistanti alle finestre degli edifici circostanti, dotati di mantovane parasassi e teli antipolvere;
6. Facciate da preservare, stabilizzare durante le demolizioni interne e da restaurare;
7. Occupazione di suolo della gru fino per quasi l'intera durata del cantiere;
8. Unico transito per lo smaltimento dei materiali, stretto e trafficato dai pedoni;
9. Ridotte fasce orarie di deroga ai rumori.

Fin da subito è stata sviluppata una strategia per affrontare i vincoli presenti, un lavoro di sinergia tra i progettisti (Studio TA e Studio F&M), il costruttore Dottor Group S.p.a. e le Autorità locali, descritto nel seguito.

#### ATTRACCO DELLE GONDOLE

Il bacino Orseolo è uno degli approdi principali di gondole della città di Venezia, che serve la vicina Piazza San Marco. Era essenziale che i lavori di costruzione fossero eseguiti senza influenzare in modo significativo il passaggio e lo stazionamento delle gondole (figura 6). La seguente strategia è stata sviluppata e concordata con l'Associazione Gondolieri e con le Autorità locali:

1. Occupazione del bacino Orseolo, ridotto temporaneamente di 20 m<sup>2</sup> durante i lavori di costruzione;
2. Predisposizione di area di consegna dei materiali ricavata nei 20 m<sup>2</sup>, all'interno di un recinto per ospitare lo scarico delle barche per le consegne dei nuovi materiali;
3. Mantenimento in sicurezza del passaggio dei pedoni lungo la "fondamenta" che costeggia il bacino Orseolo;

4. Costruzione di un piano di stoccaggio in quota dei materiali, la "cavana", sopra il passaggio pedonale.

#### CONSEGNA MATERIALI

La consegna dei materiali è stata sempre complessa e delicata. La prima necessità è stata quella di adeguarsi ai livelli di marea: una marea troppo alta non consentiva alla chiatte di passare sotto i ponti e una marea troppo bassa non permetteva alle chiatte pesanti di percorrere in sicurezza i canali fino al cantiere. Il numero di viaggi doveva essere limitato per ridurre l'impatto sul traffico delle gondole. Le Autorità preposte hanno concesso un solo arco temporale nel corso della giornata in cui effettuare le consegne: al mattino presto. Il Costruttore, Dottor Group S.p.a., ha dovuto ottimizzare al massimo tempi e risorse e gestire la compresenza delle gondole nel Bacino Orseolo. Tutto il materiale da costruzione, compresa la gru e le strutture d'acciaio, è stato trasportato in cantiere in questo modo.

L'approvvigionamento, fortemente condizionato e limitato dalla ridotta fascia oraria e dall'oscillazione del livello delle maree, ha costituito il vero "collo di bottiglia" della durata del cantiere. Un sovradimensionamento della manovalanza era inutile avendo rifornimenti di nuovi materiali limitati.

Il percorso effettuato dalle imbarcazioni di approvvigionamento viene mostrato in figura 7: Canal Grande, Rio Novo, Canal Grande di nuovo, Rio de San Luca, Rio del Fuseri, Rio Orseolo fino ad arrivare in bacino Orseolo.



Fig. 7 - Percorso per l'approvvigionamento dei materiali



NIGHT



DAY



Fig. 8 – Percorso per lo smaltimento dei rifiuti

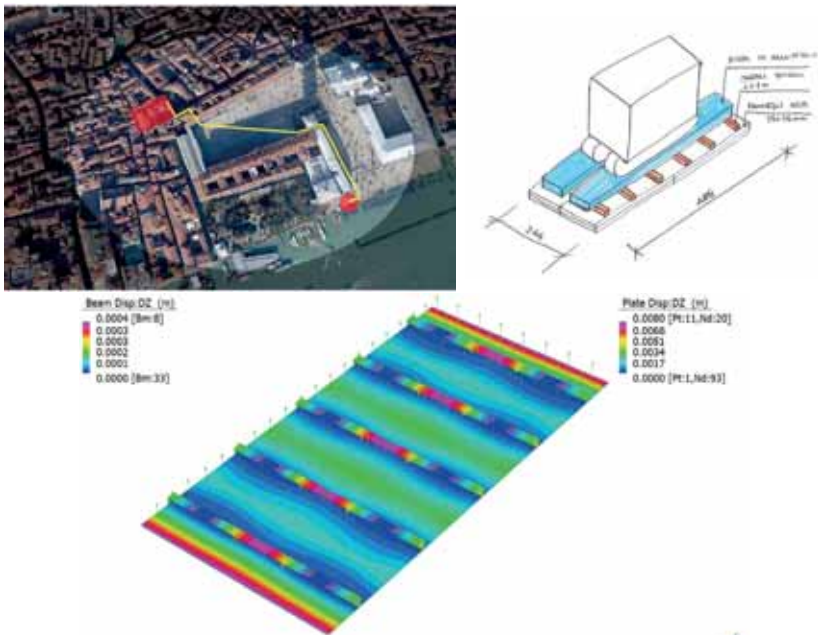


Fig. 9 – Consegna della macchina per l'infissione dei pali.

## SMALTIMENTO MATERIALI

I detriti prodotti con l'avanzamento delle demolizioni venivano impacchettati manualmente in maniera adeguata all'interno del cantiere, caricati su carrelli elettrici e portati sul molo di San Marco-Vallaresso a circa 250 metri dal cantiere dove venivano caricati su apposite barche. Il lavoro di trasporto veniva svolto durante la notte da una decina di operai (figura 8). Anche lo smaltimento costituiva "collo di bottiglia" sulla durata del cantiere perché la lentezza delle operazioni causava occupazione di spazio prezioso in cantiere, limitandone l'operatività.

## CONSEGNA DELLA MACCHINA PER L'INFIESSIONE DEI PALI

La macchina per l'infissione dei pali non poteva essere portata via barca fino al Bacino Orseolo a causa delle sue dimensioni (3 x 1,8 m) e peso (3,6 t). Questo ha comportato il trasporto della macchina con una chiatte fino al molo vicino piazza San Marco, per poi attraversare di notte la famosa piazza di Venezia per raggiungere il cantiere via terra. Il carico massimo ammissibile sul selciato storico di piazza San Marco autorizzato dall'Autorità locale era di 4 kN/m<sup>2</sup>. È stato calcolato che ciò significava dover distribuire il carico su un'impronta di 9 m<sup>2</sup>. Tale risultato è stato ottenuto con un sistema di diffusione del peso che comprendeva: due strati di pannelli lignei, travetti trasversali di legno e binari longitudinali in alluminio, come mostrato in figura 9.

## CONSERVAZIONE DELLE FACCIATE: TRE OPZIONI

L'edificio NR è stato svuotato all'interno mentre le 3 facciate esistenti, vincolate, sono state preservate e puntellate in corso d'opera. Sono state prese in considerazione diverse opzioni di struttura di sostegno temporanea delle facciate durante i lavori di demolizione ed i lavori di costruzione. Ogni opzione è stata valutata in termini di:

- Costi;
- Programma;
- Capacità di soddisfacimento dei vincoli del cantiere;
- Complessità nell'interfaccia con le opere permanenti.

Opzione 1 - L'opzione 1 prevedeva telai verticali in acciaio provvisori. I telai sarebbero stati costruiti su nuovi plinti e collegati alle facciate esistenti (figura 10). Questa opzione è stata considerata troppo complessa, troppo lunga, costosa ed inefficiente, quindi scartata.

Opzione 2 - Simile all'opzione 1, l'opzione 2 prevede una struttura interna in acciaio costruita su fondazioni temporanee. Invece dell'acciaio strutturale come nell'opzione 1, questa opzione prevedeva l'uso di sistemi di ponteggio standard ed era quindi più efficiente in termini di costo materiali (figura 11). L'interfaccia con la struttura permanente è stata tuttavia considerata significativa, a causa dell'insufficiente spazio a disposizione.

Opzione 3 - Prevedeva l'uso di opere d'acciaio permanenti. Ciò significava che le strutture portanti di progetto sarebbero state



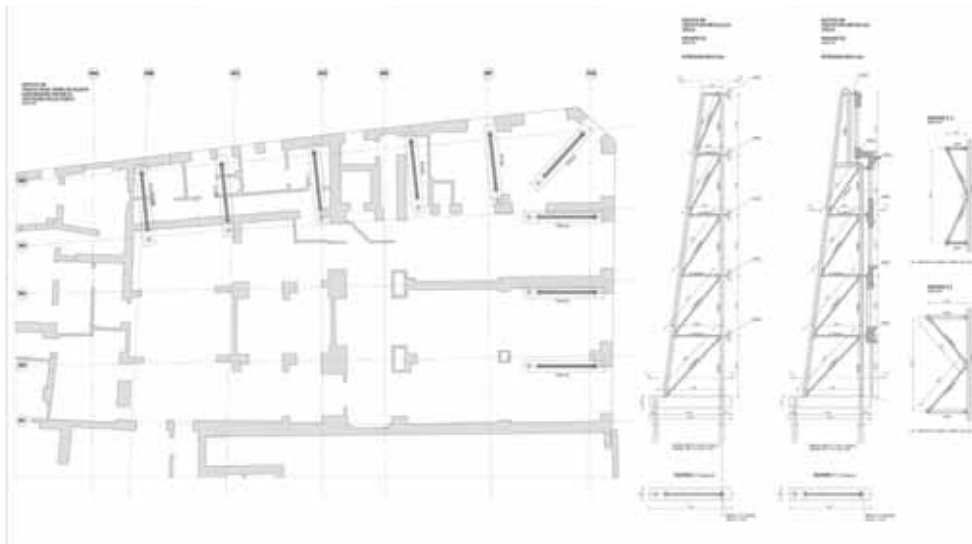


Fig. 10 - Opzione 1: Sistema di ritenuta per facciate con montanti verticali in acciaio



Fig. 11 - Opzione 2: Sistema di ritegno in tubolari metallici

inserite prima di demolire la struttura portante esistente per fornire una stabilità temporanea alle facciate mantenute. Questa opzione poteva essere perseguita in quanto i livelli di pavimento del progetto non coincidono con quelli esistenti ed è stata considerata la più appropriata in quanto le opere temporanee sono state eliminate. Ciò ha permesso una costruzione più veloce, connessioni con le strutture esistenti molto ridotte e scarsissimo spreco di materiale. Questa è stata l'opzione scelta e queste illustrate di seguito sono state le fasi di costruzione (figure 12 e 13):

1. Costruzione percorsi pedonali;

2. Costruzione della piattaforma di carico/scarico materiali (cavana);
3. Costruzione dell'approdo nel bacino Orseolo;
4. Costruzione ponteggi;
5. Demolizioni iniziali /strip-out;
6. Costruzione fondazione su pali per la gru;
7. Montaggio gru;
8. Inizio restauro dell'edificio "OR";
9. Demolizioni solaio contro terra;
10. Getto nuova platea;

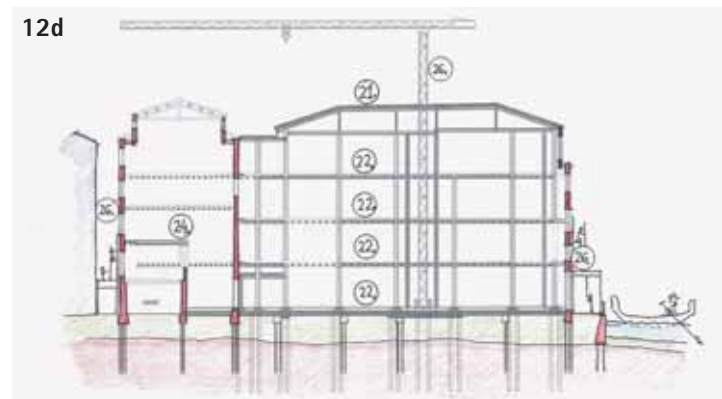
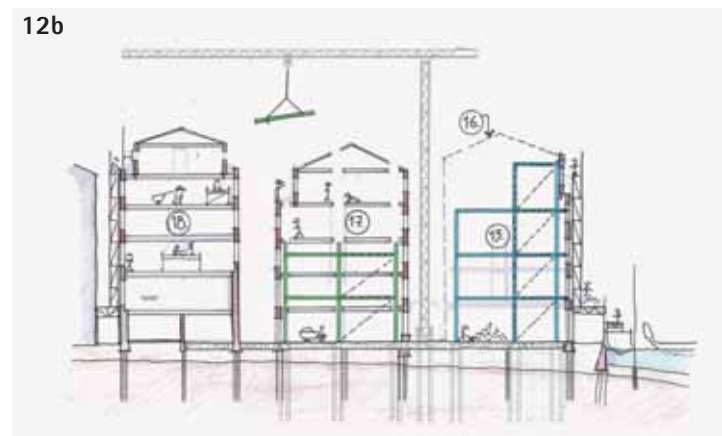
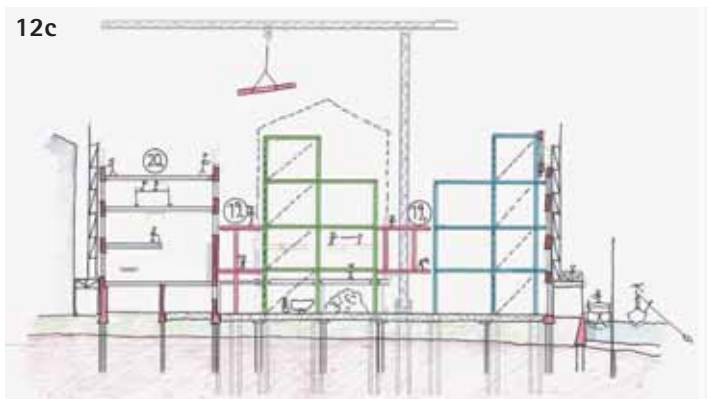
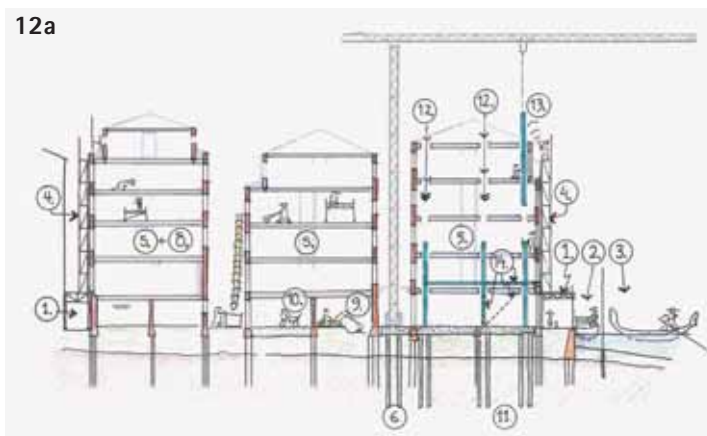


Fig. 12 (a-b-c-d) - Opzione 3: Fasi di costruzione



Fig. 13 - Particolare inserimento nuove strutture in acciaio



Fig. 14 - Fondazioni su pali

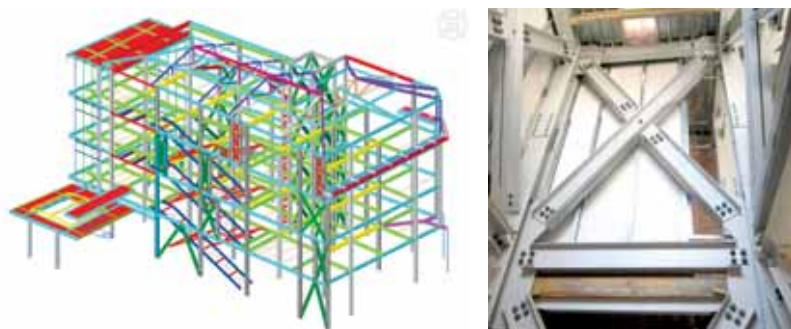


Fig. 15 - Telaio in acciaio

11. Infissione pali;
12. Realizzazioni dei fori nelle murature esistenti per inserire la nuova struttura in acciaio;
13. Inserimento nuova struttura in acciaio (in blu in figura 12a);
14. Struttura temporanea in acciaio (in blu in figura 12a);
15. Stabilizzazione dell'edificio con l'ausilio della nuova struttura in acciaio (in blu in figura 12b);
16. Demolizione della struttura esistente;
17. Ripetizione delle attività 12, 13, 14, 15 e 16 (in verde in figura 12b);
18. Risanamento dell'edificio "OR;"
19. Ripetizione delle attività 12, 13, 14, 15 e 16 (in rosso in figura 12c);
20. Risanamento dell'edificio "OR;"
21. Ultimazione struttura in acciaio (tetto)
22. Posa delle travi in legno e getto delle cappe in calcestruzzo;
23. Rimozione delle strutture temporanee, la stabilità dell'edificio è assicurata dalla nuova struttura in acciaio;
24. Completamento del restauro dell'edificio "OR;"
25. Finiture ed impianti;
26. Rimozione impalcature e gru (figura 12d).

Poiché in questa opzione l'acciaio è stato coinvolto sia come struttura temporanea e sia come struttura permanente, il progetto è stato adattato per adeguarsi alla sequenza di costruzione. Abbiamo sviluppato un modello strutturale dettagliato calcolando le strutture in acciaio presenti in ogni fase di costruzione per resistere sia ai carichi temporanei che a quelli finali complessivi.

#### UNA STRUTTURA COMPLETAMENTE NUOVA NELL'EDIFICIO NR (EDIFICIO NOVECENTESCO)

L'edificio novecentesco preserva le sue facciate nord ed est ed è stato ricostruito ex-novo al suo interno, compresa la copertura. La struttura portante è a telaio controventato d'acciaio mentre gli impalcati sono in legno con getto collaborante in calcestruzzo. Le fondazioni sono su pali diametro 220 mm e lunghi 9 m, realizzati con la tecnica della lenta infissione. La peculiarità di questa tecnica è di anticipare il getto della platea all'infissione dei micropali, utilizzando la platea stessa come zavorra di contrasto: i pali, in malta cementizia armata con tubo metallico interno, lunghi 9 m, sono stati lentamente infissi nel terreno utilizzando un martinetto idraulico la cui spinta veniva contrastata con il peso della nuova platea di calcestruzzo. Il grande vantaggio di questa tecnica è l'assenza di fanghi di risulta, i quali avrebbero comportato ulteriore aggravio della gestione, già intrinsecamente delicata, del cantiere (figure 14 - 16).

Il telaio strutturale ha maglia variabile approssimativamente 5 x 5 m con interpiano medio di altezza 3,8 m; le colonne sono HEA280, le travi sono HEB240 ed HEB300 con cappa collaborante mentre i controventi sono coppie di UPN240.



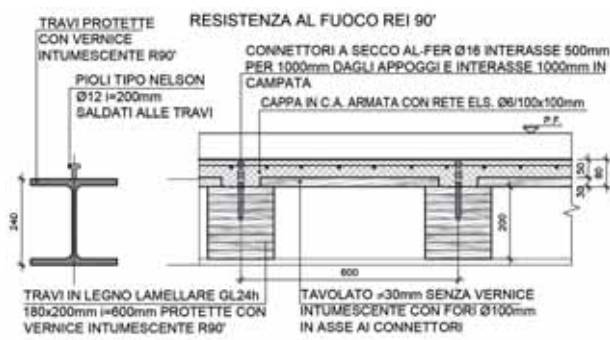


Fig. 16 - Solai compositi in legno-calcestruzzo

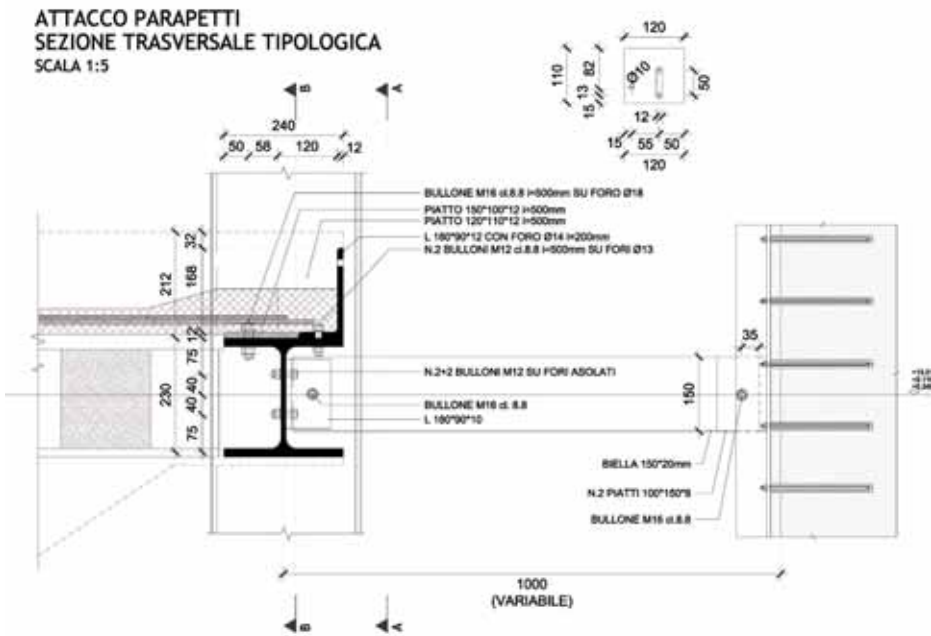


Fig. 17 - Giunti perimetrali che consentono movimento struttura-facciata differenziali

I movimenti verticali relativi tra i nuovi telai in acciaio costruiti su fondazioni di pali e le pareti perimetrali esistenti su fondazioni superficiali, sono ammessi grazie ad apposita connessione che permette movimenti verticali differenziali tra il telaio e la facciata (figura 17).

Le elevazioni in muratura piena hanno subito pesante risanamento per mezzo della tecnica scuci-cuci; gran parte della muratura è stata demolita e ricostruita a causa dell'elevatissimo degrado (figura 18). Sono stati sostituiti tutti i solai lignei mentre sono stati consolidati quelli in acciaio (figure 19 - 20).

**RINNOVAMENTO DELL'EDIFICIO OR (EDIFICIO OTTOCENTESCO)**  
L'edificio ottocentesco ha mantenuto le sue strutture originarie: elevazioni in muratura piena e solai in legno.

**CONCLUSIONE**  
Il progetto per la riqualificazione del "Complesso Manin-Pilsen" ha previsto restauro e ristrutturazione significativi e conservazione



Fig. 18 - Riparazioni murature ammalorate



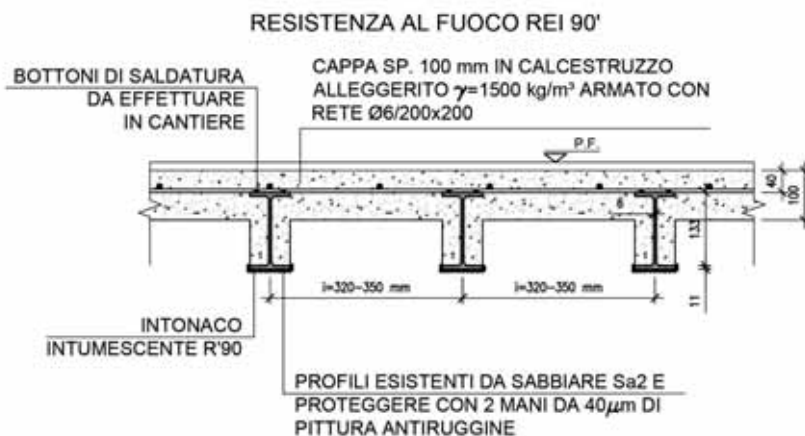
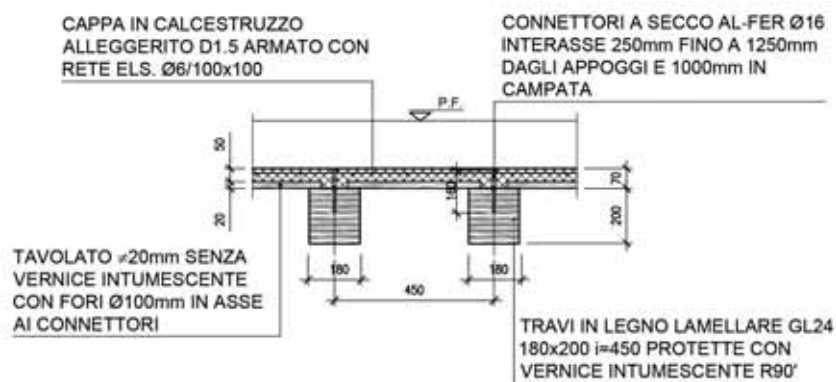


Fig. 19 - Riparazione e riutilizzo dei travetti d'acciaio



Fig. 20 - Restauro della copertura

delle facciate. Elemento forte del “Complesso Manin-Pilsen” è il rafforzamento estetico della facciata sud sopra l’Hard Rock Cafe. Ci sono stati diversi vincoli costruttivi e logistici, insolitamente numerosi anche per un cantiere veneziano. Bisognava mantenere liberi i percorsi pedonali attorno all’edificio, garantire il transito delle gondole nel bacino Orseolo, garantire le attività dei negozi lungo Calle Frezzeria, garantire l’attività dell’Hard Rock Cafe, contenere i rumori, confinare le polveri nonché gestire al meglio l’approvvigionamento dei nuovi materiali e lo smaltimento delle macerie di risulta.

La sfida tecnica più grande è stata la conservazione della facciata esistente contemporaneamente ai lavori di demolizione e ricostruzione. Era essenziale sviluppare un rapporto di stretta collaborazione tra l’impresa, Dottor Group S.p.a., e il gruppo di progettazione (Studio TA e Studio F&M Ingegneria) per sviluppare un progetto costruttivo fattibile, credibile ed economico. Sono state valutate diverse opzioni di demolizione interna e restauro della facciata, e la soluzione scelta ha previsto l’inserimento del nuovo telaio in acciaio portante prima della demolizione completa della struttura interna esistente. La nuova struttura



Facciata sud sopra Hard Rock Café ©Immagini gentilmente concesse da TA Architettura - Arch. Alberto Torsello

d'acciaio è stata connessa e unita saldamente alle facciate esistenti, svolgendo quindi funzione stabilizzante in corso d'opera e funzione strutturale portante permanente per l'intero blocco novecentesco NR.

Innovativa è la tecnica di realizzazione delle fondazioni per l'edificio NR: i pali sono stati infissi utilizzando la platea, realizzata per prima, quale zavorra di contrasto. La strategia gestionale di cantiere è stata la coesistenza di più squadre di operai che operavano contemporaneamente in più punti del cantiere e spesso con

incarichi diversi. Importanza fondamentale ha assunto anche la gestione della forza lavoro che si occupava dell'approvvigionamento materiali e smaltimento macerie; questo personale doveva convivere con i pedoni che trafficavano le calli, con le gondole nel bacino Orseolo, con le altre imbarcazioni che trafficavano i canali veneziani e non per ultimo con l'oscillazione delle maree. Il successo del progetto è stato raggiunto grazie alla progettazione integrata, con lo sviluppo simultaneo delle sequenze di realizzazione e del progetto, condotta dai progettisti e dal costruttore.

## CREDITS

**Committente:** Mediterraneo Sviluppo S.r.l.

**General contractor:** Dottor Group S.p.A.

**Programmazione:** TA Architettura S.r.l., arch. Alberto Torsello

**Architettura:** TA Architettura S.r.l., arch. Alberto Torsello

**Ingegneria:** F&M Ingegneria S.p.a.

**Impianti:** Fiel S.p.A. e Zara

**Progetto di prevenzione incendi:** Sicurtecno (p.i. Vincenzo Muzi)

**Bonifiche:** Eureka S.r.l.

**Direzione lavori generale:** TA Architettura S.r.l. (arch. Alberto Torsello)

**Direttore operativo opere strutturali:** Ing. Andrea Marascalchi

**Direttore operativo opere strutturali:** Ing. Andrea Marascalchi

**Direttore operativo opere strutturali:** Ing. Andrea Marascalchi

**Fornitura e posa strutture metalliche:** GR Strutture S.r.l.

**Fornitura e posa ascensori e scale mobili:** Schindler

**Coordinatore per la sicurezza in fase di esecuzione:** Arch. Antonio Girello

**Collaudatore opere strutturali:** ing. Gianfranco Baldan

**Data inizio lavori:** 12.2014

**Data fine lavori:** 10.2017

**Data inaugurazione:** 27.10.2017

**Importo dei lavori:** 13.500.000 circa (comprensivi di I° e II° stralcio)

# 70 ANNI DI “COSTRUZIONI METALLICHE”: I PRIMI ANNI

A cura della Redazione

INIZIAMO DA QUESTO NUMERO una serie di rievocazioni dei primi anni della nostra rivista “Costruzioni Metalliche”, promossa dall'ACAI - Associazione Nazionale dei Costruttori in Acciaio e, dopo vari passaggi, arrivata al CTA - Collegio dei Tecnici dell'Acciaio.

Oltre 70 anni di pubblicazione ininterrotta testimoniano il coraggio di coloro che hanno lavorato dai primi giorni per costruire qualcosa di utile a chi operava nel settore della carpenteria in acciaio per impieghi vari, dall'edilizia alle infrastrutture, dall'impiantistica idraulica (condotte e ponti canale) all'ingegneria navale.

Nel secondo dopoguerra erano ripresi i contatti con le personalità scientifiche del mondo estero.

C'era una necessità di contatti dopo vent'anni di assurdo isolazionismo creato da una classe politica auto referenziata e assolutistica, e si stavano scoprendo campi nuovi di ricerca che dovevano essere conosciuti.

Il settore delle costruzioni metalliche aveva fatto parecchi progressi e molte strutture di dimensioni importanti erano sorte nel mondo (ponti e grattacieli, stadi ed edifici industriali). Da qui la fame di incontri con il mondo europeo e americano. Da questo punto di vista si deve riconoscere un grande merito alle Università che hanno cercato subito di colmare i gap che si erano creati. Molti lungimiranti docenti ritenevano assolutamente necessario che la conoscenza tecnica venisse messa a disposizione di tutti perché

solo così si sarebbero potuti evitare errori nella realizzazione delle opere.

Molti articoli di allora erano trascrizioni di conferenze. Oggi ci si passa le slide degli interventi ai convegni, si vedono su YouTube le registrazioni quasi in tempo reali degli incontri; poche volte i relatori presentano testi scritti che, in genere, vengono riservati solo ai congressi od alle riviste indicizzate. Sempre più spesso si ricorre alle videoregistrazioni. Ma si perde il contatto diretto con i docenti, la possibilità di chiedere spiegazioni, il dibattito che spesso nasce negli incontri. Si perde la capacità di distinguere quali sono i problemi più importanti da quelli che invece sono marginali. Oggi, con la diffusione di Internet, lo scambio di informazioni tecnico scientifiche non è più affidato alla carta ma al web. Tutto ormai si è digitalizzato e pertanto, apparentemente, sembra che non ci sia più il bisogno di riviste come questa. Anzi sembra che tutto il mondo cartaceo sia da mettere in soffitta. Noi che abbiamo raccolto la sfida di continuare la pubblicazione della rivista riteniamo che lo strumento cartaceo sia ancora utile per l'approfondimento dei temi: si vedono e approfondiscono meglio i concetti esposti; carta e matita sono ancora strumenti utili per ragionare. Anche i dettagli disegnati con cura aiutano nella progettazione.

Probabilmente è solo un problema generazionale. I nativi digitali, come spesso si definiscono le nuove generazioni, arriveranno sempre di più a dialogare con files e PC, dallo studio al cantiere, senza passare dalla carta. Ma ci vorrà un po' di tempo ancora. Tutto comunque passa attraverso una volontà di costruire, conoscere, rischiare che altro non è che la passione umana.

Questo nostro contributo è fatto per rendere onore a quelle persone ormai tutte passate, che hanno creduto nel proprio lavoro e hanno creato anche le basi per il nostro lavoro di oggi.

La pubblicazione ebbe inizio nel 1949. Costruzioni Metalliche era l'organo dell'ACAI, Associazione Nazionale dei Costruttori in Acciaio, fondata nel 1946. Tra i suoi fondatori vi era Fausto Masi, grande figura di ingegnere, che assunse il ruolo di Direttore della Rivista.

Il comitato di Redazione era formato da alcuni tra i più eminenti cultori delle costruzioni in acciaio:

Prof. Ing. Giuseppe Albenga – Politecnico Torino

Paese	Anno 1947	Pre-guerra	Previsione 1952-53
Germania	4,6	20,8	10,2
Gran Bretagna	12,8	13,2	15,0
Francia	5,7	9,7	15,2
Belgio	2,8	4,3	4,9
Lussemburgo	1,7	2,7	3,0
Italia	1,7	3,2	3,0
Svezia	1,2	1,1	2,1
Altri paesi	0,8	0,7	2,1
Totale	31,4	54,9	54,9

Tabella 1 - Produzione di acciaio dell'Europa Occidentale (valori in milioni di tonnellate) nel primo dopoguerra.



**COSTRUZIONI METALLICHE**  
rivista delle applicazioni dell'acciaio nelle costruzioni  
Edita dall'Associazione fra i Costruttori in Acciaio Italiani  
Direzione e Amministrazione: Milano - Via Albania 34 - Telef. 6.60.02

**N° 1/1949**

**Sommario**

ARCHITETTURE A SCHELETRO METALLICO . . . . .	Pag. 2
di Augusto Cavallari Murst	
LA COSTRUZIONE METALLICA NEGLI STATI UNITI D'AMERICA di Fausto Masi . . . . .	12
ATTRAVERSAMENTO DELL'ARNO CON L'ACQUEDOTTO FILETTOLE-LIVORNO di Aldo Turci . . . . .	19
GRANDE CAVALLETTO IN CARPENTERIA METALLICA PER BLONDINS di Giuseppe Bianchi . . . . .	21
LETTERATURA TECNICA . . . . .	26
DALLE RIVISTE . . . . .	27
CONGRESSI E CONVEGNI . . . . .	30

Fig. 1 – Indice del numero 1/1949 di Costruzioni Metalliche.

Prof. Ing. Odone Belluzzi – Università Bologna  
 Prof. Ing. Edmondo Casati – Università di Genova  
 Prof. Ing. Gustavo Colonnetti – Università di Roma  
 Dott. Ing. Aldo De Dominicis - Roma  
 Prof. Ing. Letterio Donato – Università Normale di Pisa  
 dott. Ing. Marco Folinea - Roma  
 Prof. Ing. Adriano Galli – Università di Napoli  
 Prof. Ing. Aristide Giannelli – Università di Roma  
 Prof. Ing. Luigi Stabilini – Politecnico di Milano

All'epoca<sup>1</sup> si era ancora in fase di normalizzazione del nostro paese<sup>2</sup>. E c'era una gran voglia ed entusiasmo, nonostante i perenni divari politici tra chi governava e l'opposizione, di rimettersi in moto e di ricostruire.

**1949-50**

L'edilizia riprendeva in modo disordinato ma in forma massiccia; la costruzione in acciaio era vista come una modalità di élite o specializzata a certi settori. Capannoni, spazi fieristici<sup>3</sup> e qualche infrastruttura importante era generalmente riservati alle strutture in acciaio, mentre l'edilizia abitativa era appannaggio del cemento armato, materiale relativamente nuovo e più alla portata delle imprese che andavano a riorganizzarsi. Qualche raro esempio di interventi nell'edilizia era riservato a ristrutturazioni di edifici di pregio o a rifacimenti di coperture.

Nel 1948 viene fondato a Firenze l'Istituto Italiano della Saldatura,

**COSTRUZIONI METALLICHE N.2/1949**  
rivista delle applicazioni dell'acciaio nelle costruzioni  
Edita dall'Associazione fra i Costruttori in Acciaio Italiani  
Direzione e Amministrazione: Milano - Via Albania 34 - Telef. 6.60.02

**Sommario**

FAUSTO MASI	CLASSICISMO E ROMANTICISMO NELLE COSTRUZIONI METALLICHE . . . . .	Pag. 2
HENRI LEPEU	LES CONSTRUCTEURS METALLIQUES EN FACE DE L'UNION DOUANIERE . . . . .	5
FAUSTO MASI	IL NUOVO STABILIMENTO DELLE OFFICINE BOSSI . . . . .	7
ENZO CAMBI	NOMOGRAMMA PER IL CALCOLO DELLE ASTE CARICATE DI PUNTA . . . . .	12
VIRGILIO AFFER	I NUOVI PADIGLIONI METALLICI ALLA FIERA DI MILANO 1949 . . . . .	15
E. G. VALENTINIS	IL PIANO E. R. P. E L'AVVENIRE DELLA PRODUZIONE DI ACCIAIO IN ITALIA . . . . .	19
SANDRO DEI POLI	SUL CALCOLO DELLE PARETI CILINDRICHE COMPRESSE SECONDO LE GENERatrici . . . . .	22
	LETTERATURA TECNICA . . . . .	29
	DALLE RIVISTE . . . . .	29
	CONGRESSI E CONVEGNI . . . . .	32
	CONCORSI . . . . .	32

Fig. 2 – Indice del numero 2/1949 di Costruzioni Metalliche.

ente che nel tempo diventerà la maggiore istituzione nel settore delle strutture saldate e che ha costruito la storia delle Costruzioni in acciaio nel settore navale, delle infrastrutture, dell'impiantistica e nel settore Industriale.

Nel 1950 si costituisce un gruppo di universitari per lo sviluppo dell'insegnamento delle Costruzioni in acciaio, in quanto è evidente la scarsa conoscenza tecnico-scientifica negli operatori e anche la ricerca è proprio ridotta ai minimi termini.

D'altra parte, affermava il prof. Giulio Ballio in una conferenza nel 1991 a Roma<sup>4</sup> *“nel ventennio 1920-1940 la mancanza della materia prima e la volontà di destinare le poche risorse nazionali all'industria manifatturiera e degli armamenti ha impedito lo sviluppo della costruzione metallica nell'ambito della ingegneria civile: ben poche furono le realizzazioni in acciaio e la cultura italiana nel settore non poté svilupparsi e tenere il passo con quello degli altri Paesi europei”*.

In altri paesi l'acciaio era di uso più comune e generale e c'era una capillare diffusione delle conoscenze del materiale attraverso i cosiddetti **Centri di Informazione dell'Acciaio** che promuovevano l'impiego del materiale in quasi tutti i settori. La produzione anteguerra non ci metteva certo in posizioni alte. Si era appena concluso il periodo delle sanzioni che aveva accompagnato i primi anni '40.

Se guardiamo la produzione anteguerra relativa alle nazioni europee si nota l'enorme distacco tra il nostro paese ed il resto

<sup>1</sup> La seconda guerra mondiale si era da poco conclusa, in Europa, con la resa della Germania nel 1945, siglata a Reims il 7 maggio.  
<sup>2</sup> Nel giugno del '46 aveva scelto la Repubblica come nuovo ordine politico. La Costituzione sarebbe arrivata all'inizio del 1948.  
<sup>3</sup> Il 12 settembre 1946 la Fiera Campionaria Internazionale inaugura la nuova Fiera Milano, ricostruita dopo i pesanti bombardamenti subiti nella seconda guerra mondiale. Con l'adesione dell'URSS nel 1951 Fiera Milano diventa, in piena guerra fredda, il punto di incontro commerciale tra Est e Ovest.  
<sup>4</sup> ACCIAI INOSSIDABILI NELLE STRUTTURE CIVILI E INDUSTRIALI di Giulio Ballio. Convegno organizzato dal Centro Inox in collaborazione con Centro Sviluppo Materiali - Roma - 1991

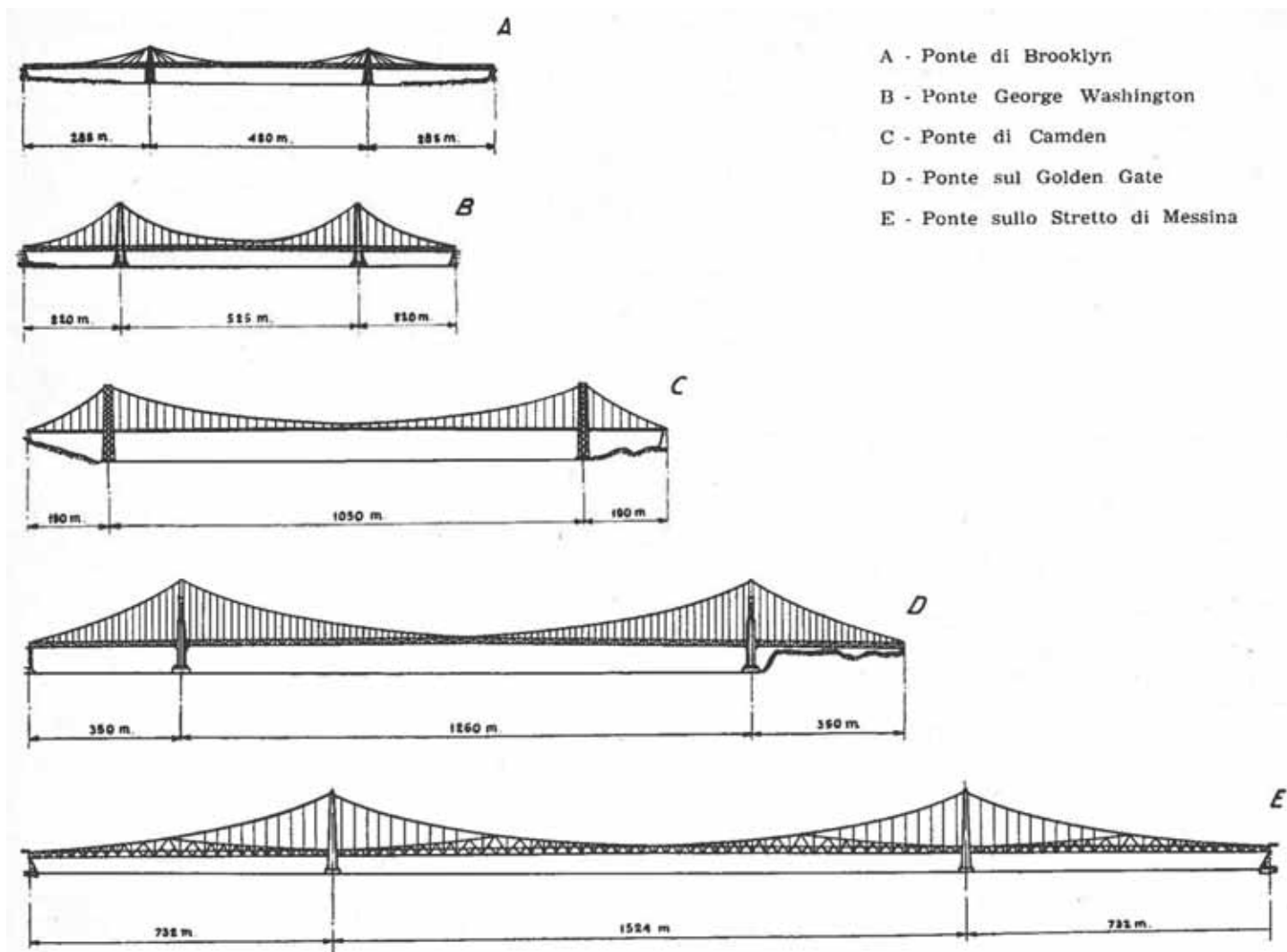


Fig. 3 - Studio per la realizzazione del ponte di Messina, F. Masi - CM n. 1/51

dell'Europa che pur era uscito massacrato dalla guerra.

Eppure già qualche anno dopo si palesavano notevoli passi in avanti ed un notevole entusiasmo da parte degli industriali dell'acciaio (tabella 1).

In ACAI vi era già un Collegio di tecnici, progettisti e tecnici di impresa, che pensavano ai problemi della categoria: sviluppo scientifico, normativa da adeguare, miglioramento delle capacità produttive delle aziende.

Questo Collegio, che poi sfocerà nel CTA qualche anno più tardi, era molto attivo nell'analisi dei problemi tecnici della carpenteria metallica, nonché nella diffusione della pratica progettuale attraverso corsi presso Università o Ordini degli Ingegneri.

Non c'era nessuna preclusione mentale a presentare i propri progetti ed a far conoscere nel dettaglio i problemi tecnici incontrati sia in fase di progettazione che in fase di realizzazione; anche le aziende cominciavano timidamente a pubblicizzare le proprie capacità produttive.

I poli della promozione culturale erano anche i Politecnici di Milano e Torino e l'Università di Roma. Successivamente nasceranno o si rafforzeranno altri centri importanti come Bologna, Firenze,

Napoli, Genova e Pisa.

Torniamo ora alla lettura analitica delle prime annate di CM. Nelle figure 1 e 2 i primi due indici della rivista (da archivio CTA). Tra gli autori dei primissimi numeri della rivista compaiono nomi noti a chi ha superato la boa dei sessanta-settant'anni, ma che sono quasi sconosciuti ai giovani ingegneri di oggi. Nomi che si sono molto impegnati nei primi anni della rivista: **Giuseppe Albenga**, professore di Costruzioni Metalliche al Politecnico di Torino, suo era un testo base sulla Costruzione dei Ponti; i proff. **Alessandro Dei Poli** e **Luigi Stabilini** del Politecnico di Milano ed il prof. **Bellometti** che tratterà il problema delle condotte forzate per più numeri dal '49 al '54. Un altro nome ricorrente è quello di **Fausto Masi (1904-2000)** che fu un ingegnere di grande livello e lavorò alle Officine Savigliano ed alle officine Bossi che poi diverranno Socosme. I suoi cremoniani furono esposti in una mostra nell'81 in occasione dei 50 anni della inaugurazione della Stazione Centrale di Milano. Masi fu autore del testo "La pratica delle Costruzioni Metalliche" edito nel 1931 da Hoepli che fu una pietra miliare della cultura metallica italiana e che venne aggiornato dall'autore fino all'edizione finale dell'85 col nuovo titolo "Costruire in acciaio".

Gli argomenti della rivista erano classificati nel seguente modo:

0 argomenti generali;

- 1 Scienza e Tecnica delle costruzioni; teoria, studi ed esperienze, repertori di formule;
- 2 Materiali e prove;
- 3 Pratica costruttiva (questi due ultimi temi confluiranno successivamente nel capitolo: Tecniche di fabbricazione);
- 4 Ponti;
- 5 Coperture, tettoie, fabbricati;
- 6 Pali, Torri, antenne;
- 7 Serbatoi, gasometri e Costruzioni in lamiera;
- 8 Apparecchi di sollevamento;
- 9 Saldature;
- 10 Estetica della costruzione metallica
- 11 Problemi economici;
- 12 Costruzioni ed Applicazioni varie (notiziario delle attività di ACAI, recensioni, Congressi e Convegni, Concorsi, ecc.).

Comparirà qualche anno dopo (1953) una rubrica intitolata “Bibliografia” avente lo scopo di segnalare gli articoli scientifici e tecnici comparsi in Italia, in Europa e anche negli Usa, secondo la classificazione sopra riportata. Sono circa una quarantina di segnalazioni per numero e permettono di approfondire praticamente tutti i temi afferenti al mondo dell'acciaio. Altre pagine erano dedicate alle recensioni di volumi tecnici, alle presentazioni di prodotti e tecniche. Tutto il materiale presentato e le riviste venivano acquisite nella biblioteca di ACAI (e poi di UISAA) e venivano messe a disposizione di operatori e studenti.

Sostanzialmente si tratta di classificazioni che nel formato attuale della rivista si ritrovano tutte anche se alcuni argomenti specifici sono poi confluiti nei filoni delle realizzazioni ed ingegneria

La classificazione attuale della nostra rivista prevede infatti i temi:

R Ricerca

I Ingegneria

Re Realizzazioni

A Architettura

Red Notizie varie (CTA, Associazioni di Categoria, presentazioni di prodotti e tecniche, ecc.)

oltre ad altri argomenti la cui importanza si è definita in tempi più recenti (Fuoco, BIM, vulnerabilità sismica delle costruzioni e recupero, ...)

1951

Non c'erano molti strumenti di calcolo a quell'epoca; il metodo di Hardy Cross era noto a pochi e soprattutto universitari, ma già si pensava al ponte di Messina! In effetti molti sono i contributi pubblicati, specie quelli di F. Masi su tale argomento che riprendono gli studi di Steinmann (progettista di ponti sospesi di grande importanza) e li aggiornano alla situazione italiana. Sul numero 1/51 compare infatti lo studio già abbastanza approfondito sulla

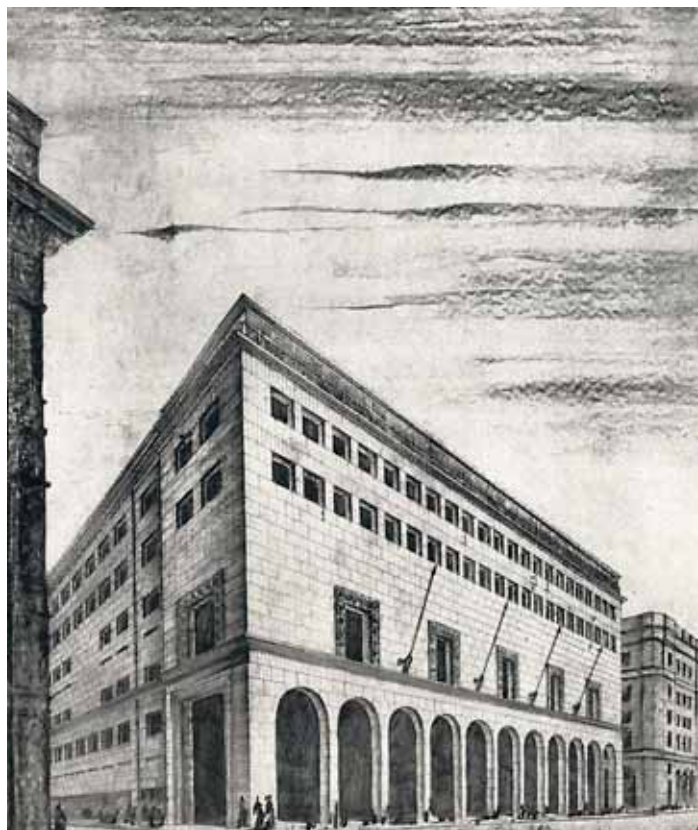


Fig. 4 – La Rinascente, Milano



Fig. 5 – Ricostruzione della copertura del Teatro alla Scala di Milano





Fig. 6 – Ponte di Colonia

possibilità di attraversare lo stretto con tre campate di cui, la centrale, di oltre 1500 metri di luce (figura 3).

Tra gli argomenti che fan testo all'inizio ci sono i confronti tra i tipi di acciaio, tra i tipi di profilati ed i tubi.

Ad esempio, le migliori caratteristiche dell'acciaio impiegato per la ricostruzione dei ponti permette un risparmio che varia mediamente dal 20 al 25%.

Nel confronto tra strutture costruite con profilati e tubi, prevalgono nettamente i primi. Costano di meno all'origine, 75 lire/kg per i profilati contro le 115 lire/kg per i tubi. Questi poi hanno anche il problema della maggiore sensibilità agli attacchi corrosivi. I costi alla fine delle lavorazioni sono impietosi per le strutture tubolari. Oggi le stesse hanno invece conquistato fette notevoli di mercato (si pensi ai ponteggi metallici) e sono utilizzate da molti

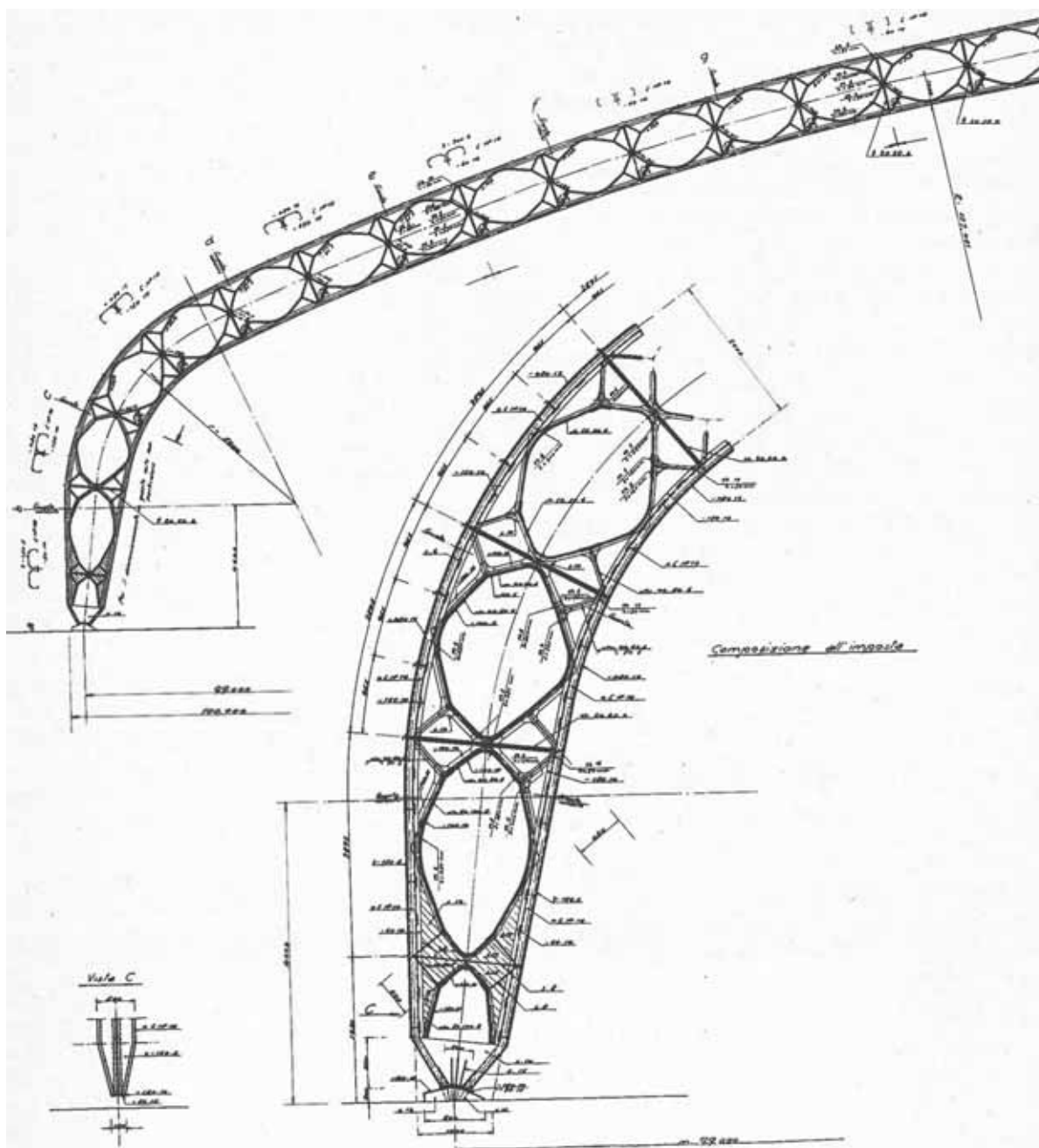


Fig. 7 – Copertura del padiglione meccanica della Fiera di Milano, CM n. 3/51

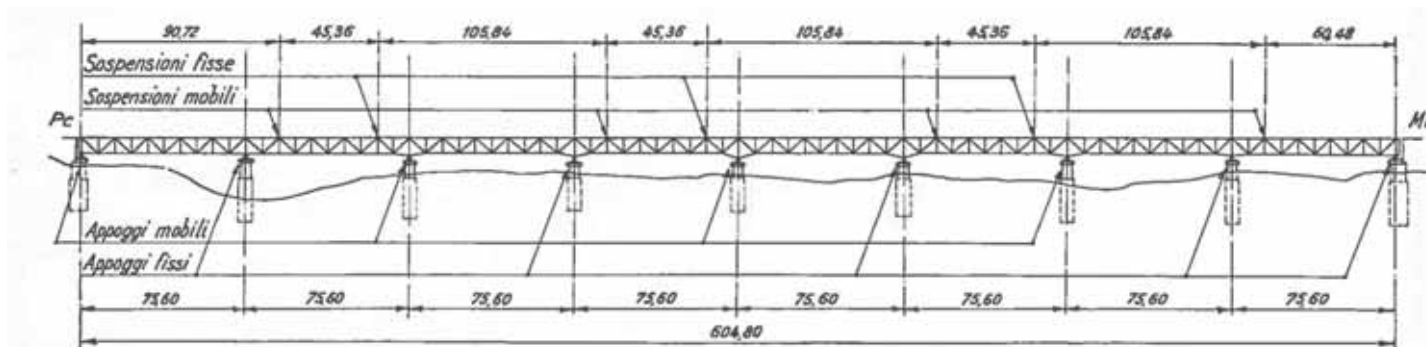


Fig. 8 - Ponte sul Po a Piacenza - Vista longitudinale.

architetti per le loro caratteristiche estetiche.

Come si diceva i primi due anni di CM mostrano alcuni articoli di tipo scientifico, articoli legati ai problemi tipici della progettazione e della costruzione e molti articoli dedicati alla ricostruzione di ponti e strutture.

Tra questi si ricordano la presentazione a cura dell'Ing. Masi della ricostruzione con struttura in acciaio della Rinascente di Milano (figura 4), e la ricostruzione della copertura del teatro alla Scala, originariamente in legno, distrutta nei bombardamenti dell'agosto 1943 (figura 5).

Compaiono spesso presentazioni di opere significative (ponti e grandi strutture industriali) realizzate all'estero, come ad esempio la ricostruzione del ponte di Colonia su tre luci di rispettivamente 132, 185 e 121 m per un peso complessivo di acciaio strutturale di 5700 t, costruito per conci del peso di 800 t ciascuno (figura 6).

In generale si nota un grande fervore di idee ed iniziative: molte aziende presentano le loro opere: padiglioni per depositi ed esposizioni di grande luce, spazi coperti senza interruzioni di pilastri e controventature che creano difficoltà nell'esposizioni dei prodotti. Sul n. 3/51 Gino Covre illustra il bellissimo padiglione della Meccanica per la Fiera Campionaria di Milano. Si tratta di una copertura (luce 100 m circa per un'altezza di 18,50 m) che copre una superficie di oltre 10.000 mq, caratterizzata da grandi arconi in acciaio molto leggeri. La copertura pesa infatti circa 74 kg/mq contro i circa 150 kg/mq della Stazione Centrale di Milano (fig. 7). Oggi purtroppo questo maestoso esempio non c'è più. È stato demolito negli anni 2000 a seguito della ristrutturazione dell'area ex Fiera, oggi chiamata Milano City.

Sul n. 4/51 Alberto Fava presenta il ponte ferroviario e stradale sul fiume Ticino a Sesto Calende. Il ponte ha una campata centrale di 99 m con travi di altezza di poco inferiori ai 15 m. Il ponte, tuttora in efficienza, smista il traffico stradale e ferroviario tra la costa lombarda e quella piemontese del lago.

Sul n. 5/51 viene presentato il 14° Congresso Internazionale dei

Centri di Informazione dell'Acciaio tenutosi dal 24 al 26 di settembre 1951 nello scenario incantevole della villa d'Este a Como. Il convegno venne organizzato da ACAI ed ASSIDER (Associazione Industrie Siderurgiche Italiane) e la relazione generale venne tenuta dall'ing. Oscar Sinigaglia, Presidente della Finsider.<sup>5</sup>

A quel tempo non c'era ancora in Italia un Centro di Informazione per l'acciaio ed il confronto con le organizzazioni straniere di Gran Bretagna, Francia, Germania, Svizzera e Benelux, evidenziava, nel consumo pro-capite dell'acciaio, il *gap* del nostro paese rispetto agli altri. In breve tempo (alla fine dell'anno successivo) Assider ed ACAI arriveranno alla fondazione dell'UISAA (Ufficio Informazione Sviluppo Applicazioni Acciaio) *avente lo scopo di sviluppare le applicazioni dell'acciaio mediante assistenza tecnica, propaganda ed illustrazione del miglior impiego dell'acciaio nei molteplici rami dell'utilizzazione.*

Sul n. 6/51 vi è un interessante articolo del prof. G. Polsoni, presentato dal prof. Aristide Giannelli dell'Università di Roma (facente parte del Comitato di redazione), sul comportamento delle aste rettilinee pressoinflesse soggette a torsione secondaria, tema ancor oggi oggetto di ricerca.

E così si conclude il primo triennio di attività della rivista. La rivista da poche pagine (inizialmente 32 pagine più 4 di copertina) si porterà ben presto a 60 pagine (46 pagine di testo, 10 di pubblicità delle aziende e le 4 di copertina). Il prezzo iniziale della rivista (che ha mantenuto sempre la periodicità bimestrale) era di 1.500 lire per abbonamento annuo, ridotto a 1.000 lire per i soci ACAI. Qualche anno dopo salirà a 2.000 lire, ma la rivista verrà inviata gratis ai Soci ACAI. La pubblicità timidamente cresce ma poi si consolida e cresce sempre di più. È chiaro che la rivista ha assunto il suo ruolo di elemento di conoscenza e promozione del materiale. Gli autori di articoli sono circa una ventina all'anno, molti contributi sono traduzioni di note apparse su altre riviste europee. La rivista viene infatti scambiata con altre pubblicazioni tecniche sia italiane che straniere e, anno per anno, aumentano gli

<sup>5</sup>Oscar Sinigaglia (1877 - 1953) ebbe nel '45 l'incarico dall'IRI di ricostituire il settore siderurgico dell'azienda che versava in condizioni difficili per le distruzioni subite e la ridotta disponibilità economica generale del paese.

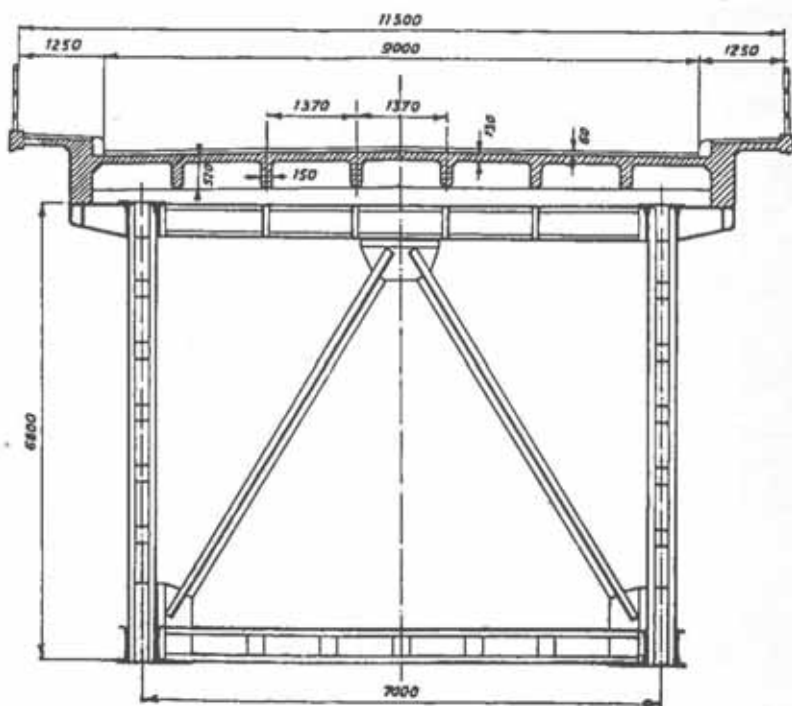


Fig. 9 – Ponte sul Po a Piacenza – Sezione trasversale.

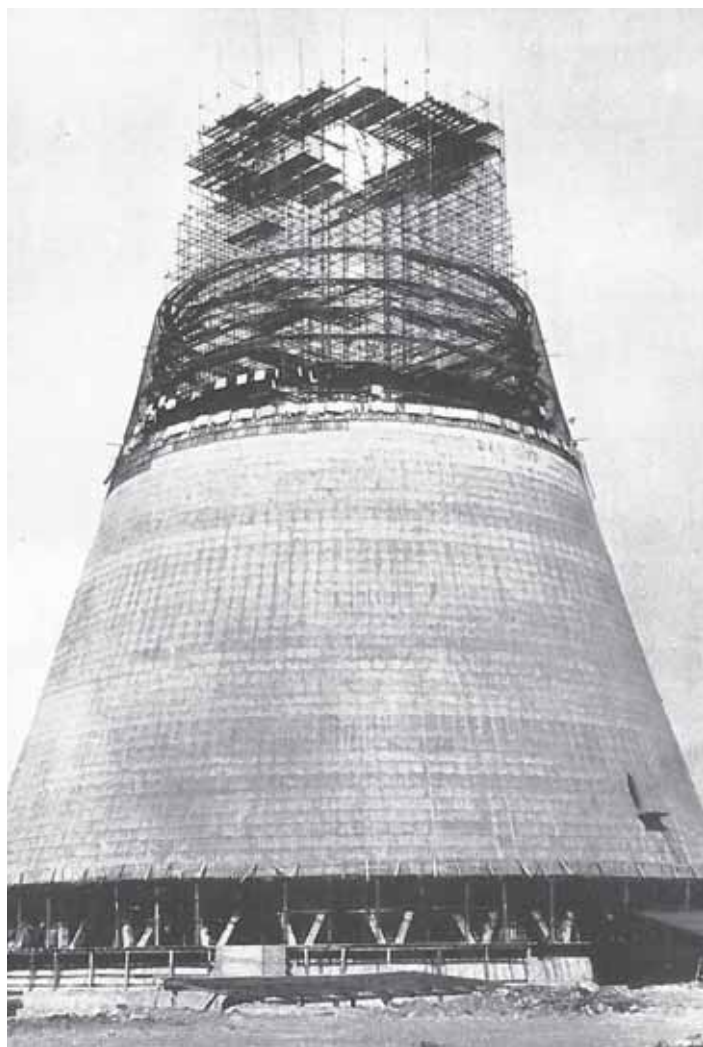


Fig. 10 – Ponteggi metallici per la costruzione di una torre di raffreddamento

scambi. Da poche unità all'inizio si passa nel '50 allo scambio con 26 riviste italiane e 11 straniere, nel '51 si arriva rispettivamente a 38 e 17 e la crescita continuerà ancora.

1952

Nel 1952 la rivista comincia ad avere un assetto caratterizzato da ricerche che si sviluppano in più puntate: Albenga infatti presenta un suo articolo sui Ponti "leggieri (!)", Bellometti sulle condotte forzate e Biffignandi sugli attraversamenti di condotte e tubi. Molto interessanti sono i resoconti di conferenze tenute presso atenei o convegni: viene presentata la relazione del prof. Fritz Stussi (1901-1982), dell'Università di Zurigo, tenuta al Politecnico di Milano nel maggio del '52. Il testo è in francese, ai tempi lingua più conosciuta dell'inglese, osteggiato nel ventennio anteguerra. Sul numero 2/52 vengono presentate le traduzioni di due articoli apparsi su riviste estere. Il primo è un lungo articolo sulla ricostruzione del ponte di Rouen ricco di foto e disegni, il secondo è una importante memoria di X. Verdeyen (Università di Bruxelles) dal titolo: "Ossature in c.a. o ossature metalliche".

Ovviamente il confronto è a favore dell'acciaio. Interessanti sono i quantitativi specifici di acciaio che emergono dalle esperienze di quei tempi: costruzioni piccole: 15 - 18 kg/m<sup>3</sup>; edifici alti (i grattacieli americani) 50-60 kg/m<sup>3</sup>. Purtroppo anche in quegli anni l'abitudine mentale delle imprese, mediamente di piccole dimensioni, era orientata verso il cemento armato che permetteva l'utilizzo di personale meno specializzato di quello delle carpenterie.

Altre due segnalazioni: sul n. 5/52 compare il primo articolo di Luigi Stabilini: viene trattato il collaudo del ponte sul Po a Piacenza (figure 8 e 9).

Un articolo di E. Rovere sui ponteggi metallici per la costruzione delle torri evaporative, colossi di 60 e più metri di altezza, con diametri che variano tra 40 e 20 m e spessori di c.a. veramente sottili (fino a 6 cm in sommità) che richiedono armature provvisorie del peso di circa 180-200 t! (figura 10).

1953

Continua la presentazione delle opere della ricostruzione. Fausto Masi presenta il nuovo ponte sul Ticino in località Turbigo, ed appare la trascrizione di una conferenza tenuta al Politecnico di Milano. Nello stesso anno Masi presenterà la costruzione dei nuovi capannoni della Pirelli a Settimo Torinese. Come si vede da questo ed altri articoli simili, la ricostruzione del paese sta accelerando ed in pochi anni si arriverà al cosiddetto boom economico.

Sul n. 2/53 è riportata una conferenza facente parte del ciclo di relazioni ad invito del Corso di Perfezionamento per le Strutture Metalliche diretto dal Prof. Stabilini, tenuta nell'aprile del '53 dal Prof. Stussi sul tema: "Problemi di attualità delle strutture metalliche".

In due puntate viene riportata la traduzione di un libro di David





Fig. 11 - Ponte di Brooklyn - Vista.

B. Steinmann dal titolo *“The Builders of the Bridge: The Story of John Roebling and His Son”*, New York. La traduzione autorizzata è di Riccardo Cantoni e la sua lettura è veramente gustosa e riproponibile ai giovani ingegneri d’oggi come esempio di ingegno e dedizione al lavoro. Il ponte di Brooklyn progettato e diretto inizialmente da John August Roebling richiese circa 16 anni di costruzione, anni densi di avvenimenti anche tragici: Roebling padre purtroppo decedette a seguito dei postumi di un incidente in cantiere durante un sopralluogo per le pile, mentre il figlio subì una gravissima embolia durante i lavori di costruzioni delle fondazioni e, steso a letto per una paralisi per tutto il resto della sua vita, seguì i lavori da casa osservando le fasi con un binocolo ed impartendo i comandi al cantiere con l’aiuto della consorte! Il ponte venne infine inaugurato nel 1883. Negli anni ‘50-‘51, circa settant’anni dopo l’apertura, il ponte subì un radicale restyling della sovrastruttura coordinata da Steinmann ed ha avuto, successivamente in varie riprese, altri interventi manutentivi. Ancora oggi la sua straordinaria campata di 486 m funziona con 6 corsie

riservate alle macchine, mentre è proibito l’accesso a treni, autobus e mezzi commerciali che in passato circolavano sul ponte. Le corsie al centro ospitano oggi il percorso pedonale e la pista ciclabile (figure 11-12).

Dal numero 2/53 si assiste ad un salto notevole del numero di pagine della rivista, segno dell’interesse con cui è seguita dal mondo dell’acciaio: si passa dalle 36 pagine più 4 di copertina a 46 pagine di testo più 14 pagine di pubblicità (!) più le 4 pagine di copertina.

Sul numero 3/53 appare per la prima volta la firma di un altro grande docente e progettista: Franco Levi del Politecnico di Torino. Egli affronta in un paio di articoli il problema del calcolo dei serbatoi sferici e a doppia curvatura per liquidi senza tensione di vapore. Ancora sullo stesso numero si ha un articolo di Belometti sul calcolo delle condotte forzate. Il problema al tempo era di grande attualità in quanto c’era un grandissimo sviluppo di impianti idroelettrici che garantivano il supporto energetico a molte industrie che riprendevano le attività. Ancor oggi la quota

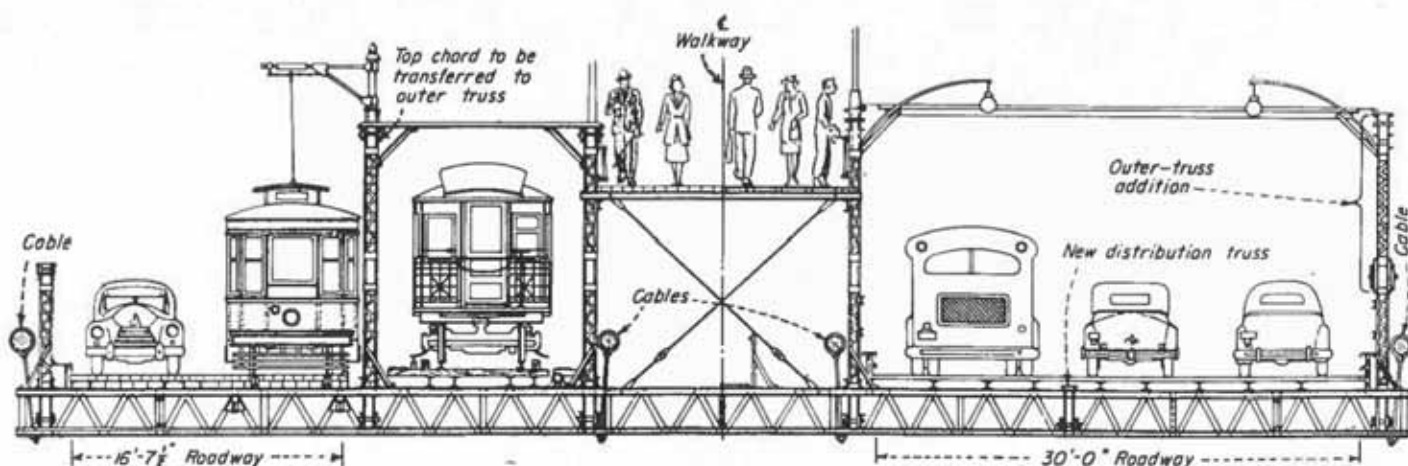


Fig. 12 - Ponte di Brooklyn - Sezione trasversale.

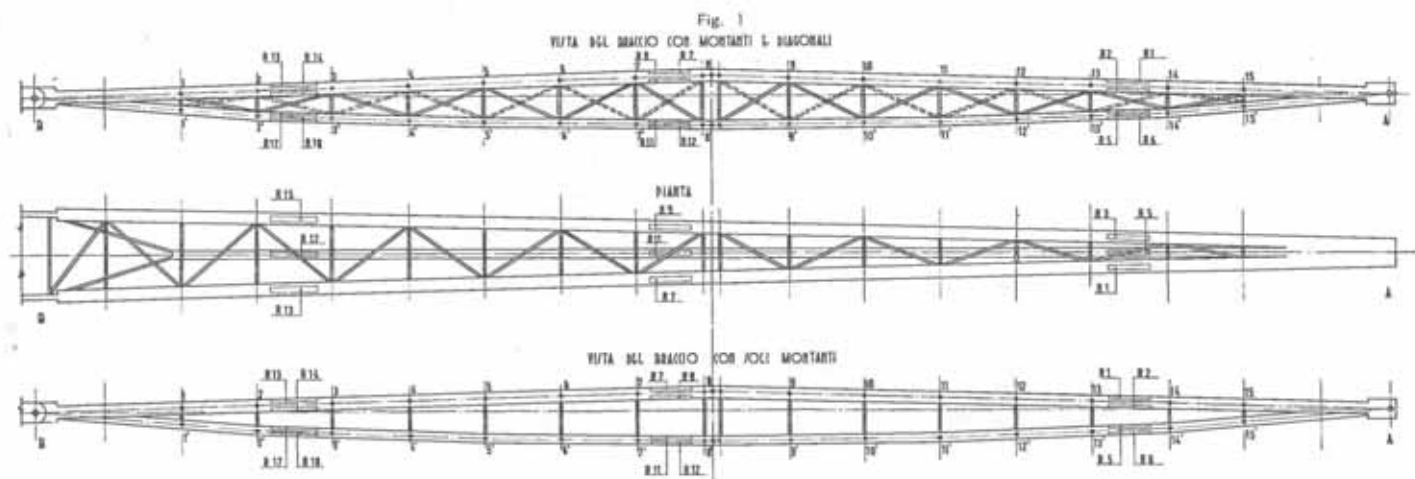


Fig. 13 – L.Croce: Risultati sperimentali su modelli di bracci di gru (1/2)

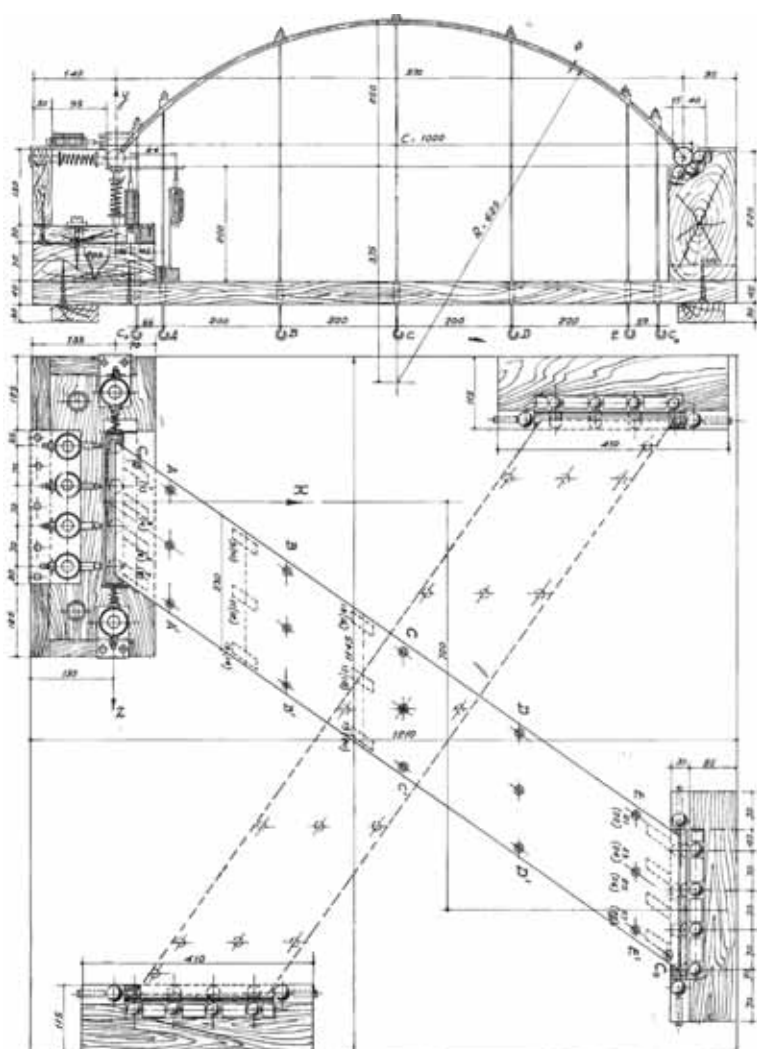


Fig. 14 – L.Croce: Risultati sperimentali su modelli di bracci di gru (2/2)

parte di energia idroelettrica, energia rinnovabile per definizione, dà un discreto contributo alle esigenze energetiche del Paese. Recentemente si sono avuti segni di risveglio in questo campo per l'installazione di mini impianti idroelettrici che sarebbero di grande utilità per impieghi locali.

Si conclude su questo stesso numero della rivista un lungo ar-

ticolo di R. Levi, responsabile tecnico della Cornigliano Spa di Genova, la cui prima parte era comparsa sul numero precedente. L'autore descrive i processi di fabbricazione del nuovo impianto (all'epoca il fiore all'occhiello della nascente industria siderurgica) che agli altiforni di produzione affianca un moderno impianto di laminazione continua che produce piatti sottili e lamiere per le applicazioni industriali. Le lamiere possono essere prodotte grezze con lunghezze di produzione fino a 18 m, oppure fornite con cicli di protezione come oliature, primerizzazioni ed anche zincature. L'avvento dei treni di continui di produzione rende disponibile una gamma di prodotti pronti per le molteplici operazioni successive come la lavorazione alla pressa, tranciatura, foratura e piegatura, imbutitura a freddo. Con questo salto tecnologico si apre un notevole campo di applicazione per le lamiere, dall'edilizia all'industria automobilistica. Da notare che già ai tempi c'era una coscienza del contenimento di sprechi energetici ed inquinamento: le loppe di alto forno venivano convogliate al cementificio alessandrino della Cementir che produceva ottimi cementi d'alto forno.

Parallelamente alla disponibilità di laminati sottili si sviluppavano progressi nelle tecniche e nelle macchine per le lavorazioni citate: presse, imbutitrici, trince, smaltatrici, impianti di saldatura continua, impianti di zincatura elettrolitica ed a caldo.

Viene anche presentato un lungo articolo (12 pagine) di Pierre Peissi direttore di OTUA (Office Technique pour l'Utilization de l'Acier) sulla costruzione del palazzo ONU a New York, che mette in risalto le peculiarità dell'acciaio per la costruzione degli edifici alti. Ai tempi la concorrenza del c.a. non era ancora così forte come lo è divenuta col passare del tempo. Interessanti comunque sono i numeri che escono e che sono ancor oggi parametri di cui tener conto.

Degni di segnalazione sono anche sono due memorie del prof. L. Croce relative a sperimentazioni su modelli in scala ridotta. Sono affrontati i casi di bracci per gru e archi a pianta obliqua. Si tratta di capire gli effetti di eventuali tralicciature diagonali sulle quattro



facce dell'asta compressa nel primo caso, e gli effetti di eventuali cedimenti degli appoggi. Entrambi i lavori erano frutto di consulenze dell'Università di Genova richieste dal mondo del lavoro.

I modelli erano costruiti in scala 1:10 per il braccio e 1:xx per l'arco. Si trattava di modelli relativamente piccoli. La serie di misure effettuata pur con la ridotta strumentazione disponibile, visualizzava assai bene la benefica importanza della tralicciatura nelle pareti agli effetti del miglioramento del carico di collasso e nel secondo caso evidenziava la grande sensibilità ai cedimenti degli appoggi per la struttura dell'arco obliquo. Lo sperimentatore commentando la grande influenza dei cedimenti in strutture analoghe, cioè con appoggi obliqui, ricorda che molti collassi di strutture complesse sono avvenute per cedimenti fondazionali e conclude dicendo che i cedimenti delle imposte devono essere minimizzati agendo sulla rigidità delle fondazioni stesse (figure 13-14).

Un pensiero: *la sperimentazione su modelli reali, pur con tutte le limitazioni di cui è affetta, è indubbiamente di grande valore. Nel tempo si è perso questa buona pratica. Sarebbe auspicabile che nell'ambito della didattica per gli ingegneri ci fosse un corso di sperimentazione su modelli, corso nel quale gli allievi ingegneri si sporchino le mani costruendo modelli e imparando a far misure e a capirne il significato. Così non è e si preferisce, per strutture complesse, la più comoda modellazione matematica..*

1954

Si è concluso il primo quinquennio della rivista. Il morale è molto alto e ci sono molte iniziative sul tavolo: corsi di specializzazione, visite a cantieri e stabilimenti, impulso nella ricerca e sperimentazioni costruttive, almeno per noi italiani, nuove. La produzione in acciaio è ormai arrivata a circa 3,5 milioni di tonnellate/anno. Sul primo numero di CM gli articoli sono ben 7 più un redazionale dell'UISAA. Compaiono per la prima volta i nomi di **Dario Danieli** e **Fabrizio de Miranda**, due futuri presidenti del CTA, di cui il Collegio dei Tecnici ACAI è l'incubatore.

Dario Danieli presenta uno studio sui nodi dei portali metallici, articolo ricco di dettagli pratici e considerazioni progettuali (figura 15).

**Fabrizio de Miranda** illustra una struttura semplicissima prefabbricata per la realizzazione di chiese, che avrà una discreta diffusione nell'ambito milanese. Si tratta di una struttura a portale commissionata dalla Curia Arcivescovile di Milano che doveva far fronte al rapido allargamento del proprio territorio cittadino. Milano infatti nel secondo dopoguerra è stato il motore della rinascita della nazione e conseguentemente subiva un aumento considerevole della popolazione che faceva nascere nuovi quartieri periferici con popolazioni di alcune migliaia di persone e le chiese erano uno dei pochi punti di aggregazione della gente. La struttura, realizzata dalla Officine Bossi di Milano, al tempo una

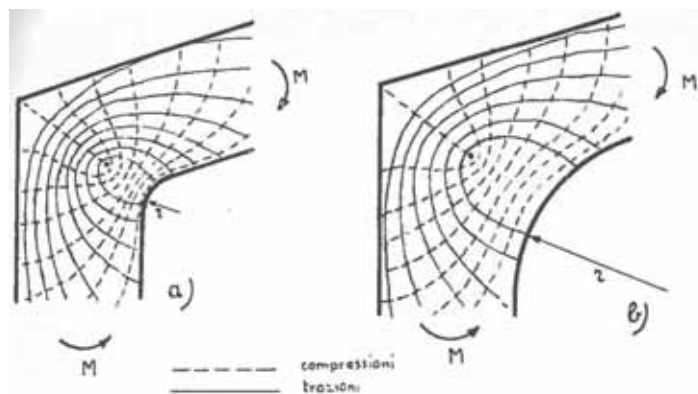


Fig. 15 - D. Danieli, studio sui nodi dei portali metallici.



Fig. 16 - F. de Miranda, struttura prefabbricata per chiese.

delle migliori carpenterie italiane, è completamente prefabbricata, con semiportali preassemblati in officina e bullonati in opera. Il peso è di circa 60 kg/mq (figura 16).

Sempre **F. de Miranda** in un altro articolo presenta uno studio sulla sezione ottimale per la scelta di travi ad anima piena soggette a flessione. Con un semplicissimo problema di minimo l'autore fornisce espressioni e grafici che forniscono le caratteristiche sezionali dei profili cui corrisponde la massima economicità del materiale. All'epoca, in assenza di elaboratori elettronici, grafici e tabelle erano molto utilizzati e rendevano il calcolo molto più spedito dell'attuale. Oggi non è raro vedere relazioni di decine e decine di pagine che riportano i risultati di semplici strutture eseguiti con modellazione ad elementi finiti!

**Walter Wolf**, ingegnere di DSV Deutscher Stahlbau Verband, presenta un interessante studio sull'impiego dei bulloni ad alta resistenza per le strutture in acciaio. In pratica vengono riportati i risultati di una serie di prove che portano alla definizione del coefficiente  $k$  che entra nella nota espressione della coppia di serraggio  $M = k \times D \times P_v$ , in cui il valore sperimentale raggiunto dà il valore di  $k = 0,163$  contro il valore  $k = 0,2$  utilizzato dalle norme statunitensi. Conclude auspicando che vengano presto messe a



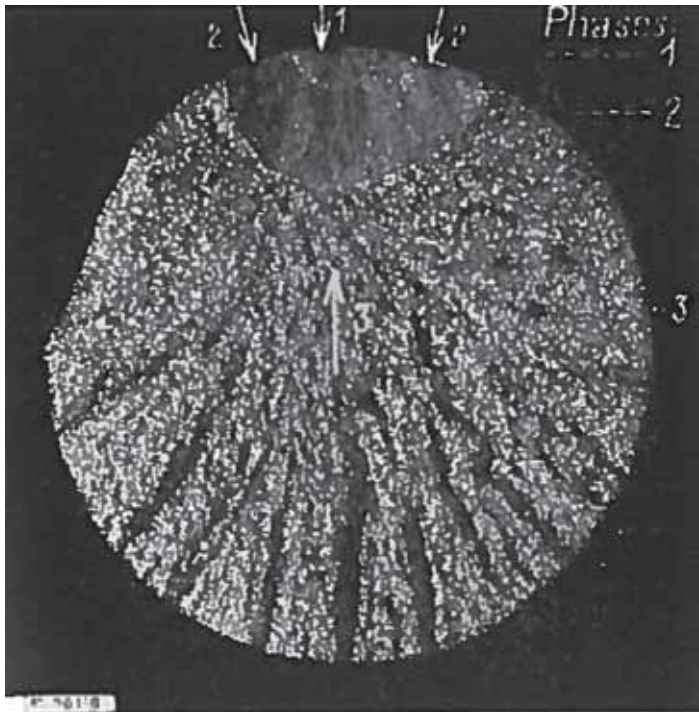


Fig. 17 - Rottura per fatica.

disposizioni adeguate chiavi dinamometriche che, allora, evidentemente non erano disponibili. Problema oggi risolto, a parte il delirio normativo di serrare con il valore di  $k$  indicato sulla scatola dei bulloni, valore che a volte non è dichiarato.

In tre successive puntate, a partire dal n.2/54, il prof. Mirko Ros docente ormai a riposo del Politecnico di Zurigo, dà una panoramica delle ricerche ed esperienze sulle strutture metalliche svolte presso il suo Istituto, dal 1925 al 1950. L'autore, esperto dei problemi di fatica (oggi purtroppo così alla ribalta a seguito degli ultimi collassi avvenuti), sviluppa in oltre 70 pagine fitte, i temi della ricerca e della progettazione assistita dalla sperimentazione; molto significativi sono i risultati a cui già a quei tempi era giunta la ricerca sulla fatica dei materiali (figura 17). L'articolo, veramente interessante ancor oggi, se non altro per la cura posta nella ricerca e nelle verifiche sperimentali in fase di collaudo delle opere, si conclude con questa considerazione: *la ricerca teorica, la sperimentazione, la progettazione e la costruzione sono un tutt'uno indivisibile ed indispensabile per la realizzazione delle opere.* Proseguendo nell'exkurs degli articoli dei primi anni di CM, troviamo un articolo di F.de Miranda sugli effetti dinamici nelle strutture metalliche, lavoro presentato al concorso ACAI del 1952 e segnalato come degno di pubblicazione da parte della Commissione esaminatrice. L'analisi parte da una sperimentazione dinamica di un modello in lega leggera di una travatura tipo dei ponti ferroviari. L'autore rileva come siano significativi gli effetti dinamici sugli elementi secondari che possono pericolosamente essere esposti a fenomeni di fatica. Cita, nella memoria, i risultati di esperienze su travi composte saldate che mostrano come può variare la frequenza di vibrazione nelle strutture al primo appa-

rire di cricche nelle saldature dei nodi. Forse la storia dovrebbe insegnare qualcosa...

Sempre sul n.2/54, Tullio Renzulli dell'Università di Napoli presenta una memoria dal titolo: "Sul calcolo di strutture metalliche composte, sollecitate a torsione". Argomento che non è mai caduto di attualità e che verrà ripreso da molti altri autori sulla rivista, ormai divenuta la passerella preferita per molti ricercatori e progettisti.

Nel numero successivo appaiono articoli di Sandro Dei Poli che, in successive parti, tratta del metodo delle forze e deformazioni nel calcolo delle strutture, argomento che arrovellava sempre i progettisti alle prese con i problemi iperstatici e che poi sfocerà negli anni '60 nei primi tentativi di analisi ad elementi finiti, e di F. de Miranda che descrive una struttura di grande effetto scenografico realizzata per la fiera campionaria e insieme anche uno studio sul comportamento di un involucro cilindrico sottile premuto dall'esterno, finalizzato alla ricerca della pressione esterna critica per tale struttura.

Silvio Maia, che fu apprezzato docente di un corso di impianti di sollevamento e trasporto al Politecnico di Milano ed autore anche di un testo sull'argomento, in un ricco articolo presenta le diverse tipologie di gru derrick, tipologia semplice e robusta molto usata nei cantieri industriali. Nei cantieri civili andrà affermandosi la gru a torre. Caratteristica dei derrick è quella di essere costituita schematicamente solo da elementi tesi o compressi, senza azioni flessionali ad eccezione di quelle dovute a peso proprio ed alle azioni secondarie. Gli elementi tesi in genere sono costituiti da funi.

Due argomenti che nel tempo cresceranno sempre di importanza cominciano ad essere trattati con sistematicità: si parla di Resistenza al fuoco e carichi di Incendio e Resistenza alla Corrosione e modalità di protezione. Questi sono effettivamente due punti deboli della costruzione metallica ed è giusto che vengano trattati frequentemente.

*Notiamo che ormai alla rivista si affiancano altre pubblicazioni: i "Quaderni della Costruzione Metallica" che riprendono articoli apparsi a puntate su CM e li presentano in forma unitaria. Pensando ai nostri Quaderni del CTA, si vede proprio che non c'è niente di nuovo sotto il sole...*

Inoltre si nota la ristampa delle Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione e la manutenzione delle strutture metalliche, norme elaborate dal Consiglio Nazionale delle Ricerche, a quel tempo lo strumento unico per la progettazione delle strutture in acciaio. Successivamente le stesse norme, molto affinate per quanto riguarda le verifiche di stabilità delle membrature, diverranno le CNR 10011, strumento molto utile e completo e molto più semplice e comprensibile delle attuali espressioni a volte chilometriche, prive di quel senso fisico che molto aiuta l'ingegnere strutturista.

(continua)

GENOVA  
MORE THAN THIS



WORKSHOP TECNICO SCIENTIFICI • CORSI DI FORMAZIONE • AGGIORNAMENTI • FAQ • ESPOSIZIONE



Giornate  
Nazionali di  
Saldatura



**GNS10**

[www.gns.iis.it](http://www.gns.iis.it) - #GNS10



L'evento culturale di riferimento  
nel mondo della **fabbricazione** dei **prodotti saldati**

**Genova, 30-31 Maggio 2019**  
Porto Antico - Centro Congressi

Se "la competenza è una conquista"  
le **GNS** rappresentano  
un'opportunità rilevante di crescita

**i Sponsor**



**Giornata del Microjoining**



**Associazioni di settore**



**I Media Partners**



**Sponsorizzazioni e Promozione:**

Cinzia Presti e-mail: [cinzia.presti@iis.it](mailto:cinzia.presti@iis.it) - tel. 010 8341.392

**Segreteria Organizzativa Info e iscrizioni:**

Ivana Limardo e-mail: [ivana.limardo@iis.it](mailto:ivana.limardo@iis.it) - tel. 010 8341.373

# STUDIO DE MIRANDA ASSOCIATI: 50 ANNI PORTATI BENE



Incontriamo a Milano il prof. Mario de Miranda il quale, oltre ad essere un docente dello IUAV di Venezia, è direttore tecnico dello Studio de Miranda Associati che, proprio lo scorso anno, ha festeggiato i suoi primi 50 anni di attività.

*Prof. de Miranda, il suo studio ha 50 anni: ci parli della nascita e dei primi passi dello studio.*

Lo Studio de Miranda è nato nel 1968. È stato fondato da Fabrizio de Miranda, mio padre, progettista di Ponti e Strutture, e pioniere negli anni '50 dei ponti a struttura composta acciaio-calcestruzzo e negli anni '60 dei ponti strallati.

I primi lavori erano legati alla precedente esperienza di Fabrizio come direttore tecnico della Costruzioni Metalliche Finsider (CMF), la Società di Carpenteria Metallica del Gruppo Italsider.

La CMF fu uno dei primi Clienti dello Studio, e fu partner in alcuni importanti Appalti Concorsi.

Tra i primi lavori dello Studio ricordo il viadotto sulla valle dell'Entella, dell'Autostrada Genova-Sestri Levante. Il progetto di Fabrizio de Miranda risultò vincitore di un Appalto Concorso Nazionale e fu realizzato negli anni 1969-1970. Era un ponte interessante: luci di 90 m, a struttura composta acciaio-calcestruzzo, realizzato con acciai ad alta resistenza, corrispondenti all'S690 di oggi. Presollecitato allo scopo di eliminare la trazione nella soletta nelle zone di momento negativo. Superando validissimi concorrenti quali Morandi e Zorzi, dimostrò la superiorità anche economica di una soluzione in acciaio su luci intorno ai 100 m, in un Paese dove la tradizione e la cultura del cemento armato, unite alla indiscussa abilità di validi progettisti e di Imprese competenti e aggressive, facevano dei ponti in CAP la soluzione prevalente.

Da subito, comunque, Fabrizio de Miranda affrontò col suo Studio il tema, affascinante e difficile, delle grandi luci. Le sue ricerche e le sue pubblicazioni di quegli anni lo testimoniano. Il Concorso Internazionale di Idee per l'attraversamento dello Stretto di Messina fu la straordinaria occasione per metterle in pratica in un progetto che risultò allora vincitore ex-aequo, ma che rappresentò di fatto una pietra miliare nella storia e nello sviluppo dei ponti.

Fino a quel momento i ponti strallati erano di concezione completamente diversa: travate alte e stralli radi.

Oggi seguono tutti il concetto innovativo introdotto a Messina da Fabrizio de Miranda: impalcato snelli e stralli ravvicinati. Oltre alla costruzione a sbalzi simmetrici e la configurazione ad A delle antenne. Quel progetto, straordinariamente innovatore, era ed è tuttora perfettamente

realizzabile!

In Italia non si è riusciti a dargli corso, ma in Spagna sì, col ponte di Rande, con la sua luce di 400 m, un record per allora. Ed anche in Argentina, con i due ponti Paraná Guazú e Paraná de las Palmas, primi ponti a grande luce stradali e ferroviari.

Comunque in Italia, il ponte all'Indiano a Firenze, anch'esso progetto vincitore di un appalto concorso, è stato un progetto altamente innovatore: ha rappresentato il primo esempio nel mondo di ponte strallato ancorato a terra, e di ponte ad impalcato binato: un twin-deck nel 1978!

*Quando hai iniziato a collaborare nello Studio?*

La mia esperienza con lo Studio è cominciata quando ero ancora studente e a tempo parziale. Ho dapprima realizzato alcuni modelli fisici dei primi ponti strallati, poi ho collaborato, acquisendo a dir la verità una piacevole ed utile esperienza, nello sviluppo dei disegni strutturali. Esperienza preziosa per capire le strutture ed entrarne nei dettagli. Sul finire dell'università collaboravo anche alle prime analisi strutturali. Poi dal 1979-80 la collaborazione è stata quella dell'ingegnere progettista. Ricordo tra i primi progetti di cui mi sono occupato, insieme ad Elena, partner nella vita e nel lavoro, il nuovo Ponte di Paderno sull'Adda, nato da una gara di progettazione vinta nel 1980.

*Quali sono stati i progetti più significativi realizzati in questi 50 anni di lavoro?*

In questi anni il nostro Studio ha progettato oltre 100 ponti, e ne ha realizzato diverse decine.

"Innovation is our Tradition" è un po' allo stesso tempo un motto, un consuntivo e un programma.

Dalle prime esperienze, reali, di isolamento sismico di ponti ed edifici a fine anni '80, agli oltre venti ponti strallati o sospesi, molti con campate da 200 a 400 m, progettati con tipologie e metodi innovativi, e realizzati, negli ultimi 20 anni ed oltre ai progetti degli anni '70 di Fabrizio de Miranda, di cui abbiamo parlato, degli anni più recenti mi piace ricordarne alcuni. Per le loro caratteristiche, ma anche per le loro storie.

- Il ponte sospeso dello Storebaelt in Danimarca, uno dei maggiori ponti del mondo, del quale siamo stati responsabili della Ingegneria di costruzione. Opera difficile, di grandi sfide, e al tempo stesso



di grande fascino, nella quale ci si è trovati davvero al limite delle capacità tecniche del momento, per dimensioni, luci, carichi, e condizioni ambientali.

- Il ponte sul rio Higuamo nella Repubblica Dominicana, il maggior ponte dei Caraibi, in area fortemente sismica e soggetta ad uragani, con struttura e metodo esecutivo innovativi, la cui costruzione siamo riusciti a portare a termine pur in presenza di grandi difficoltà: le imprese principali hanno lasciato il lavoro, che abbiamo portato comunque a termine raggruppando altre imprese locali e guidandole fino al completamento, con successo, della costruzione.
- Il ponte sul rio Guamà in Brasile, anch'esso di grandi dimensioni, con 320 m di campata centrale e 2 km di lunghezza totale, con impalcato strallato a conci prefabbricati in cantiere, con enormi difficoltà logistiche, realizzato in Amazzonia in soli 18 mesi, al ritmo di 1,3 km/anno. Guardare le persone, la loro soddisfazione, i sorrisi ed il clima di festa il giorno dell'inaugurazione, che sanciva il riavvicinamento di famiglie e comunità a lungo separate dal grande fiume, è stata una esperienza di indimenticabile gratificazione.
- Il ponte a Bassora in Iraq, anch'esso realizzato in condizioni logistiche particolarmente difficili, ma costruito con metodi di montaggio innovativi in breve tempo e in maniera fluida, con successo e soddisfazione del Cliente Iracheno e con contributo di imprese interamente italiane.
- I ponti in Lunigiana in Italia, ponti sospesi alquanto innovativi nel layout formale e nei metodi esecutivi, che rilanciano l'idea del ponte sospeso come soluzione efficace anche per le medie luci, realizzati rapidamente, nei tempi previsti e nei (davvero limitati) costi preventivati.
- Ed infine il recente ponte in Val di Pai, ponte strallato in Provincia di Sondrio, che lanciandosi a sbalzo da un acclive versante roccioso attraversa una profonda valle in un maestoso scenario alpino.

#### *E quali sono i progetti a cui state ora lavorando?*

Attualmente stiamo lavorando ad un bel progetto in India, un grande ponte multicampata, a scavalco di un bacino artificiale che fa parte di un imponente progetto di irrigazione, con deviazione di grandi fiumi per trasformare terre alternativamente troppo aride o inondate in terre fertili tutto l'anno.

Stiamo anche lavorando ad un grande progetto in Danimarca, lo Storström Bridge, un ponte stradale e ferroviario che scavalca per quattro chilometri il braccio di mare che separa le isole di Falster e di Zealand. Una competizione internazionale vinta con nostro progetto e con innovativi metodi di costruzione. È in fase di realizzazione.

Altri progetti interessanti, seppur di taglia molto minore e di carattere un po' differente, sono alcune collaborazioni che stiamo portando avanti in Kenia e Burkina Faso su progetti di cooperazione, con impianti di potabilizzazione e con il trasferimento di tecniche di agricoltura moderna ed efficiente.

*Ultimamente l'Ingegneria Civile Italiana ha subito molte critiche. Come vede lo stato dell'Ingegneria Italiana, alla luce anche dei*

#### *suoi contatti quotidiani con realtà internazionali?*

L'ingegneria italiana è molto valida in termini di intelligenza, idee, vivacità e cultura tecnica.

Subisce un clima generale di questi anni nel quale la qualità ed il reale interesse collettivo sono spesso sottomessi ad altre categorie: l'interesse economico privato, legittimo naturalmente ma che non dovrebbe risultare l'obbiettivo unico e assoluto, la burocrazia, declinata in una cultura tecnica spesso insufficiente all'interno delle amministrazioni. Subisce anche l'effetto di un valore estremamente ridotto, direi insufficiente, degli investimenti in opere pubbliche nel nostro Paese, che negli ultimi decenni ha reso estremamente difficile la vita normale e di recente anche la sopravvivenza di molte realtà italiane del mondo delle costruzioni.

A questo può far fronte solo una ripresa mirata ma sostanziale di investimenti, che tuttavia, per risultare davvero efficaci, dovrebbero coniugarsi con un diverso approccio e rapporto tra Ingegneria e Società. Penso infatti che l'Ingegneria, nella attività di Progettisti e Imprese di Costruzione, abbia anche un forte ruolo sociale e non solo economico. Si pensi alla responsabilità nell'impiego corretto e non dispersivo delle risorse collettive, e si pensi soprattutto alla sicurezza della popolazione, legata e strettamente dipendente dalla correttezza dell'azione degli ingegneri, e quindi anche – oltre che dalla loro capacità – dalla loro libertà e disponibilità di risorse nello svolgere il loro lavoro. Sarebbe opportuno ritornare a riconoscere questo ruolo da parte degli ingegneri, delle amministrazioni, della politica, della cultura e dei media.

Comunque, anche se il momento non è dei migliori, penso che ci saranno occasioni di approfondimento e cambiamento su questi temi; e sul fronte internazionale vedo, con piacere, che si registrano in questi ultimi anni positive iniziative e nuove presenze all'estero di portatori di Ingegneria Italiana, Imprese e Progettisti.

#### *Come si può affrontare seriamente il problema della manutenzione e conservazione delle opere d'arte e dei ponti in particolare?*

La chiave di volta è la diffusione della Cultura Tecnica del Mantenimento delle Opere presso gli operatori: Amministrazioni, Progettisti, Imprese, Università. Se tale cultura si diffonde realmente arrivano le risorse, si sviluppano i programmi, si creano iniziative, si realizzano le azioni atte a salvaguardare la salute delle opere e la sicurezza dei cittadini.

#### *Cosa direbbe ai giovani che devono scegliere la difficile carriera dell'Ingegnere Civile?*

Che l'Ingegneria è affascinante, perché consente di costruire e realizzare progetti. Realizzarli concretamente, fisicamente, vederli nascere, dal foglio bianco, al tavolo da disegno, al computer, all'officina, al cantiere...

E costruire ponti ha anche il vantaggio, certamente gratificante, che realizza sempre un'opera utile, che abbrevia le distanze, unisce persone e a volte popoli, e ne migliora la vita.

*(La Redazione)*



## STRUTTURE COMPLESSE LIBERO PENSIERO.

Editore: Skira - 2017

Pagine: 268 p.

€ 34,00

CONTINUANDO NELL'ANALISI delle opere più interessanti dei nostri ingegneri strutturisti, si esamina oggi il lavoro di uno degli studi di progettazione strutturale più importanti del nostro paese. E partiamo da un libro uscito da qualche tempo: "Strutture complesse Libero pensiero", edito da SKIRA, che analizza alcune opere progettate da Redesco Structural Engineering, di cui Mauro Eugenio Giuliani è stato fondatore, in continuità con la realtà creata dal padre Gian Carlo Giuliani, uno dei grandi maestri della progettazione strutturale Italiana, già nel 1975.

Tra le opere recenti realizzate da Redesco e illustrate nel volume, spiccano la torre Hadid ed il Palazzo Uffici costruito a Roma per BNL Paribas.

La torre Hadid sorge nell'area milanese denominata City Life. È l'area in cui risiedeva la gloriosa Fiera Campionaria che fu uno dei motori della rinascita industriale del paese all'uscita della seconda guerra mondiale. È una zona densa di ricordi ed uno dei poli della rinascita della città dopo le secche degli anni scorsi, rinascita che ha portato Milano ad essere considerata ancora una grande città europea.

Li Redesco ha progettato e costruito molto: negli anni '90 il complesso espositivo del Portello, ricchissimo di soluzioni strutturali ingegnose con impiego di materiali e tecniche di avanguardia. Poi successivamente il progetto del nuovo Centro Congressi della Fiera di Milano, con adeguamento delle strutture realizzate un decennio prima e nuovo eliporto. Ed ancora: la progettazione strutturale per variante di appalto della torre Isozaki, la progettazione integrale della torre Hadid, di cui parleremo più avanti, il Centro Commerciale Hadid (Podium) e infine il progetto della torre Libeskind, il terzo importante grattacielo di City Life, attualmente in fase di costruzione

La torre Hadid, così chiamata dal nome della compianta eclettica progettista iraniana Zaha Hadid, è un edificio alto dall'a-

spetto affascinante che si rifà agli stilemi tipici della stessa: strutture slanciate, con grandi superfici curve ed armoniose. Si tratta di un complesso di 42 piani per 186 metri di altezza, con una superficie di 67 mila metri quadri, entro cui lavoreranno circa 4000 persone. I piani nel loro sviluppo verticale presentano una rotazione e modifiche di forma secondo una complessa formulazione matematica. Le strutture portanti verticali sono costituite da un *core* (nucleo centrale) formato da due parti in cemento armato collegate da robustissime architravi metalliche, mentre le colonne perimetrali esterne sono inclinate in modo variabile da piano a piano. Questa particolare giacitura delle colonne esterne genera a sua volta un momento torcente che si massimizza a livello della fondazione. Il progetto totale, inclusa l'assistenza in cantiere richiesta dall'Impresa, ammonta a circa 17.500 ore di cui il 60% circa per analisi di calcolo e sviluppo ingegneristico ed il restante 40% per la disegnazione vera e propria.

Il complesso BNL gruppo PNB Paribas di Roma è un edificio di circa 85 mila metri quadrati di superficie utile, 15 piani per circa 50 metri di altezza fuori terra e 220 metri di sviluppo in pianta. È praticamente una torre sdraiata che presenta



uno sbalzo di estremità di 27 metri che si erge da terra per una quindicina di metri. Il risultato estetico, grazie anche alla mobilità delle facciate continue, è affascinante. Per la sua costruzione sono state impiegate circa 2.700 tonnellate di carpenteria metallica e circa 29.000 metri cubi di calcestruzzo. Le ore impiegate per progettazione ed assistenza tecnica sono state circa 8.000.

Le strutture sono ben descritte, nell'approccio di studio preliminare, nelle assunzioni basiche per le analisi di calcolo e nell'esposizione dei dettagli strutturali, estremamente originali e curati in ogni aspetto.

Nel libro sono riportate molte considerazioni sulla grande importanza, e quindi dignità, della figura del Progettista Strutturale. Riportarle e discuterle tutte non è possibile in poche righe. So, per esperienza, che le citazioni ed extrapolazioni di frasi da un contesto completo rischiano di stravolgere il pensiero originale, ma lo faccio anche per sollecitare la curiosità di chi vuole conoscere l'opera di Redesco. Un primo pensiero lo estraggo da una *lectio magistralis* tenuta al Politecnico di Milano nel 2015. Dice M. E. Giuliani sulle regole e responsabilità del progettista: *Come ogni professione, anche quella del progettista si svolge in un ambito di regole e consuetudini che ne determinano lo sviluppo al pari della dimensione tecnica e culturale. Svolgere appieno e consapevolmente il ruolo di progettista significa andare oltre la correttezza, dunque assumersi delle grandi responsabilità. Esiste una correttezza di sostanza che equivale a comprendere e rispettare la natura dei fenomeni fisici che determinano il funzionamento delle strutture. Esiste però anche una correttezza formale che in molti casi oggi ha preso il sopravvento ed è determinata dal rispetto di un corpus ossessivo di norme di cui non necessariamente si comprende il senso... Nelle professioni tecniche ed in particolare nella progettazione strutturale la responsabilità rispetto alla correttezza è totale, ma proprio per questo la conoscenza delle buone regole deve costituire un requisito di fondo e in nessun modo il fine ultimo né il fine principale dell'operare. La perdita di senso di molta parte dell'operare umano nel mondo delle costruzioni ha paradossalmente radice proprio nella sopravvalutazione del ruolo delle regole e della correttezza formale del processo.*

Ed ancora, a proposito del percorso comune di progettisti e costruttori: *solo chi ha l'avuto l'esperienza e la capacità di passare del tempo sul campo, di vedere e toccare con mano l'opera in costruzione, di confrontarsi ed interagire con le persone che la costruiscono, di comprendere la forza e la complessità di un cantiere in funzione, può dire di essere un progettista completo.*

Niente da aggiungere.

(Riccardo De Col)

**ingenio**  
Informazione  
tecnica e progettuale



## Abbiamo creato un sistema di informazione globale per gli appassionati di ingegneria

- **INGENIO** è una Testata tecnica che nasce dalla volontà di rispondere alle esigenze di informazione e aggiornamento tecnico nel settore delle costruzioni.
- Il cuore del sistema di informazione è il portale: [www.ingenio-web.it](http://www.ingenio-web.it), integrato da un Magazine digitale e cartaceo, una Newsletter tematica di approfondimento e un'area video.
- Il motore di INGENIO è la diffusione delle conoscenze tecniche, per questo ha puntato sulla pubblicazione di articoli tecnici di approfondimento, e non solo sulle news del settore.
- Oggi INGENIO conta su una banca dati di oltre 10.000 articoli, tutti disponibili gratuitamente sul portale.



E D I Z I O N I  
**VIREADY**



# Da oltre settant'anni in prima linea per gli approfondimenti tecnico scientifici della cultura del costruire con l'acciaio



Abbonati subito sul sito:  
[www.collegiotecniciacciaio.it](http://www.collegiotecniciacciaio.it)  
oppure scrivi a: [costruzionimetalliche@ctanet.it](mailto:costruzionimetalliche@ctanet.it)





# L'INGEGNERIA APPLICATA AL TRASPORTO E AL SOLLEVAMENTO ECCEZIONALE

SINCE 1955

UK, Sollevamento copertura del nuovo stadio del Tottenham (Londra)



Abbassamento sezione del ponte Morandi a Genova con martinetti



Vietnam, Sollevamento sezione centrale di un ponte con martinetti



India, sollevamento di 10 piani completi con martinetti



UK, Installazione di un "walkway bridge" da 3000 t a Heathrow



Installazione di un ponte da 500 ton con carrelli e martinetti



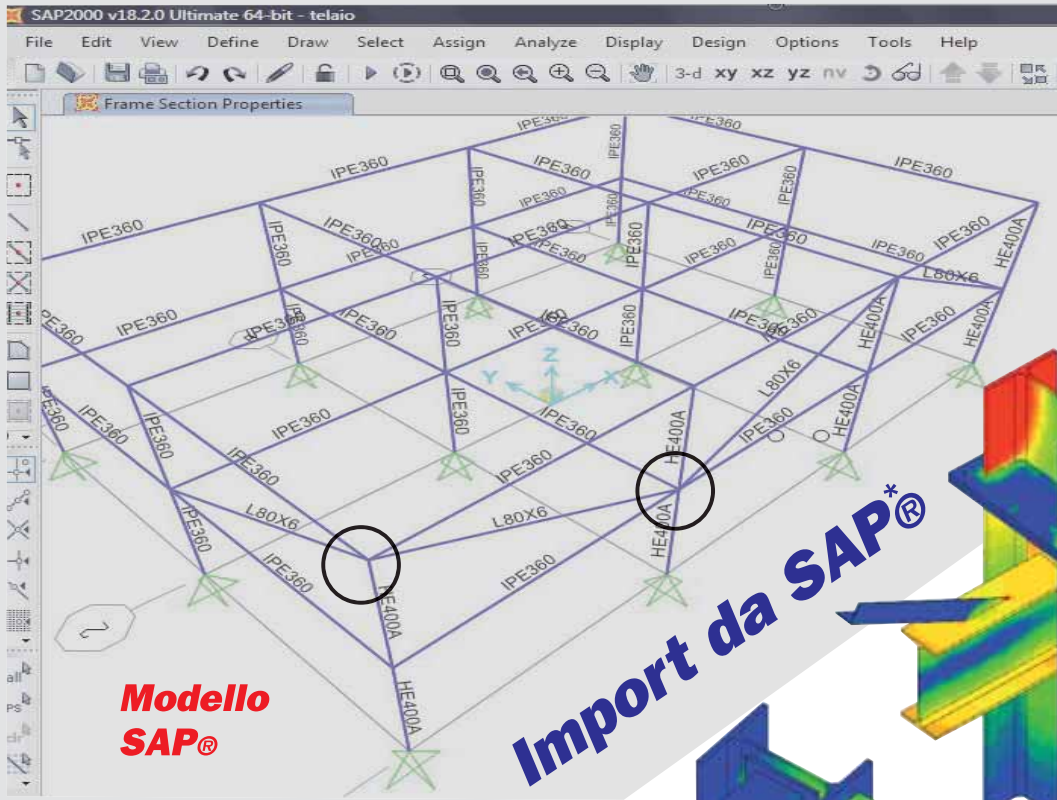


**NUOVO, POTENTE, AFFIDABILE, COMPLETO...  
RIVOLUZIONARIO!**

**CDJ** *Win*

**Computer Design of Joints**  
*2019 Edition FEA Connection*

**Niente più problemi  
con le giunzioni metalliche...**

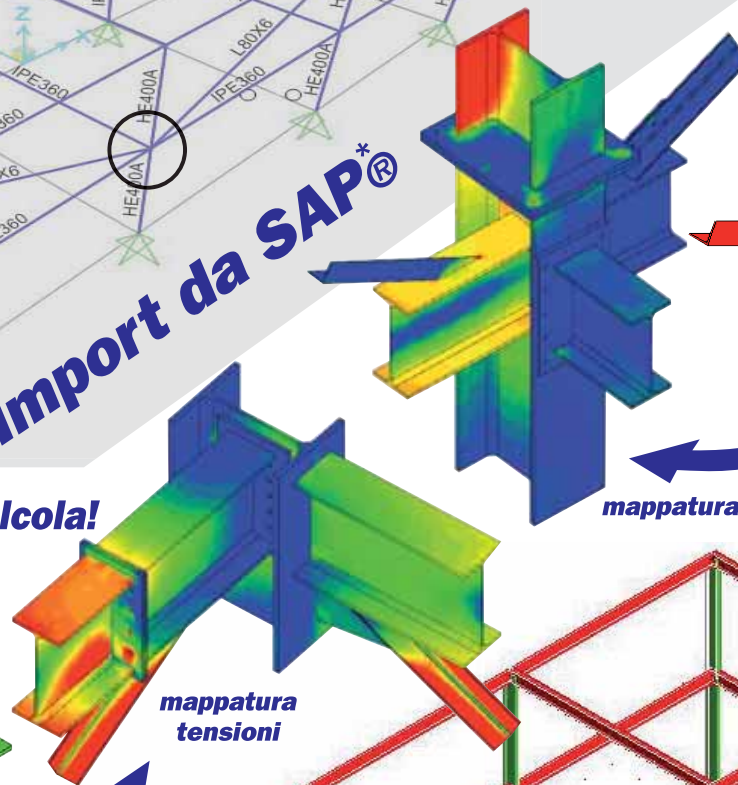
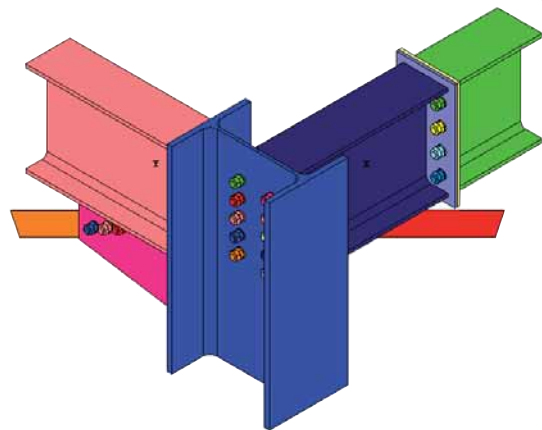


**Modello  
SAP®**

**Import da SAP®**

**Acquista CDJ *Win* con la  
Super Rottamazione  
Sconto 50%**  
ad es. CDJ *Win* Light a soli € 300,00!  
(offerta riservata ad utenti di software  
strutturali non STS, valida fino al 30/06/2019)

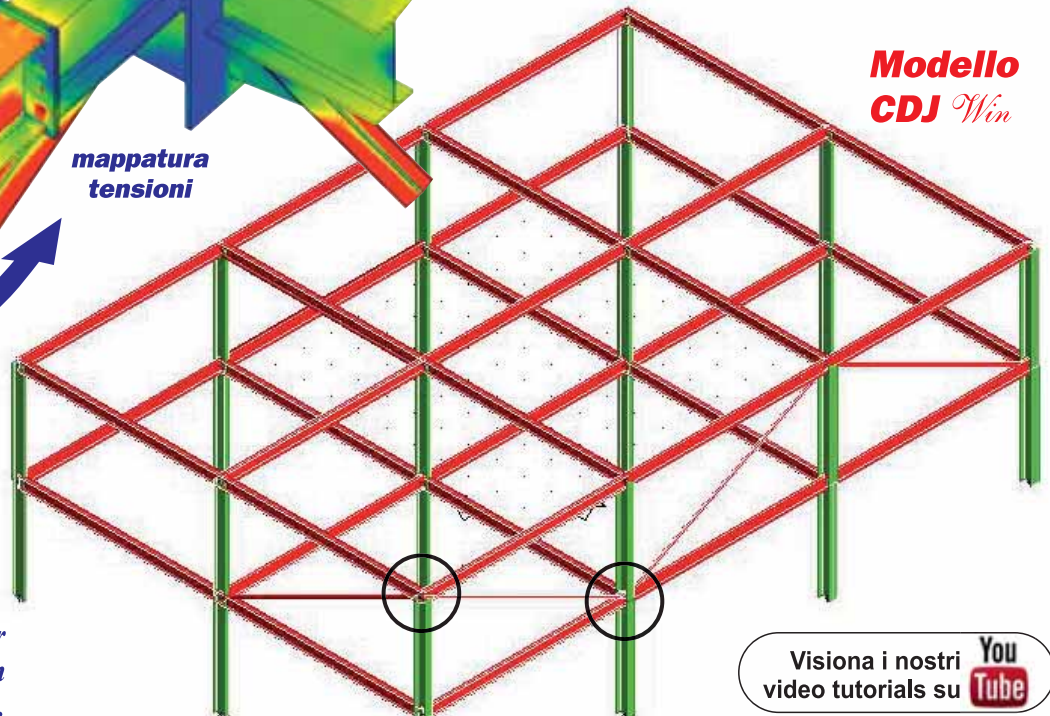
**Importa le unioni in CDJ e calcola!**  
Software per l'analisi agli elementi finiti  
solidi 3D delle unioni in acciaio di  
geometria qualsiasi, con input  
da CAD 3D integrato in  
modellazione solida



**mappatura tensioni**

**mappatura  
tensioni**

**Modello  
CDJ *Win***



Visita il nostro sito [www.stsweb.it](http://www.stsweb.it) per  
richiedere una dimostrazione in  
connessione remota.

Visiona i nostri **YouTube**  
video tutorials su



**Software Tecnico Scientifico®**

Via Tre Torri, 11 - 95030 Sant'Agata Li Battiati (CT)  
e-mail: [sts@stsweb.it](mailto:sts@stsweb.it)  
tel. 095/7252559-7254855 fax 095/213813

Corso Gelone, 39 - 96100 Siracusa  
e-mail: [sts.siracusa@stsweb.it](mailto:sts.siracusa@stsweb.it)  
tel. 0931/66220



\*Modulo a Pagamento